

Marzo 2011

TÍTULO

Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica

Parte 1-1: Reglas generales para estructuras de fábrica armada y sin armar

Eurocode 6: Design of masonry structures. Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures.

Eurocode 6: Calcul des ouvrages en maçonnerie. Partie 1-1: Règles communes pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée

CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de las Normas Europeas EN 1996-1-1:2005 y EN 1996-1-1:2005/AC:2009.

OBSERVACIONES

Esta norma sustituye a la Norma EN 1996-1-1:2005 (ratificada por AENOR) y a la Norma UNE-ENV 1996-1-3:2000.

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 9922:2010

© AENOR 2010
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

AENOR

Génova, 6
28004 MADRID-España

Asociación Española de
Normalización y Certificación

info@aenor.es
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201
Fax: 913 104 032

114 Páginas

Grupo 62

AENOR

NORMA EUROPEA
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN 1996-1-1

Noviembre 2005

+AC
Julio 2009

ICS 91.010.30; 91.080.30

Sustituye a ENV 1996-1-1:1995, ENV 1996-1-3:1998

Versión en español

Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica

Parte 1-1: Reglas generales para estructuras de fábrica armada y sin armar

Eurocode 6: Design of masonry structures.
Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures.

Eurocode 6: Calcul des ouvrages en maçonnerie. Partie 1-1: Règles communes pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée

Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk.

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2005-06-23.

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, 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

© 2005 CEN. Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.

ÍNDICE

	Página
PRÓLOGO	8
Antecedentes del programa de los Eurocódigos	8
Estatus y campo de aplicación de los Eurocódigos	9
Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos	10
Vínculos entre los Eurocódigos y las especificaciones técnicas armonizadas (ENs y DITEs) de productos	10
El anexo nacional de la Norma EN 1996-1-1.....	11
CAPÍTULO 1 GENERALIDADES	12
1.1 Objeto y campo de aplicación.....	12
1.1.1 Objeto y campo de aplicación del Eurocódigo 6.....	12
1.1.2 Objeto y campo de aplicación de la parte 1-1 del Eurocódigo 6.....	12
1.2 Normas para consulta	13
1.2.1 Generalidades	13
1.2.2 Relación de normas	13
1.3 Consideraciones.....	14
1.4 Distinción entre Principios y Reglas de aplicación	15
1.5 Términos y definiciones	15
1.5.1 Generalidades	15
1.5.2 Términos relacionados con fábricas	15
1.5.3 Términos relacionados con la resistencia de la fábrica	15
1.5.4 Términos relacionados con las piezas de fábrica	16
1.5.5 Términos relacionados con los morteros de fábrica	16
1.5.6 Términos relacionados con el hormigón de relleno	17
1.5.7 Términos relacionados con las armaduras.....	17
1.5.8 Términos relacionados con los componentes auxiliares.....	18
1.5.9 Términos relacionados con las juntas de mortero	18
1.5.10 Términos relacionados con los tipos de muros.....	18
1.5.11 Términos varios	19
1.6 Símbolos	19
CAPÍTULO 2 BASES DE PROYECTO	25
2.1 Requisitos básicos.....	25
2.1.1 Generalidades	25
2.1.2 Fiabilidad	25
2.1.3 Vida útil y durabilidad.....	25
2.2 Principios de cálculo de los estados límite	25
2.3 Variables básicas	25
2.3.1 Acciones.....	25
2.3.2 Valores de cálculo de las acciones	25
2.3.3 Propiedades de los materiales y productos.....	26
2.4 Comprobación por el método de los coeficientes parciales.....	26
2.4.1 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales	26
2.4.2 Combinaciones de acciones.....	26
2.4.3 Estados límite últimos	26
2.4.4 Estados límite de servicio.....	27
2.5 Cálculo asistido por ensayos.....	27

CAPÍTULO 3 MATERIALES	27
3.1 Piezas de fábrica	27
3.1.1 Tipos y grupos de piezas de fábrica	27
3.1.2 Propiedades de las piezas de fábrica - Resistencia a compresión	29
3.2 Mortero	29
3.2.1 Tipos de morteros para fábrica	29
3.2.2 Especificaciones del mortero para fábrica	29
3.2.3 Propiedades del mortero	29
3.3 Hormigón de relleno	30
3.3.1 Generalidades	30
3.3.2 Especificación para el hormigón de relleno	30
3.3.3 Propiedades del hormigón de relleno	30
3.4 Acero de armar	31
3.4.1 Generalidades	31
3.4.2 Propiedades de las barras de acero de armar	31
3.4.3 Propiedades de las armaduras de tendel	31
3.5 Acero de pretensar	31
3.6 Propiedades mecánicas de la fábrica	31
3.6.1 Resistencia característica a compresión de la fábrica	31
3.6.2 Resistencia característica a cortante de la fábrica	35
3.6.3 Resistencia característica a flexión de la fábrica	37
3.6.4 Resistencia característica de anclaje por adherencia de las armaduras	38
3.7 Propiedades de deformación de la fábrica	39
3.7.1 Diagrama tensión-deformación unitaria	39
3.7.2 Módulo de elasticidad	40
3.7.3 Módulo de elasticidad transversal	41
3.7.4 Fluencia, expansión o retracción por humedad y dilatación térmica	41
3.8 Componentes auxiliares	41
3.8.1 Barreras antihumedad	41
3.8.2 Llaves	41
3.8.3 Amarres, colgadores y bridas	41
3.8.4 Dinteles prefabricados	42
3.8.5 Dispositivos de pretensado	42
CAPÍTULO 4 DURABILIDAD	42
4.1 Generalidades	42
4.2 Clasificación de las condiciones medioambientales	42
4.3 Durabilidad de la fábrica	42
4.3.1 Piezas de fábrica	42
4.3.2 Mortero	42
4.3.3 Acero de armar	42
4.3.4 Acero de pretensar	44
4.3.5 Dispositivos de pretensado	44
4.3.6 Componentes auxiliares y ángulos	44
4.4 Fabrica bajo rasante	44
CAPÍTULO 5 CÁLCULO ESTRUCTURAL	44
5.1 Generalidades	44
5.2 Comportamiento estructural en situaciones accidentales (excepto sismo o incendio)	45
5.3 Imperfecciones	45
5.4 Efectos de segundo orden	46
5.5 Cálculo de los elementos estructurales	46
5.5.1 Muros de fábrica con carga vertical	46
5.5.2 Elementos de fábrica armada con carga vertical	51
5.5.3 Muros de arriostramiento de fábrica sometidos a cortante	55
5.5.4 Elementos de fábrica armada sometidos a cortante	57

5.5.5	Muros de fábrica con acciones laterales	57
CAPÍTULO 6 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO		58
6.1	Muros de fábrica con carga vertical predominante	58
6.1.1	Generalidades	58
6.1.2	Comprobación de muros de fábrica con carga vertical predominante	59
6.1.3	Muros con cargas puntuales	62
6.2	Muros de fábrica a cortante	64
6.3	Muros de fábrica con acción lateral	64
6.3.1	Generalidades	64
6.3.2	Muros con efecto arco entre apoyos	66
6.3.3	Muros con cargas de viento	67
6.3.4	Muros con empuje lateral debido al terreno y al agua	67
6.3.5	Muros con cargas laterales debidas a acciones accidentales	67
6.4	Muros de fábrica con cargas debidas a una combinación de acciones laterales y verticales	67
6.4.1	Generalidades	67
6.4.2	Método del coeficiente Φ	67
6.4.3	Método de la resistencia a flexión aparente	67
6.4.4	Método de los coeficientes de los momentos flectores equivalentes	68
6.5	Llaves	68
6.6	Elementos de fábrica armada con flexión simple o compuesta, o con compresión	68
6.6.1	Generalidades	68
6.6.2	Comprobación de los elementos de fábrica armada con flexión y/o carga axial	69
6.6.3	Elementos armados con alas	72
6.6.4	Vigas de gran canto	74
6.6.5	Dinteles compuestos	76
6.7	Elementos de fábrica armada a cortante	76
6.7.1	Generalidades	76
6.7.2	Comprobación de muros de fábrica armada con acciones horizontales en su plano	77
6.7.3	Comprobación de vigas de fábrica armada a cortante	77
6.7.4	Comprobación de vigas de gran canto a cortante	79
6.8	Fábrica pretensada	79
6.8.1	Generalidades	79
6.8.2	Comprobación de elementos	80
6.9	Fábrica confinada	80
6.9.1	Generalidades	80
6.9.2	Comprobación de elementos	80
CAPÍTULO 7 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO		81
7.1	Generalidades	81
7.2	Muros de fábrica	81
7.3	Elementos de fábrica armada	81
7.4	Elementos de fábrica pretensada	82
7.5	Elementos de fábrica confinada	82
7.6	Muros con cargas puntuales	82
CAPÍTULO 8 DETALLES		82
8.1	Detalles de la fábrica	82
8.1.1	Materiales de la fábrica	82
8.1.2	Espesor mínimo de muros	82
8.1.3	Área mínima de la sección de un muro	83
8.1.4	Traba de la fábrica	83
8.1.5	Juntas de mortero	84
8.1.6	Apoyos de cargas puntuales	84
8.2	Detalles de armado	84
8.2.1	Generalidades	84

8.2.2	Recubrimiento de la armadura de acero	84
8.2.3	Área mínima de la sección de armadura	85
8.2.4	Dimensión de la armadura de acero	85
8.2.5	Anclajes y empalmes	86
8.2.6	Estribado de la armadura de acero a compresión	89
8.2.7	Separación de las armaduras	89
8.3	Detalles de pretensado.....	90
8.4	Detalles de fábrica confinada	90
8.5	Enlace de muros	90
8.5.1	Enlace de muros a forjados y cubiertas.....	90
8.5.2	Enlace entre muros.....	91
8.6	Rozas y rebajes en muros	92
8.6.1	Generalidades	92
8.6.2	Rozas y rebajes verticales	92
8.6.3	Rozas horizontales e inclinadas.....	93
8.7	Barreras antihumedad	93
8.8	Movimientos térmicos y reológicos	93
CAPÍTULO 9 EJECUCIÓN		93
9.1	Generalidades	93
9.2	Cálculo de elementos estructurales.....	94
9.3	Puesta en carga de la fábrica.....	94
ANEXO A (Informativo) CONSIDERACIONES SOBRE LOS COEFICIENTES PARCIALES RELACIONADOS CON LA EJECUCIÓN.....		95
ANEXO B (Informativo) MÉTODO DE CÁLCULO DE LA EXCENRICIDAD DE UN NÚCLEO ESTABILIZADOR		96
ANEXO C (Informativo) MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO DE LA EXCENRICIDAD DE LA CARGA EN EL MURO.....		98
ANEXO D (Informativo) DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE ρ_3 Y ρ_4.....		102
ANEXO E (Informativo) COEFICIENTES DE MOMENTO FLECTOR, α_2, EN PAÑOS DE MURO DE UNA SOLA HOJA DE ESPESOR MENOR O IGUAL A 250 mm, CON CARGA LATERAL.....		103
ANEXO F (Informativo) RELACIONES LÍMITE DE ALTURA Y LONGITUD FRENTE A ESPESOR PARA MUROS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO		108
ANEXO G (Informativo) COEFICIENTE DE MINORACIÓN POR ESBELTEZ Y EXCENRICIDAD.....		110
ANEXO H (Informativo) COEFICIENTE DE MEJORA SEGÚN EL APARTADO 6.1.3.....		112
ANEXO I (Informativo) AJUSTE DE LA CARGA LATERAL PARA MUROS SUSTENTADOS EN TRES O CUATRO BORDES CON CARGA HORIZONTAL FUERA DE SU PLANO Y CARGA VERTICAL.....		113
ANEXO J (Informativo) ELEMENTOS DE FÁBRICA ARMADA SOMETIDOS A ESFUERZO CORTANTE: COEFICIENTE DE MEJORA DE f_{vd}.....		114

PRÓLOGO

Esta Norma EN 1996-1-1 ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales*, cuya Secretaría desempeña BSI.

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 mayo de 2006, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de marzo de 2010.

CEN/TC 250 es responsable de todos los Eurocódigos estructurales.

Este documento anula y sustituye a las Normas Europeas Experimentales ENV 1996-1-1:1995 y ENV 1996-1-3:1998.

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, 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.

Antecedentes 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 acuerdo¹⁾ 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*.

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 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 de hormigón y acero*.

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 miembros 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 (ENs y DITEs).

Los Eurocódigos, en tanto en cuanto los mismos están relacionados con las construcciones, tienen una relación directa con los Documentos Interpretativos²⁾ a los que hace referencia el artículo 12 de la DPC, aunque son de distinta naturaleza que las normas armonizadas de producto³⁾. 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.

2) De acuerdo con el artículo 3.3 de la DPC, los documentos interpretativos deben dar 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.

Las normas Eurocódigos dan reglas comunes de cálculo estructural para su uso cotidiano 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 seguido por un anexo nacional (informativo).

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 estado 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 estado (geográficos, climatológicos, etc.), por ejemplo, el mapa de nieve;
- el procedimiento a emplear cuando los Eurocódigos ofrezcan procedimientos alternativos;

y también puede contener:

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

Vínculos entre los Eurocódigos y las especificaciones técnicas armonizadas (ENs y DITEs) de productos

Hay una necesidad de consistencia entre las especificaciones técnicas armonizadas de producto y las reglas técnicas de las obras⁴⁾. Aún más, toda la información que acompañe al marcado CE de los productos de construcción que se refiera a los Eurocódigos debe mencionar claramente qué Parámetros de Determinación Nacional se han tenido en cuenta.

Esta norma europea es parte de la serie de Normas EN 1996, que comprende las siguientes partes:

EN 1996-1-1: *Reglas generales para estructuras de fábrica armada y sin armar.*

NOTA Esta parte combina las Normas ENV 1996-1-1 y ENV 1996-1-3.

EN 1996-1-2: *Reglas generales. Estructuras sometidas al fuego.*

EN 1996-2: *Proyecto, selección de materiales y ejecución de la fábrica.*

EN 1996-3: *Métodos de cálculo simplificado para estructuras de fábrica sin armar.*

La Norma EN 1996-1-1 describe los principios y requisitos de seguridad, utilización y durabilidad de las estructuras de fábrica. Se basa en el concepto de estado límite utilizado en conjunción con un método de coeficientes parciales.

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.

La Norma EN 1996-1-1 tiene el propósito de aplicarse directamente para el proyecto de nuevas estructuras junto con las Normas EN 1990, 1991, 1992, 1993, 1994, 1995, 1997, 1998 y 1999.

La Norma EN 1996-1-1 está orientada a:

- los comités que elaboran normas de cálculo estructural y sus productos relacionados, así como las normas de ensayo y ejecución;
- clientes (por ejemplo, para la formulación de sus requisitos específicos en cuanto a niveles de fiabilidad y durabilidad);
- proyectistas y contratistas;
- autoridades competentes.

El anexo nacional de la Norma EN 1996-1-1

Esta norma ofrece símbolos y algunos métodos alternativos, para los que es necesario proporcionar parámetros nacionales; los apartados en los que se puede realizar la determinación de parámetros nacionales se indican mediante notas. La norma nacional de adopción de la Norma EN 1996-1-1 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 el estado correspondiente.

En la Norma EN 1996-1-1 se permite la elección de opciones nacionales en los apartados siguientes:

- 2.4.3(1)P Estados límite últimos;
- 2.4.4(1) Estados límite de servicio;
- 3.2.2(1) Especificaciones del mortero para fábrica;
- 3.6.1.2(1) Resistencia característica a compresión de fábricas, distintas a las que disponen de tendeles discontinuos;
- 3.6.2(3), (4) y (6) Resistencia característica a cortante de la fábrica;
- 3.6.3(3) Resistencia característica a flexión de la fábrica;
- 3.7.2(2) Módulo de elasticidad;
- 3.7.4(2) Fluencia, expansión o retracción por humedad y dilatación térmica;
- 4.3.3(3) y (4) Acero de armar;
- 5.5.1.3(3) Espesor efectivo de muros de fábrica;
- 6.1.2.2(2) Esbeltez λ_c a partir de la cual se puede despreciar la fluencia;
- 8.1.2(2) Espesor mínimo de muros;
- 8.5.2.2(2) Muros capuchinos y de revestimiento;
- 8.5.2.3(2) Muros doblados;
- 8.6.2(1) Rozas y rebajes verticales;
- 8.6.3(1) Rozas horizontales e inclinadas.

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 Objeto y campo de aplicación

1.1.1 Objeto y campo de aplicación del Eurocódigo 6

(1)P El Eurocódigo 6 se aplica al proyecto de edificios y obras de ingeniería civil, o a partes de estos, en fábrica, fábrica armada, pretensada y confinada.

(2)P El Eurocódigo 6 se refiere únicamente a los requisitos de resistencia, comportamiento en servicio y durabilidad de las estructuras. No se incluyen otros requisitos, como los de aislamiento térmico o acústico.

(3)P La ejecución de las obras sólo se contempla en la medida necesaria para indicar la calidad de los materiales y productos de construcción que se deberían emplear, y la mano de obra in situ necesaria para cumplir con las hipótesis realizadas en las reglas de proyecto.

(4)P El Eurocódigo 6 no contempla los requisitos especiales de cálculo sísmico. El Eurocódigo 8, ofrece las disposiciones relacionadas con tales requisitos, que complementan y son coherentes con el Eurocódigo 6.

(5)P El Eurocódigo 6 no proporciona los valores numéricos a tener en cuenta de las acciones sobre los edificios y obras de ingeniería civil. Estos valores se encuentran en el Eurocódigo 1.

1.1.2 Objeto y campo de aplicación de la parte 1-1 del Eurocódigo 6

(1)P En esta parte 1-1 del Eurocódigo 6 se proporcionan las bases para el proyecto de edificios u obras de ingeniería civil de fábrica y fábrica armada cuya armadura se incluye para dotarla de ductilidad, de resistencia o mejorar el comportamiento en servicio. Se aportan los principios para el proyecto de fábrica pretensada y confinada, pero no las reglas de aplicación. Esta parte no es válida para fábricas con una sección en planta menor que 0,04 m².

(2) Los principios y reglas de aplicación de esta EN se pueden aplicar, aunque puede ser necesario ampliarlos, a tipos de estructuras no estrictamente cubiertas por esta norma, como nuevos usos estructurales de los materiales habituales, nuevos materiales, o cuando se consideren acciones y otros efectos no habituales.

(3) La parte 1-1 proporciona reglas detalladas aplicables principalmente a los edificios no singulares. La aplicación de estas reglas puede estar limitada por razones prácticas o por simplificaciones; sus límites de aplicación se indican en el texto cuando sean necesarios.

(4)P La parte 1-1 trata los siguientes temas:

- capítulo 1: Generalidades;
- capítulo 2: Bases de proyecto;
- capítulo 3: Materiales;
- capítulo 4: Durabilidad;
- capítulo 5: Cálculo estructural;
- capítulo 6: Estado límite último;
- capítulo 7: Estado límite de servicio;
- capítulo 8: Detalles constructivos;
- capítulo 9: Ejecución.

(5)P La parte 1-1 no cubre:

- la resistencia al fuego (que se desarrolla en la Norma EN 1996-1-2);
- los aspectos específicos en tipologías especiales de edificaciones (por ejemplo, efectos dinámicos en edificios altos);
- los aspectos específicos en obras especiales de ingeniería civil (como puentes de fábrica, presas, chimeneas o depósitos de líquidos);
- los aspectos específicos de estructuras especiales (como arcos o cúpulas);
- las fábricas con morteros de yeso, con o sin cemento;
- las fábricas sin un aparejo regular de piezas en las hiladas (mampostería ordinaria);
- las fábricas armadas con materiales distintos del acero.

1.2 Normas para consulta

1.2.1 Generalidades

(1)P Esta norma europea incorpora disposiciones de otras publicaciones por su referencia con fecha o sin ella. Estas referencias a normas se citan en los lugares apropiados del texto y se relacionan a continuación. Para referencias con fecha, las modificaciones posteriores, o revisiones, de cualquiera de estas publicaciones son aplicables a esta norma europea únicamente cuando se incorporen en ésta mediante enmienda o revisión. Para referencias sin fecha es aplicable la última edición de la norma (incluyendo cualquier modificación de ésta).

1.2.2 Relación de normas

En esta Norma EN 1996-1-1 se citan las siguientes normas:

- EN 206-1 *Hormigón. Parte 1: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad.*
- EN 771-1 *Especificación de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Piezas de arcilla cocida.*
- EN 771-2 *Especificación de piezas para fábrica de albañilería. Parte 2: Piezas silicocalcáreas.*
- EN 771-3 *Especificación de piezas para fábrica de albañilería. Parte 3: Bloques de hormigón (áridos densos y ligeros).*
- EN 771-4 *Especificación de piezas para fábrica de albañilería. Parte 4: Bloques de hormigón celular curado en autoclave.*
- EN 771-5 *Especificación de piezas para fábrica de albañilería. Parte 5: Piezas de piedra artificial.*
- EN 771-6 *Especificación de piezas para fábrica de albañilería. Parte 6: Piezas de piedra natural.*
- EN 772-1 *Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.*
- EN 845-1 *Especificación de elementos auxiliares para fábricas de albañilería: Parte 1: Llaves, amarres, colgadores, ménsulas y ángulos.*
- EN 845-2 *Especificación de elementos auxiliares para fábricas de albañilería. Parte 2: Dinteles.*

- EN 845-3 *Especificación de elementos auxiliares para fábricas de albañilería. Parte 3: Armaduras de junta de tendel de malla de acero.*
- EN 846-2 *Métodos de ensayo de componentes auxiliares para fábricas de albañilería. Parte 2: Determinación de la adhesión de las armaduras de tendel prefabricadas en juntas de mortero.*
- EN 998-1 *Especificaciones de los morteros para albañilería. Parte 1: Morteros para revoco y enlucido.*
- EN 998-2 *Especificaciones de los morteros para albañilería. Parte 2: Morteros para albañilería.*
- EN 1015-11 *Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 11: Determinación de la resistencia a flexión y a compresión del mortero endurecido.*
- EN 1052-1 *Métodos de ensayo para fábricas de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.*
- EN 1052-2 *Métodos de ensayo para fábricas de albañilería. Parte 2: Determinación de la resistencia a flexión.*
- EN 1052-3 *Métodos de ensayo para fábricas de albañilería. Parte 3: Determinación de la resistencia inicial a cortante.*
- EN 1052-4 *Métodos de ensayo para fábricas de albañilería. Parte 4: Determinación de la resistencia al cizallamiento incluyendo la barrera al agua por capilaridad.*
- EN 1052-5 *Métodos de ensayo para fábricas de albañilería. Parte 5: Determinación de la resistencia a la adhesión por el método de arranque.*
- EN 1990 *Bases para el cálculo de estructuras.*
- EN 1991 *Acciones en estructuras.*
- EN 1992 *Proyecto de estructuras de hormigón.*
- EN 1993 *Proyecto de estructuras de acero.*
- EN 1994 *Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero.*
- EN 1995 *Proyecto de estructuras de madera.*
- EN 1996-2 *Proyecto, selección de materiales y ejecución de fábricas.*
- EN 1997 *Proyecto geotécnico.*
- EN 1999 *Proyecto de estructuras de aluminio.*
- EN 10080 *Acero para el armado del hormigón. Acero soldable para armaduras de hormigón armado.*
- prEN 10138 *Acero para pretensados.*
- prEN 10348 *Acero para armaduras de hormigón armado. Acero galvanizado para armaduras.*

1.3 Consideraciones

(1)P En esta Norma EN 1996-1-1 son de aplicación las consideraciones iniciales del apartado 1.3 de la Norma EN 1990:2002.

1.4 Distinción entre Principios y Reglas de aplicación

(1) P En esta Norma EN 1996-1-1 son aplicables las reglas del apartado 1.4 de la Norma EN 1990:2002.

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Generalidades

(1) En esta Norma EN 1996-1-1 se aplican los términos y definiciones dados en el apartado 1.5 de la Norma EN 1990:2002.

(2) Los términos y las definiciones empleados en esta Norma EN 1996-1-1 se encuentran en los apartados 1.5.2 a 1.5.11, inclusive.

1.5.2 Términos relacionados con fábricas

1.5.2.1 fábrica:

Conjunto de piezas dispuestas según un aparejo específico y asentadas con mortero.

1.5.2.2 fábrica no armada*:

Fábrica que no contiene suficiente armadura para considerarse armada.

1.5.2.3 fábrica armada:

Fábrica en la que se utilizan barras o mallas embebidas en mortero u hormigón, de modo que todos los materiales trabajen en conjunto para resistir los efectos de las acciones.

1.5.2.4 fábrica pretensada:

Fábrica en la que se han generado intencionadamente tensiones de compresión internas mediante tesado de tendones.

1.5.2.5 fábrica confinada:

Fábrica provista con elementos perimetrales de hormigón armado o de fábrica armada que la limitan en sus bordes verticales y horizontales.

1.5.2.6 aparejo de la fábrica:

Disposición regular de las piezas en la fábrica para que trabajen conjuntamente.

1.5.3 Términos relacionados con la resistencia de la fábrica

1.5.3.1 resistencia característica de la fábrica:

Valor de la resistencia de la fábrica que tiene una probabilidad prescrita del 5% de no alcanzarse en una serie de ensayos hipotéticamente ilimitada. Este valor se corresponde generalmente con un fractil específico de la distribución estadística supuesta de cada propiedad particular del material o producto en una serie de ensayos. En algunas circunstancias se utiliza un valor nominal como valor característico.

1.5.3.2 resistencia a compresión de la fábrica:

Resistencia a compresión de la fábrica sin tener en cuenta los efectos de coacciones de sustentación, esbeltez o excentricidad de carga.

1.5.3.3 resistencia a cortante de la fábrica:

Resistencia a cortante de la fábrica sometida a esfuerzo cortante.

1.5.3.4 resistencia a flexión de la fábrica:

Resistencia de la fábrica a flexión pura.

* En adelante, a los efectos de esta norma, las "fábricas no armadas" se denominarán "fábricas".

1.5.3.5 resistencia de anclaje por adherencia:

La resistencia de adherencia por unidad de superficie entre la armadura y el hormigón o mortero, cuando la armadura está sometida a esfuerzo de tracción o compresión.

1.5.3.6 adherencia:

El efecto del mortero al desarrollar una resistencia de tracción o a cortante en la superficie de contacto con las piezas de fábrica.

1.5.4 Términos relacionados con las piezas de fábrica**1.5.4.1 pieza de fábrica:**

Elemento prefabricado, para uso en la construcción de fábricas.

1.5.4.2 piezas de grupo 1, 2, 3 y 4:

Designación de los grupos de piezas de fábrica, según el porcentaje, tamaño y orientación de sus perforaciones respecto a su asiento.

1.5.4.3 tabla:

Cara superior o inferior de una pieza de fábrica colocada en posición.

1.5.4.4 cazoleta:

Rehundido conformado durante la fabricación, en una o ambas tablas de la pieza de fábrica.

1.5.4.5 perforación:

Hueco conformado en una pieza de fábrica que puede atravesarla total o parcialmente.

1.5.4.6 asa:

Hueco conformado en una pieza de fábrica para facilitar su manejo y permitir levantarla con las manos o con utillaje.

1.5.4.7 tabiquillo:

Material entre perforaciones de una pieza de fábrica.

1.5.4.8 pared:

Material perimetral entre la cara de una pieza de fábrica y una perforación.

1.5.4.9 área bruta:

Área de la sección transversal de la pieza sin descontar el área de perforaciones, huecos, o rehundidos.

1.5.4.10 resistencia a compresión de piezas de fábrica:

Resistencia media a compresión de un número especificado de piezas de fábrica (véanse las partes 1 a 6 de la serie de Normas EN 771).

1.5.4.11 resistencia normalizada a compresión de piezas de fábrica:

Resistencia a compresión de las piezas de fábrica por asimilación a la resistencia a compresión de una pieza equivalente seca al aire, de 100 mm de anchura \times 100 mm de altura (véanse las partes 1 a 6 de la serie de Normas EN 771).

1.5.5 Términos relacionados con los morteros de fábrica**1.5.5.1 mortero:**

Mezcla compuesta de uno o varios conglomerantes inorgánicos, de áridos, de agua y, a veces de adiciones y/o de aditivos, para utilización en tendeles, llagueados y rejuntados de la obra de fábrica.

1.5.5.2 mortero ordinario:

Mortero sin características especiales.

1.5.5.3 mortero para junta delgada:

Mortero diseñado con un tamaño máximo de árido menor o igual que un valor prescrito.

NOTA Véase nota en el punto (2) del apartado 3.6.1.2.

1.5.5.4 mortero ligero:

Mortero diseñado con una densidad, en estado seco y endurecido, menor o igual a $1\,300\text{ kg/m}^3$, conforme a la Norma EN 998-2.

1.5.5.5 mortero diseñado:

Mortero cuya composición y método de fabricación se elige para alcanzar unas propiedades específicas (concepto de prestación).

1.5.5.6 mortero prescrito:

Mortero elaborado con una dosificación establecida, cuyas propiedades se adquieren de las proporciones declaradas de los componentes (concepto de proporciones).

1.5.5.7 mortero preparado:

Mortero dosificado y amasado en central.

1.5.5.8 mortero semipreparado:

Mortero predosificado o premezclado de cal y arena.

1.5.5.9 mortero semipreparado seco:

Mortero seco cuyos componentes están dosificados en central, para luego ser suministrado a obra y mezclado *in situ* de acuerdo con las especificaciones y condiciones del fabricante.

1.5.5.10 mortero premezclado de cal y arena:

Mortero cuyos componentes de cal y arena se han dosificado y mezclado completamente en central, y luego suministrado a obra donde se añaden otros componentes especificados o suministrados por la central (por ejemplo, cemento).

1.5.5.11 mortero de obra:

Mortero cuyos componentes se dosifican y mezclan en obra.

1.5.5.12 resistencia a compresión del mortero:

Resistencia media a compresión de un número especificado de probetas de mortero ensayadas tras 28 días de curado.

1.5.6 Términos relacionados con el hormigón de relleno**1.5.6.1 hormigón de relleno:**

Hormigón empleado para rellenar cámaras o huecos en la fábrica.

1.5.7 Términos relacionados con las armaduras**1.5.7.1 acero de armar:**

Acero para armaduras de uso en fábricas.

1.5.7.2 armadura de tendel:

Armadura de acero prefabricada para su colocación en los tendeles.

1.5.7.3 acero de pretensar:

Acero para alambres, barras o cordones, de uso en fábricas.

1.5.8 Términos relacionados con los componentes auxiliares**1.5.8.1 barrera antihumedad:**

Lámina, piezas de fábrica u otro material colocados en las fábricas para impedir el paso del agua.

1.5.8.2 llave:

Dispositivo que enlaza una hoja de un muro con la otra hoja a través de la cámara, o con un entramado, o con un muro de trasdós.

1.5.8.3 amarre:

Dispositivo que enlaza elementos de fábrica a otros contiguos, como suelos o cubiertas.

1.5.9 Términos relacionados con las juntas de mortero**1.5.9.1 tendel:**

Junta de mortero entre las tablas de las piezas de fábrica.

1.5.9.2 llaga:

Junta de mortero perpendicular al tendel y a la cara del muro.

1.5.9.3 sutura:

Junta de mortero vertical en el interior del muro, paralela a su cara.

1.5.9.4 junta delgada:

Junta de espesor reducido realizada con mortero para capa delgada.

1.5.9.5 llagueado:

Proceso de acabado de la junta de mortero durante la construcción.

1.5.9.6 rejuntado:

Proceso de relleno y acabado de la junta de mortero, en las zonas donde la junta ha sido rascada o dejada previamente abierta.

1.5.10 Términos relacionados con los tipos de muros**1.5.10.1 muro de carga o portante:**

Muro proyectado fundamentalmente para soportar otras cargas además de su peso propio.

1.5.10.2 muro de una hoja:

Muro sin cámara o sutura continua en su plano.

1.5.10.3 muro capuchino:

Muro compuesto por dos muros de una hoja paralelos, eficazmente enlazados por llaves o armaduras de tendel. La cámara entre las hojas se puede dejar vacía o rellenarse parcial o totalmente con aislante térmico no portante.

NOTA Un muro de dos hojas separadas por una cámara, donde una de las hojas no contribuye a la resistencia o rigidez de la otra (generalmente, de carga), se debe considerar como un muro de revestimiento.

1.5.10.4 muro doblado:

Muro compuesto por dos hojas paralelas con sutura continua, enlazadas entre sí con llaves de modo que trabajen solidariamente.

1.5.10.5 muro relleno:

Muro compuesto por dos hojas paralelas, con la cámara rellena con hormigón o pasta de relleno, enlazadas eficazmente con llaves o armaduras de tendel de modo que trabajen solidariamente.

1.5.10.6 muro careado:

Muro con piezas cara vista trabadas con piezas de trasdós, de modo que trabajen solidariamente.

1.5.10.7 muro con tendeles discontinuos:

Muro en el que las piezas de fábrica se asientan en dos o más bandas de mortero, dos de las cuales están en los bordes exteriores de sus tablas.

1.5.10.8 muro de revestimiento:

Muro que reviste a un muro de trasdós o a un entramado, sin traba o contribución a su resistencia.

1.5.10.9 muro de arriostramiento:

Muro que soporta acciones laterales en su plano.

1.5.10.10 muro de refuerzo:

Muro dispuesto perpendicularmente a otro muro para reforzarlo contra acciones laterales o pandeo, y así estabilizar el edificio.

1.5.10.11 muro no portante:

Muro considerado como no resistente cuya supresión no perjudica a la integridad del resto de la estructura.

1.5.11 Términos varios**1.5.11.1 roza:**

Acanaladura que se abre en la fábrica.

1.5.11.2 rebaje:

Rehundido cajeado en la cara del muro.

1.5.11.3 pasta de cemento:

Mezcla fluida de cemento, arena y agua para rellenar pequeños huecos o espacios.

1.5.11.4 junta de movimiento:

Junta en el plano del muro que permite su libre movimiento.

1.6 Símbolos

(1) Los símbolos independientes del material aparecen en el apartado 1.6 de la Norma EN 1990.

(2) Los símbolos dependientes del material empleados en esta Norma EN 1996-1-1 son:

Caracteres latinos

a_1 distancia desde el extremo del muro al borde más próximo de un apoyo;

a_x distancia desde la cara de un apoyo a la sección transversal en consideración;

NOTA NACIONAL: En el punto (2) del apartado 6.7.3 se designaba como α_x , lo que se ha corregido en esta norma por coherencia.

A	área de la sección bruta cargada de un muro;
A_{ef}	área efectiva de apoyo;
A_s	área de la sección de la armadura de acero;
A_{sw}	área de la sección de la armadura de cortante;
b	anchura de una sección;
b_c	anchura de la cara a compresión a media distancia entre coacciones;
b_{ef}	anchura efectiva de un elemento con alas;
$b_{ef,l}$	anchura efectiva de un elemento con alas con forma de L;
$b_{ef,t}$	anchura efectiva de un elemento con alas con forma de T;
c_{nom}	recubrimiento nominal del hormigón;
d	canto útil de una viga;
d_a	deformación de un arco bajo acción lateral de cálculo;
d_c	dimensión mayor de la sección transversal de un núcleo en la dirección de la flexión;
e_c	excentricidad adicional;
e_{he}	excentricidad en la cima o en la base de un muro, debida a acciones horizontales;
e_{hm}	excentricidad a media altura del muro, debida a acciones horizontales;
e_i	excentricidad en la cima o en la base de un muro;
e_{init}	excentricidad inicial;
e_k	excentricidad debida a la fluencia;
e_m	excentricidad debida a las acciones;
e_{mk}	excentricidad a media altura del muro;
E	módulo de elasticidad secante instantáneo de la fábrica;
E_d	valor de cálculo de la carga aplicada a un elemento de fábrica armada;
$E_{diferido}$	módulo de elasticidad diferido de la fábrica;
E_n	módulo de elasticidad de un elemento n ;
f_b	resistencia normalizada media a compresión de una pieza de fábrica;
f_{bod}	resistencia de anclaje por adherencia de cálculo de una armadura de acero;
f_{bok}	resistencia característica de anclaje por adherencia de una armadura;
f_{ck}	resistencia característica a compresión del hormigón de relleno;

f_{cvk}	resistencia característica a cortante del hormigón de relleno;
f_d	resistencia de cálculo a compresión de la fábrica en la dirección considerada;
f_k	resistencia característica a compresión de la fábrica;
f_m	resistencia a compresión del mortero;
f_{vd}	resistencia de cálculo a cortante de la fábrica;
f_{vk}	resistencia característica a cortante de la fábrica;
f_{vko}	resistencia característica inicial a cortante de la fábrica, con compresión nula;
f_{vit}	valor límite de f_{vk} ;
f_{xd}	resistencia de cálculo a flexión correspondiente al plano de flexión;
f_{xd1}	resistencia de cálculo a flexión de la fábrica con el plano de rotura paralelo a los tendeles;
$f_{xd1,ap}$	resistencia aparente de cálculo a flexión de la fábrica con el plano de rotura paralelo a los tendeles;
f_{xk1}	resistencia característica a flexión de la fábrica con el plano de rotura paralelo a los tendeles;
f_{xd2}	resistencia de cálculo a flexión de la fábrica con el plano de rotura perpendicular a los tendeles;
$f_{xd2,ap}$	resistencia aparente de cálculo a flexión de la fábrica con el plano de rotura perpendicular a los tendeles;
f_{xk2}	resistencia característica a flexión de la fábrica con el plano de rotura perpendicular a los tendeles;
f_{yd}	resistencia de cálculo del acero de armar;
f_{yk}	resistencia característica del acero de armar;
F_d	resistencia de cálculo a tracción o compresión de una llave de muro;
g	total de la anchura de las bandas de mortero;
G	módulo de elasticidad transversal de la fábrica;
h	altura libre de un muro de fábrica;
h_i	altura libre del muro de fábrica i ;
h_{ef}	altura efectiva de un muro;
h_{tot}	altura total de una estructura a partir de la cima de la cimentación, o de un muro o de un núcleo;
h_c	altura de un muro hasta la cota de carga;
I_i	momento de inercia de la sección del elemento i ;
k	relación entre la capacidad resistente lateral de un muro de desarrollo vertical y la capacidad resistente lateral de la sección del muro real, teniendo en cuenta las posibles coacciones de borde;
k_m	relación entre la rigidez de la losa y la del muro;

k_r	rigidez a rotación de una coacción;
K	constante utilizada en el cálculo de la resistencia a compresión de la fábrica;
l	longitud de un muro (entre otros muros, entre un muro y un hueco, o entre huecos);
l_b	longitud recta de anclaje;
l_c	longitud de la parte comprimida de un muro;
l_{cl}	luz libre de un hueco;
l_{ef}	luz efectiva de una viga de fábrica;
l_{efm}	longitud efectiva de un apoyo a media altura de un muro;
l_r	distancia libre entre coacciones laterales;
l_a	longitud o altura del muro entre apoyos capaces de resistir un empuje de arco;
M_{ad}	momento adicional de cálculo;
M_d	momento flector de cálculo en la base de un núcleo;
M_i	momento último en el nudo i ;
M_{id}	valor de cálculo del momento flector en la cima o en la base del muro;
M_{md}	valor de cálculo del máximo momento a media altura del muro;
M_{Rd}	valor de cálculo del momento resistente;
M_{Ed}	valor de cálculo del momento aplicado;
M_{Edu}	valor de cálculo del momento por encima del forjado;
M_{Edf}	valor de cálculo del momento por debajo del forjado;
n	número de pisos;
n_i	factor de rigidez de los elementos;
n_t	número de llaves o conectores por m ² de muro;
$n_{tmin.}$	mínimo número de llaves o conectores por m ² de muro;
N	suma de las acciones verticales de cálculo en un edificio;
N_{ad}	máximo empuje de arco de cálculo por unidad de longitud de muro;
N_{id}	valor de cálculo de la carga vertical en la cima o en la base de un muro o pilar;
N_{md}	valor de cálculo de la carga vertical a media altura de un muro o pilar;
N_{Rd}	valor de cálculo de la resistencia vertical de un muro o soporte de fábrica;

N_{Rdc}	valor de cálculo de la resistencia a la carga puntual vertical de un muro;
N_{Ed}	valor de cálculo de la carga vertical;
N_{Edf}	valor de cálculo de la carga por debajo del forjado;
N_{Edu}	valor de cálculo de la carga por encima del forjado;
N_{EI}	carga aplicada por el forjado;
N_{Edc}	valor de cálculo de la carga puntual vertical;
$q_{lat,d}$	resistencia lateral de cálculo por unidad de área de un muro;
Q_d	valor de cálculo de la carga vertical total, en la parte del edificio estabilizada por un núcleo;
r	flecha de un arco;
R_e	límite elástico del acero;
s	separación entre armaduras de cortante;
t	espesor de un muro;
$t_{ch,v}$	profundidad máxima de una roza o rebaje vertical sin cálculo;
$t_{ch,h}$	profundidad máxima de una roza horizontal o inclinada;
t_i	espesor del muro i ;
$t_{min.}$	espesor mínimo de un muro;
t_{ef}	espesor efectivo de un muro;
t_f	espesor de un ala;
t_{ri}	espesor del nervio i ;
V_{Ed}	valor de cálculo del esfuerzo cortante;
V_{Rd}	valor de cálculo de la resistencia a cortante;
w_i	carga uniforme de cálculo i ;
W_{Ed}	acción lateral de cálculo por unidad de área;
x	profundidad del eje neutro;
z	brazo mecánico;
Z	módulo resistente elástico de una sección unitaria de altura o longitud de muro;
<i>Caracteres griegos</i>	
α	ángulo de la armadura de cortante con el eje de la viga;

α_t	coeficiente de dilatación térmica de la fábrica;
$\alpha_{1,2}$	coeficientes del momento flector;
β	coeficiente de mejora para cargas puntuales;
χ	coeficiente de mayoración de la resistencia a corte de muros armados;
δ	coeficiente utilizado para determinar la resistencia normalizada media a compresión de piezas de fábrica;
ε_{∞}	deformación lineal final por fluencia de fábricas;
ε_{el}	deformación lineal elástica de fábricas;
ε_{mu}	deformación lineal límite a compresión de fábricas;
ε_{sy}	deformación de cedencia de la armadura;
ϕ	diámetro efectivo del acero de armar;
ϕ_{∞}	coeficiente final de fluencia de fábricas;
Φ	coeficiente de minoración;
Φ_{fl}	coeficiente de minoración, teniendo en cuenta la influencia de la resistencia a flexión;
Φ_i	coeficiente de minoración en la cima o en la base del muro;
Φ_m	coeficiente de minoración a media altura de un muro;
γ_M	coeficiente parcial de seguridad para los materiales, incluyendo incertidumbres sobre su geometría y modelización;
η	coeficiente para el cálculo de la excentricidad de las cargas sobre los muros;
λ_x	profundidad de la zona comprimida en una viga, cuando se emplea un diagrama rectangular de tensiones;
λ_c	valor de la esbeltez a partir del cual las excentricidades debidas a la fluencia se pueden despreciar;
μ	relación ortogonal de las resistencias a flexión de fábricas;
ξ	coeficiente de mayoración de la rigidez a rotación de la coacción del elemento estructural considerado;
ρ_d	densidad en seco;
ρ_n	coeficiente de minoración;
ρ_t	coeficiente de rigidez;
σ_d	tensión de cálculo a compresión;
ν	ángulo de inclinación de la estructura respecto a la vertical;

CAPÍTULO 2 BASES DE PROYECTO

2.1 Requisitos básicos

2.1.1 Generalidades

(1)P El proyecto de estructuras de fábrica debe ser conforme con las reglas generales dadas en la Norma EN 1990.

(2)P En este capítulo se dan disposiciones específicas para las estructuras de fábrica que se deben aplicar.

(3) Los requisitos básicos del capítulo 2 de la Norma EN 1990, se consideran satisfechos para las estructuras de fábrica si se cumple lo siguiente:

- el cálculo del estado límite junto con el método del coeficiente parcial descritos en la Norma EN 1990;
- las acciones dadas en la Norma EN 1991;
- las reglas de combinación dadas en la Norma EN 1990;
- los principios y reglas de aplicación dados en esta Norma EN 1996-1-1.

2.1.2 Fiabilidad

(1)P Se obtendrá la fiabilidad requerida a las estructuras de fábrica proyectando de acuerdo con esta Norma EN 1996-1-1.

2.1.3 Vida útil y durabilidad

(1) Se debería remitir al capítulo 4 para considerar la durabilidad.

2.2 Principios de cálculo de los estados límite

(1)P Los estados límite pueden afectar únicamente a la fábrica, o a otros materiales que se empleen en partes de la estructura, para los cuales se debe remitir a las partes pertinentes de las Normas EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995 y EN 1999.

(2)P Para todo lo relacionado con la estructura de fábrica, incluyendo a los componentes auxiliares, se debe considerar el estado límite último y el estado límite de servicio.

(3)P En una estructura de fábrica se deben considerar todas las situaciones de proyecto relevantes, incluyendo las sucesivas fases de su construcción.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones

(1)P Las acciones se deben obtener de las partes pertinentes de la Norma EN 1991.

2.3.2 Valores de cálculo de las acciones

(1)P Los coeficientes parciales para acciones se deben obtener de la Norma EN 1990.

(2) Los coeficientes parciales de fluencia y retracción de los elementos de hormigón en las estructuras de fábrica se deberían obtener de la Norma EN 1992-1-1.

(3) En los Estados límite de servicio, las deformaciones impuestas se deberían introducir como valores estimados (medios).

2.3.3 Propiedades de los materiales y productos

(1) Las propiedades de los materiales y productos de construcción y sus datos geométricos a emplear en el proyecto deberían ser los especificados en las EN, hEN o DITE pertinentes, salvo indicación contraria en esta Norma EN 1996-1-1.

2.4 Comprobación por el método de los coeficientes parciales

2.4.1 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales

(1) El valor de cálculo de una propiedad del material se obtiene dividiendo su valor característico por el coeficiente parcial para los materiales, γ_M , apropiado.

2.4.2 Combinaciones de acciones

(1)P Las combinaciones de acciones deben ser conformes con las reglas generales dadas en la Norma EN 1990.

NOTA 1 Normalmente será posible simplificar las combinaciones de acciones dadas en la Norma EN 1990 para las estructuras de edificios residenciales y de oficinas.

NOTA 2 Las sobrecargas, como se indican en las partes de la Norma EN 1991-1, para estructuras de edificios residenciales y de oficinas, se pueden tratar como una acción variable fija (lo que significa iguales cargas en todos los vanos, o carga nula, cuando corresponda), para lo cual las partes de la Norma EN 1991-1 ofrecen coeficientes de reducción.

2.4.3 Estados límite últimos

(1)P Se deben emplear los valores pertinentes de los coeficientes parciales de los materiales γ_M para el estado límite último en las situaciones persistentes y accidentales. Cuando se analice la estructura con acciones accidentales, se debe tener en cuenta la probabilidad de la ocurrencia de dicha acción accidental.

NOTA Los valores numéricos del símbolo γ_M de uso en un estado se pueden encontrar en su anexo nacional. En la siguiente tabla se ofrecen los valores recomendados, agrupados por clases, que se pueden relacionar con el control de ejecución (véase también el anexo A), de acuerdo con la opción nacional.

Material		γ_M				
		Clase				
		1	2	3	4	5
A	Fábrica de: Piezas de Categoría I, con mortero diseñado ^a	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Piezas de Categoría I, con mortero prescrito ^b	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Piezas de Categoría II, con cualquier mortero ^{a, b, c}	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
D	Anclaje de la armadura de acero	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	Acero de armar y de pretensar	1,15				
F	Componentes auxiliares ^{c, d}	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
G	Dinteles acordes con la Norma EN 845-2	1,5 a 2,5				
^a Las Normas EN 998-2 y EN 1996-2 dan los requisitos para morteros diseñados.						
^b Las Normas EN 998-2 y EN 1996-2 dan los requisitos para morteros prescritos.						
^c Los valores declarados son valores medios						
^d Las barreras antihumedad se suponen cubiertas por el coeficiente para fábricas γ_M .						
^e Cuando el coeficiente de variación para las piezas de Categoría II no supera el 25%.						

FIN DE LA NOTA

2.4.4 Estados límite de servicio

(1) No se requiere el cálculo detallado de las combinaciones de acciones si se proporcionan las reglas simplificadas en los apartados correspondientes que tratan de los estados límite de servicio. Cuando sea necesario el coeficiente parcial de los materiales, para el estado límite de servicio, es γ_M .

NOTA El valor del símbolo γ_M de uso en un estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para γ_M para todas las propiedades del material en estados límite de servicio es 1,0.

2.5 Cálculo asistido por ensayos

(1) Las propiedades estructurales de la fábrica se pueden determinar mediante ensayos.

NOTA El anexo D (informativo) de la Norma EN 1990 aporta recomendaciones para el cálculo asistido por ensayos.

CAPÍTULO 3 MATERIALES

3.1 Piezas de fábrica

3.1.1 Tipos y grupos de piezas de fábrica

(1)P Las piezas de fábrica deben ajustarse a alguno de los siguientes tipos:

- piezas de arcilla cocida, según la Norma EN 771-1;
- piezas silicocalcáreas, según la Norma EN 771-2;
- piezas de hormigón (con áridos densos y ligeros), según la Norma EN 771-3;

- piezas de hormigón celular curado en autoclave, según la Norma EN 771-4;
- piezas de piedra artificial, según la Norma EN 771-5;
- piezas de piedra natural, según la Norma EN 771-6.

(2) Las piezas de fábrica pueden ser de Categoría I o Categoría II.

NOTA Las piezas de Categoría I y II se definen en las partes 1 a 6 de la Norma EN 771.

(3) Las piezas de fábrica se deberían clasificar como Grupo 1, Grupo 2, Grupo 3 o Grupo 4, para emplear las ecuaciones y otros valores numéricos dados en los puntos (2), (3), (4), (5) y (6) del apartado 3.6.1.2, y en el apartado 3.6.1.3, y en otros apartados que hagan referencia a los grupos.

NOTA Normalmente el fabricante declarará el grupo de sus piezas.

(4) Las piezas de hormigón celular curado en autoclave, de piedra artificial y de piedra natural se consideran del Grupo 1. Los requisitos geométricos para clasificar las piezas de arcilla cocida, silicocalcáreas y de hormigón se dan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 – Requisitos geométricos para la clasificación de piezas de fábrica

	Materiales y límites para piezas de fábrica							
	Grupo 1 (todos los materiales)	Piezas	Grupo 2		Grupo 3		Grupo 4	
			Perforaciones verticales				Perforaciones horizontales	
Volumen de todas las perforaciones (% del volumen bruto)	≤ 25	arcilla cocida	> 25; ≤ 55		≥ 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
		silicocalcáreas	> 25; ≤ 55		no utilizado		no utilizado	
		hormigón ^b	> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 50	
Volumen de cada perforación (% del volumen bruto)	≤ 12,5	arcilla cocida	Cada una de las múltiples perforaciones ≤ 2 asas hasta un total de 12,5		Cada una de las múltiples perforaciones ≤ 2 asas hasta un total de 12,5		Cada una de las múltiples perforaciones ≤ 30	
		silicocalcáreas	Cada una de las múltiples perforaciones ≤ 15 asas hasta un total de 30		no utilizado		no utilizado	
		hormigón ^b	Cada una de las múltiples perforaciones ≤ 30 asas hasta un total de 30		Cada una de las múltiples perforaciones ≤ 30 asas hasta un total de 30		Cada una de las múltiples perforaciones ≤ 25	
Valor declarado del espesor de tabiquillos y paredes (mm)	Sin requisitos		tabiquillo	pared	tabiquillo	pared	tabiquillo	pared
		arcilla cocida	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		silicocalcáreas	≥ 5	≥ 10	no utilizado		no utilizado	
		hormigón ^b	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Valor declarado del espesor combinado ^a de tabiquillos y paredes (% de la anchura total)	Sin requisitos	arcilla cocida	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		silicocalcáreas	≥ 20		no utilizado		no utilizado	
		hormigón ^b	≥ 18		≥ 15		≥ 45	

^a El espesor combinado es el espesor de los tabiquillos y paredes, medido horizontalmente en la dirección pertinente. La comprobación se debe considerar como un ensayo cualitativo y sólo necesita repetirse en el caso de cambios importantes en las dimensiones de diseño de las piezas.

^b En el caso de perforaciones cónicas, o perforaciones celulares se emplea el valor medio del espesor de los tabiquillos y de las paredes.

3.1.2 Propiedades de las piezas de fábrica - Resistencia a compresión

(1)P La resistencia a compresión de las piezas de fábrica utilizada en el cálculo debe ser la resistencia normalizada media a compresión, f_b .

NOTA En la serie de Normas EN 771, la resistencia normalizada media a compresión es:

- la declarada por el fabricante, o bien
- la obtenida de convertir la resistencia a compresión según el anexo A de la Norma EN 772-1 (conversión de la resistencia a compresión de las piezas para fábrica de albañilería a resistencia normalizada media a compresión).

(2) Cuando un fabricante declara la resistencia normalizada a compresión de las piezas de fábrica como una resistencia característica, se debería convertir en la media equivalente, empleando un factor basado en el coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas.

3.2 Mortero

3.2.1 Tipos de morteros para fábrica

(1) Los morteros para fábrica se definen como ordinarios, para junta delgada, o ligeros, de acuerdo con sus componentes.

(2) Los morteros para fábrica se consideran como diseñados o prescritos, según el método de definición de su composición.

(3) Los morteros para fábrica pueden ser industriales (tanto dosificados como amasados), semiindustriales, o de obra, según el método de fabricación.

(4)P Los morteros industriales y semiindustriales deben ser conformes a la Norma EN 998-2. El mortero de obra debe ser conforme con la Norma EN 1996-2. El mortero premezclado de cal y arena debe ser conforme con la Norma EN 998-2, y se debe utilizar según la Norma EN 998-2.

3.2.2 Especificaciones del mortero para fábrica

(1) Los morteros se deberían clasificar por su resistencia a compresión, expresada por la letra M seguida de la resistencia a compresión en N/mm^2 ; por ejemplo, M5. Los morteros prescritos se describirán, además de la letra M, por sus componentes en volumen; por ejemplo 1:1:5 cemento: cal: arena.

NOTA El anexo nacional de un estado puede asociar mezclas equivalentes aceptables, descritas por la proporción de sus componentes, a los valores M declarados. El anexo nacional debería ofrecer dichas mezclas equivalentes aceptables.

(2) Los morteros ordinarios para fábricas pueden ser morteros diseñados o prescritos, de acuerdo con la Norma EN 998-2.

(3) Los morteros para junta delgada y ligeros para fábricas deberían ser morteros diseñados de acuerdo con la Norma EN 998-2.

3.2.3 Propiedades del mortero

3.2.3.1 Resistencia a compresión del mortero para fábricas

(1)P La resistencia a compresión del mortero para fábricas, f_m , se debe determinar según la Norma EN 1015-11.

3.2.3.2 Adherencia entre las piezas y el mortero

(1)P La adherencia entre el mortero y las piezas de fábrica debe ser adecuada para el uso previsto.

NOTA 1 La adherencia adecuada dependerá del tipo de mortero empleado y de las piezas sobre las que se aplique.

NOTA 2 La Norma EN 1052-3 trata de la determinación de la resistencia inicial a cortante de la fábrica; y la Norma EN 1052-5 trata de la determinación de la resistencia a la adherencia por flexión.

3.3 Hormigón de relleno

3.3.1 Generalidades

(1)P El hormigón empleado para relleno debe ser conforme con la Norma EN 206.

(2) El hormigón de relleno se especifica por la resistencia característica a compresión, f_{ck} , (clase de resistencia del hormigón), que hace referencia a la resistencia de la probeta cilíndrica o cúbica a los 28 días, de acuerdo con la Norma EN 206.

3.3.2 Especificación para el hormigón de relleno

(1) La clase de resistencia del hormigón de relleno según se define en la Norma EN 206-1 no debería ser menor que C12/15.

(2) El hormigón puede ser diseñado o prescrito, y debería contener sólo el agua suficiente para obtener la resistencia especificada y la adecuada docilidad.

(3)P La docilidad del hormigón de relleno debe ser tal que asegure que los huecos se llenen completamente, cuando el hormigón se coloque según la Norma EN 1996-2.

(4) Las clases de asentamiento S3 a S5 o las clases de escurrimiento F4 a F6, de acuerdo con la Norma EN 206-1, serán satisfactorias para la mayoría de los casos. En perforaciones donde la dimensión menor es inferior a 85 mm, se debería emplear la clase de asentamiento S5 o la clase de escurrimiento F6. Cuando se vayan a utilizar hormigones de alto asentamiento se deben tomar medidas para reducir la alta retracción resultante del hormigón.

(5) El tamaño máximo del árido del hormigón de relleno no debería ser mayor de 20 mm. El tamaño máximo del árido no debería ser mayor de 10 mm cuando se vaya a utilizar hormigón de relleno para huecos cuya dimensión menor es inferior a 100 mm o cuando el recubrimiento de las armaduras sea menor que 25 mm.

3.3.3 Propiedades del hormigón de relleno

(1)P La resistencia característica a compresión y a cortante del hormigón de relleno se debe determinar a partir de ensayos sobre probetas de hormigón.

NOTA Los resultados de los ensayos se pueden obtener de ensayos realizados para el proyecto, o estar disponibles en una base de datos.

(2) La resistencia característica a compresión, f_{ck} , y la resistencia característica a cortante, f_{cvk} , del hormigón de relleno se pueden tomar de la tabla 3.2 cuando no haya datos disponibles.

Tabla 3.2 – Resistencias características del hormigón de relleno

Clase de resistencia del hormigón	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30, o superior
f_{ck} (N/mm ²)	12	16	20	25
f_{cvk} (N/mm ²)	0,27	0,33	0,39	0,45

3.4 Acero de armar

3.4.1 Generalidades

(1)P El acero al carbono para armar se debe especificar conforme a la Norma EN 10080. El acero inoxidable y las barras con recubrimientos especiales se deben especificar por separado.

(2)P Los requisitos para las propiedades de las armaduras son para el material colocado en la fábrica u hormigón de relleno endurecido. Se deben evitar las operaciones llevadas a cabo en obra, o durante la fabricación, que puedan dañar las propiedades del material.

NOTA La Norma EN 10080 se refiere al límite elástico, R_e , que incluye los valores característico, mínimo y máximo, basados en la calidad de la producción a largo plazo. Por el contrario, f_{yk} es el límite elástico característico basado únicamente en el armado necesario para la estructura. No existe una relación directa entre f_{yk} y la característica R_e . Sin embargo, los métodos de evaluación y comprobación del límite elástico dados en la Norma EN 10080, aportan una verificación suficiente para obtener f_{yk} .

(3) El acero de armar puede ser acero al carbono o acero inoxidable austenítico. El acero de armar puede ser liso o corrugado (alta adherencia) y soldable.

(4) La Norma EN 1992-1-1 ofrece información detallada sobre las propiedades del acero de armar.

3.4.2 Propiedades de las barras de acero de armar

(1)P La resistencia característica de las barras de acero de armar, f_{yk} , debe ser conforme con el anexo C de la Norma EN 1992-1-1.

(2) Para el coeficiente de dilatación térmica se puede tomar el valor $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

NOTA Normalmente, la diferencia entre este valor y el valor para la fábrica u hormigón envolvente se puede obviar.

3.4.3 Propiedades de las armaduras de tendel

(1)P Las armaduras de tendel prefabricadas deben ser conformes con la Norma EN 845-3.

3.5 Acero de pretensar

(1)P El acero de pretensar debe ser conforme con la Norma EN 10138, o con un DITE apropiado.

(2) Las propiedades del acero de pretensar se deberían obtener de la Norma EN 1992-1-1.

3.6 Propiedades mecánicas de la fábrica

3.6.1 Resistencia característica a compresión de la fábrica

3.6.1.1 Generalidades

(1)P La resistencia característica a compresión de la fábrica, f_k , se debe determinar de los resultados de ensayos sobre probetas de fábrica.

NOTA Los resultados de los ensayos se pueden obtener de ensayos realizados para el proyecto, o estar disponibles en una base de datos.

3.6.1.2 Resistencia característica a compresión de fábricas distintas a las que disponen de tendeles discontinuos

(1) La resistencia característica a compresión se debería determinar de:

(i) los resultados de los ensayos de acuerdo con la Norma EN 1052-1, cuyos ensayos se pueden llevar a cabo para el proyecto o estar disponibles de ensayos previos, por ejemplo, de una base de datos; los resultados de los ensayos se deberían expresar en una tabla, o como términos de la ecuación (3.1)

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (3.1)$$

donde

f_k es la resistencia característica a compresión de la fábrica, en N/mm²;

K es una constante, modificada según los puntos (3) y/o (6) del apartado 3.6.1.2, cuando sea pertinente;

α, β son constantes;

f_b es la resistencia normalizada media a compresión de las piezas, en la dirección del efecto de la acción aplicada, en N/mm²;

f_m es la resistencia a compresión del mortero, en N/mm².

Las limitaciones del uso de la ecuación (3.1) se deberían dar en términos de f_b, f_m , el coeficiente de variación de los resultados de los ensayos, y en el Grupo de las piezas.

o bien de:

(ii) de los apartados (2) y (3), a continuación.

NOTA La decisión de cuál de los métodos (i) y (ii) se emplea en un estado se puede encontrar en su anexo nacional. Si se usa (i), el anexo nacional debería ofrecer los valores tabulados o las constantes a emplear en la ecuación (3.1) y sus limitaciones, preferiblemente referidas a la clasificación de la tabla 3.1.

(2) La relación entre la resistencia característica a compresión de la fábrica, f_k , la resistencia normalizada media a compresión de las piezas, f_b , y la resistencia del mortero, f_m , se puede obtener de:

- la ecuación (3.2), para fábricas asentadas con mortero ordinario y mortero ligero;
- la ecuación (3.3), para fábricas asentadas con mortero para junta delgada, de espesor 0,5 mm a 3 mm, y piezas de arcilla cocida de los Grupos 1 y 4, piezas silicocalcáreas, piezas de hormigón y piezas de hormigón celular curado en autoclave;
- la ecuación (3.4), para fábricas asentadas con mortero para junta delgada, de espesor 0,5 mm a 3 mm, y piezas de arcilla cocida de los Grupos 2 y 3.

NOTA La Norma EN 998-2 no establece un límite para el espesor de las juntas realizadas con mortero para junta delgada; el límite de 0,5 mm a 3 mm es para asegurar que este mortero posee las propiedades de mejora que se supone existen para permitir la validez de las ecuaciones (3.3) y (3.4). La resistencia del mortero, f_m , no se necesita emplear con las ecuaciones (3.3) y (3.4).

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \quad (3.2)$$

$$f_k = K f_b^{0,85} \quad (3.3)$$

$$f_k = K f_b^{0,7} \quad (3.4)$$

donde

K es una constante indicada en la tabla 3.3, modificada según los puntos (3) y/o (6) del apartado 3.6.1.2, cuando sea pertinente

si se cumplen los siguientes requisitos:

- la fábrica se detalla de acuerdo con el capítulo 8 de esta Norma EN 1996-1-1;
- todas las juntas satisfacen los requisitos de los puntos (1) y (3) del apartado 8.1.5, para que se consideren rellenas;
- f_b no se toma mayor que 75 N/mm^2 cuando las piezas se asienten con mortero ordinario;
- f_b no se toma mayor que 50 N/mm^2 cuando las piezas se asienten con mortero para junta delgada;
- f_m no se toma mayor que 20 N/mm^2 ni mayor que $2f_b$ cuando las piezas se asienten con mortero ordinario;
- f_m no se toma mayor que 10 N/mm^2 cuando las piezas se asienten con mortero ligero;
- el espesor de la fábrica es igual al tizón o sogá de la pieza, de tal forma que no existe sutura en toda o en parte de la longitud del muro;
- el coeficiente de variación de la resistencia de las piezas de fábrica no es mayor del 25%.

(3) Cuando los efectos de la acción son paralelos a la dirección de los tendeles, la resistencia característica a compresión se puede determinar también de las ecuaciones (3.2), (3.3) o (3.4), empleando la resistencia normalizada a compresión de la pieza de fábrica, f_b , obtenida de ensayos donde la dirección de aplicación de la carga sobre la probeta es la misma que la dirección del efecto de la acción en la fábrica, pero con el coeficiente δ , como se indica en la Norma EN 772-1, no siendo mayor que 1,0. Para las piezas de los Grupos 2 y 3, K se debería multiplicar por 0,5.

(4) Para las fábricas de piezas de hormigón de los Grupos 2 y 3 y mortero ordinario, con las perforaciones verticales rellenas completamente de hormigón, el valor de f_b se debería obtener considerando que las piezas son del Grupo 1 con una resistencia a compresión que corresponda con el valor menor entre la resistencia de las piezas o la del hormigón de relleno.

(5) Cuando las llagas no se rellenan, se pueden utilizar las ecuaciones (3.2), (3.3) o (3.4), teniendo en cuenta las acciones horizontales que se puedan aplicar, o ser transmitidas, por la fábrica. Véase también el punto (4) del apartado 3.6.2.

(6) En las fábricas con mortero ordinario, los valores de K se pueden obtener multiplicando por 0,8 los valores de la tabla 3.3 cuando existe una sutura en toda o en parte de la longitud del muro.

Tabla 3.3 – Valores de K para el uso de morteros ordinario, para junta delgada y ligero

Pieza de fábrica		Mortero ordinario	Mortero para junta delgada (tendel $\geq 0,5$ mm y ≤ 3 mm)	Mortero ligero con densidad	
				$600 \leq \rho_d \leq 800 \text{ kg/m}^3$	$800 < \rho_d \leq 1300 \text{ kg/m}^3$
Arcilla cocida	Grupo 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Grupo 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Grupo 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Grupo 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Silicocalcáreas	Grupo 1	0,55	0,80	‡	‡
	Grupo 2	0,45	0,65	‡	‡
Hormigón	Grupo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Grupo 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Grupo 3	0,40	0,50	‡	‡
	Grupo 4	0,35	‡	‡	‡
Hormigón celular curado en autoclave	Grupo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Piedra artificial	Grupo 1	0,45	0,75	‡	‡
Piedra natural	Grupo 1	0,45	‡	‡	‡
‡ Combinación no usual de mortero/pieza, por lo que no tiene asignado un valor					

3.6.1.3 Resistencia característica a compresión de fábrica con tendeles discontinuos

(1) La resistencia característica a compresión de la fábrica con tendeles discontinuos se puede obtener también del apartado 3.6.1.2 empleando la resistencia normalizada media a compresión de las piezas, f_b obtenida para tendeles normales (por tanto no obtenida a partir de ensayos de piezas conforme a la Norma EN 772-1 para piezas con tendeles discontinuos) si:

- la anchura de cada banda de mortero es de 30 mm o mayor;
- el espesor de la fábrica es igual al tizón o sogá de las piezas de fábrica, de tal manera que no existe sutura en toda o una parte de la longitud del muro;
- la relación g/t no es menor que 0,4;
- K se toma del apartado 3.6.1.2 cuando $g/t = 1,0$, o K se toma como la mitad de esos valores cuando $g/t = 0,4$, con valores intermedios obtenidos por interpolación lineal,

donde:

g es el total de la anchura de las bandas de mortero;

t es el espesor del muro.

(2) La resistencia característica a compresión de la fábrica con tendeles discontinuos se puede obtener del apartado 3.6.1.2, si la resistencia normalizada media a compresión de las piezas, f_b , utilizada en la ecuación se obtiene de ensayos de piezas según la Norma EN 772-1 para piezas con tendeles discontinuos.

3.6.2 Resistencia característica a cortante de la fábrica

(1)P La resistencia característica a cortante de la fábrica, f_{vk} , se debe determinar de los resultados de los ensayos sobre la fábrica.

NOTA Los resultados de los ensayos se pueden obtener de ensayos realizados para el proyecto, o estar disponibles en una base de datos.

(2) La resistencia característica inicial a cortante de la fábrica, f_{vko} , se debería determinar de ensayos realizados según las Normas EN 1052-3 o EN 1052-4.

(3) Para fábricas con todas las juntas cumpliendo los requisitos del apartado 8.1.5 para ser consideradas rellenas y utilizando mortero ordinario según el punto (2) del apartado 3.2.2, o mortero para junta delgada de espesor entre 0,5 mm y 3 mm según el punto (3) del apartado 3.2.2, o mortero ligero según el punto (3) del apartado 3.2.2, la resistencia característica a cortante de la fábrica, f_{vk} , se puede tomar de la ecuación (3.5).

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_d \quad (3.5)$$

pero no mayor que $0,065 f_b$ o f_{vlt}

donde

f_{vko} es la resistencia característica inicial a cortante, con compresión nula;

f_{vlt} es un valor límite de f_{vk} ;

σ_d es la tensión de cálculo a compresión perpendicular al esfuerzo cortante en el elemento al nivel considerado, utilizando la combinación apropiada de cargas basada en la tensión vertical media sobre la parte comprimida del muro que dota de resistencia a cortante;

f_b es la resistencia normalizada a compresión de las piezas de fábrica, como se describe en el apartado 3.1.2.1, para la dirección de aplicación de la carga en las probetas de ensayo perpendicular a la cara de asiento.

NOTA La decisión de utilizar $0,065 f_b$ o f_{vlt} en un estado, y los valores relacionados de f_{vlt} , por ejemplo la resistencia a tracción de las piezas y/o el solapo en la fábrica, si se opta por esa opción, se puede encontrar en el anexo nacional.

(4) Para fábricas con las llagas a hueso, y utilizando mortero ordinario según el punto (2) del apartado 3.2.2, o mortero para junta delgada de espesor entre 0,5 mm y 3 mm según el punto (3) del apartado 3.2.2, o mortero ligero según el punto (3) del apartado 3.2.2, la resistencia característica a cortante de la fábrica, f_{vk} , se puede tomar de la ecuación (3.6).

$$f_{vk} = 0,5 f_{vko} + 0,4 \sigma_d \quad (3.6)$$

pero no mayor que $0,045 f_b$ o f_{vlt}

donde

f_{vko} , f_{vlt} , σ_d y f_b se definen en el punto (3) anterior.

NOTA La decisión de utilizar $0,045 f_b$ o f_{vlt} en un estado, y los valores relacionados de f_{vlt} , por ejemplo la resistencia a tracción de las piezas y/o el solapo en la fábrica, si se opta por esa opción, se puede encontrar en el anexo nacional.

(5) Para fábricas con tendeles discontinuos, donde las piezas están asentadas sobre dos o más bandas iguales de mortero ordinario, cada una de ellas de al menos 30 mm de anchura, la resistencia característica a cortante de la fábrica, f_{vk} , se puede tomar de la ecuación (3.7).

$$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{vko} + 0,4 \sigma_d \quad (3.7)$$

pero no mayor que la obtenida en el punto (4) anterior.

donde

f_{vk} , σ_d y f_b se definen en el punto (3) anterior, y:

g es el total de la anchura de las bandas de mortero;

t es el espesor del muro.

(6) La resistencia característica inicial a cortante de la fábrica, f_{vko} , se puede determinar de:

- la evaluación de una base de datos a partir de resultados de ensayos de resistencia inicial a cortante de la fábrica, o bien
- los valores de la tabla 3.4, si los morteros ordinarios según la Norma EN 1996-2 no contienen adiciones ni aditivos.

NOTA La decisión de emplear uno de los dos métodos anteriores en un estado se puede encontrar en su anexo nacional. Cuando un estado decide determinar sus valores de f_{vko} de una base de datos, los valores se pueden proporcionar en el anexo nacional.

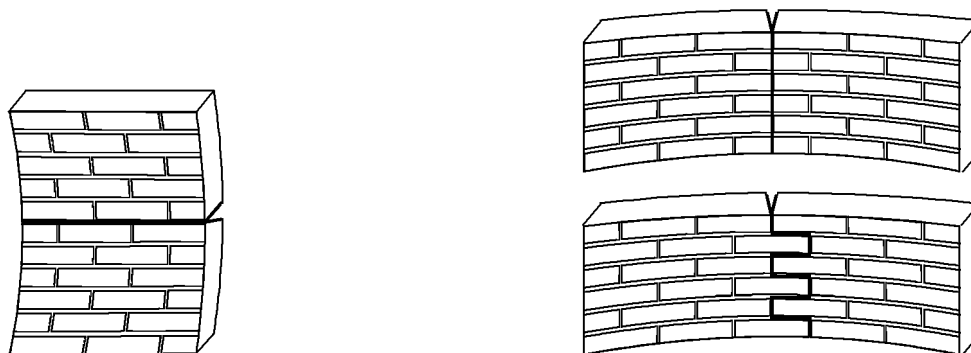
(7) La resistencia vertical a cortante en el encuentro de dos muros de fábrica se puede obtener de ensayos aptos para un proyecto específico o evaluarse a partir de los datos de ensayo. En ausencia de tales datos, la resistencia característica vertical a cortante se puede basar en f_{vko} , donde f_{vko} es la resistencia a cortante con compresión nula, según los puntos (2) y (6) del apartado 3.6.2, si la conexión entre los muros es según el apartado 8.5.2.1.

Tabla 3.4 – Valores de la resistencia inicial a cortante de la fábrica, f_{vko}

Piezas de fábrica	f_{vko} (N/mm ²)		
	Mortero ordinario de la Clase de resistencia dada		Mortero para junta delgada (tendel $\geq 0,5$ mm y ≤ 3 mm)
Arcilla cocida	M10 – M20	0,30	0,30
	M2,5 – M9	0,20	
	M1 – M2	0,10	
Silicocalcáreas	M10 – M20	0,20	0,40
	M2,5 – M9	0,15	
	M1 – M2	0,10	
Hormigón	M10 – M20	0,20	0,30
Hormigón celular curado en autoclave	M2,5 – M9	0,15	
Piedra artificial y piedra natural	M1 – M2	0,10	

3.6.3 Resistencia característica a flexión de la fábrica

(1) En el caso de flexión, se deberían considerar las siguientes situaciones: la resistencia a flexión en el plano de rotura paralelo a los tendeles, f_{xk1} ; la resistencia a flexión en el plano de rotura perpendicular a los tendeles, f_{xk2} (véase figura 3.1).



(a) plano de rotura paralelo a los tendeles, f_{xk1}

(b) plano de rotura perpendicular a los tendeles, f_{xk2}

Figura 3.1 – Planos de rotura de la fábrica a flexión

(2)P La resistencia característica a flexión de la fábrica, f_{xk1} y f_{xk2} , se debe determinar de los resultados de ensayos en la fábrica.

NOTA Los resultados de los ensayos se pueden obtener de ensayos realizados para el proyecto, o estar disponibles en una base de datos.

(3) La resistencia característica a flexión de la fábrica se puede determinar mediante ensayos según la Norma EN 1052-2, o se puede establecer de una evaluación de resultados de ensayos basados en las resistencias a flexión de las fábricas obtenidos de las combinaciones apropiadas de las piezas y el mortero.

NOTA 1 Los valores de f_{xk1} y f_{xk2} a utilizarse en un estado se pueden encontrar en su anexo nacional.

NOTA 2 Cuando no se disponga de los datos de los ensayos, los valores de la resistencia característica a flexión de la fábrica realizada con mortero ordinario, para junta delgada o ligero, se pueden tomar de las tablas de la siguiente NOTA, si los morteros para junta delgada y ligeros son M5 o más resistentes;

NOTA 3 Para fábricas hechas con piezas de hormigón celular curado en autoclave asentadas con mortero para junta delgada, los valores de f_{xk1} y f_{xk2} se pueden tomar de las tablas de esta NOTA o de las ecuaciones:

$$f_{xk1} = 0,035 f_b, \text{ con llagas rellenas y sin rellenar}$$

$$f_{xk2} = 0,035 f_b, \text{ con llagas rellenas o } 0,025 f_b \text{ con llagas sin rellenar}$$

Valores de f_{xk1} , con el plano de rotura paralelo a los tendeles

Pieza de fábrica	f_{xk1} (N/mm ²)			
	Mortero ordinario		Mortero para junta delgada	Mortero ligero
	$f_m < 5$ N/mm ²	$f_m \geq 5$ N/mm ²		
Arcilla cocida	0,10	0,10	0,15	0,10
Silicocalcáreas	0,05	0,10	0,20	no utilizado
Hormigón	0,05	0,10	0,20	no utilizado
Hormigón celular curado en autoclave	0,05	0,10	0,15	0,10
Piedra artificial	0,05	0,10	no utilizado	no utilizado
Piedra natural	0,05	0,10	0,15	no utilizado

Valores de f_{xk2} , con el plano de rotura perpendicular a los tendeles

Pieza de fábrica		f_{xk2} (N/mm ²)			
		Mortero ordinario		Mortero para junta delgada	Mortero ligero
		$f_m < 5$ N/mm ²	$f_m \geq 5$ N/mm ²		
Arcilla cocida		0,20	0,40	0,15	0,10
Silicocalcáreas		0,20	0,40	0,30	no utilizado
Hormigón		0,20	0,40	0,30	no utilizado
Hormigón celular curado en autoclave	$\rho < 400$ kg/m ³	0,20	0,20	0,20	0,15
	$\rho \geq 400$ kg/m ³	0,20	0,40	0,30	0,15
Piedra artificial		0,20	0,40	no utilizado	no utilizado
Piedra natural		0,20	0,40	0,15	no utilizado

NOTA 4 f_{xk2} no debería ser mayor que la resistencia a flexión de la pieza.

FIN DE LAS NOTAS

3.6.4 Resistencia característica de anclaje por adherencia de las armaduras

(1)P La resistencia característica de anclaje por adherencia de las armaduras embebidas en mortero u hormigón se debe obtener de los resultados de ensayos.

NOTA Los resultados de los ensayos se pueden obtener de ensayos realizados para el proyecto, o estar disponibles en una base de datos.

(2) La resistencia característica de anclaje por adherencia de las armaduras se puede establecer de la evaluación de los resultados de ensayos.

(3) Cuando no se disponga de datos de los ensayos, para armaduras embebidas en secciones de hormigón de dimensiones iguales o mayores que 150 mm, o cuando el hormigón de relleno que envuelve la armadura está confinado por piezas de fábrica, de tal forma que la armadura se pueda considerar confinada, la resistencia característica de anclaje por adherencia, f_{b0k} , se indica en la tabla 3.5.

(4) Para las armaduras embebidas en mortero, o en secciones de hormigón de dimensiones menores que 150 mm, o cuando el hormigón de relleno que envuelve la armadura no está confinado por piezas de fábrica de tal manera que la armadura no se pueda considerar confinada, la resistencia característica de anclaje por adherencia, f_{bok} , se indica en la tabla 3.6.

(5) Para armaduras de tendel prefabricadas, la resistencia característica de anclaje por adherencia se debería determinar mediante ensayos según la Norma EN 846-2, o se debería considerar solamente la resistencia por adherencia de los alambres longitudinales.

Tabla 3.5 – Resistencia característica de anclaje por adherencia de las armaduras en hormigón de relleno confinado

Clase de resistencia del hormigón	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 o superior
f_{bok} para barras lisas de acero (N/mm ²)	1,3	1,5	1,6	1,8
f_{bok} para barras corrugadas de acero al carbono y de acero inoxidable (N/mm ²)	2,4	3,0	3,4	4,1

Tabla 3.6 – Resistencia característica de anclaje por adherencia de las armaduras en mortero u hormigón no confinado por piezas de fábrica

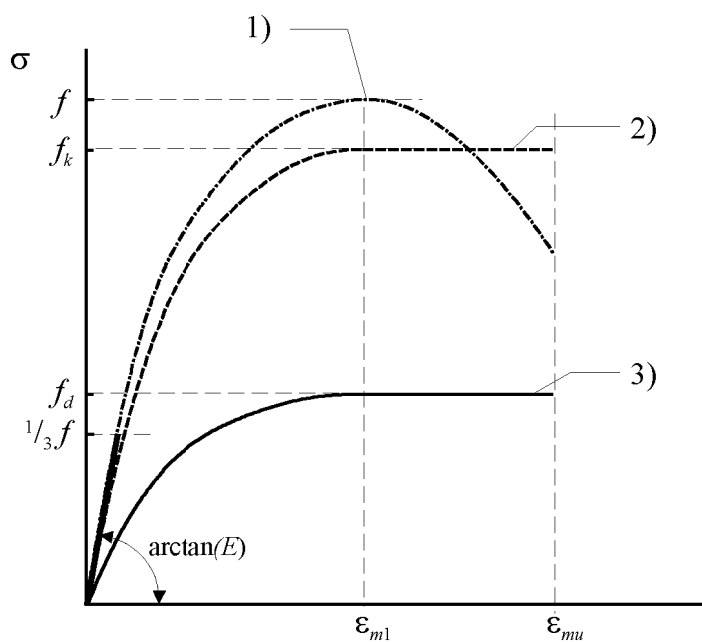
Clase de resistencia del	Mortero	M2-M4	M5-M9	M10-M14	M15-M19	M20
	Hormigón	no utilizado	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 o superior
f_{bok} para barras lisas de acero (N/mm ²)		0,5	0,7	1,2	1,4	1,4
f_{bok} para barras corrugadas de acero al carbono y de acero inoxidable (N/mm ²)		0,5	1,0	1,5	2,0	3,4

3.7 Propiedades de deformación de la fábrica

3.7.1 Diagrama tensión-deformación unitaria

(1) El diagrama tensión-deformación unitaria de la fábrica a compresión no es lineal y se puede adoptar como lineal, parabólico, parabólico-rectangular (véase la figura 3.2) o rectangular, a los efectos de proyectar una sección de fábrica (véase el punto (1)P del apartado 6.6.1).

NOTA La figura 3.2 es una aproximación y puede no ser adecuada para todos los tipos de piezas de fábrica.



Leyenda

- 1) Típico
- 2) Diagrama ideal (parabólico-rectangular)
- 3) Diagrama de cálculo

Figura 3.2 – Diagrama tensión-deformación unitaria para fábricas a compresión

3.7.2 Módulo de elasticidad

(1)P El módulo de elasticidad secante instantáneo, E , se debe determinar mediante ensayos según la Norma EN 1052-1.

NOTA Los resultados de los ensayos se pueden obtener de ensayos realizados para el proyecto, o estar disponibles en una base de datos.

(2) A falta de un valor determinado mediante ensayos según la Norma EN 1052-1, el módulo de elasticidad secante instantáneo de una fábrica, E , para el análisis estructural se puede tomar como $K_E f_k$.

NOTA Los valores de K_E a utilizarse en un estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado de K_E es 1 000.

(3) El módulo diferido se debería basar en el valor del módulo de elasticidad secante instantáneo, reducido para considerar los efectos de la fluencia, (véase 3.7.4), tal que:

$$E_{\text{diferido}} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty}} \quad (3.8)$$

donde:

ϕ_{∞} es el coeficiente final de fluencia.

3.7.3 Módulo de elasticidad transversal

(1) El módulo de elasticidad transversal, G , se puede tomar igual al 40% del módulo de elasticidad, E .

3.7.4 Fluencia, expansión o retracción por humedad y dilatación térmica

(1)P Los coeficientes de fluencia, de expansión o retracción por humedad y de dilatación térmica se deben determinar mediante ensayos.

NOTA 1 Los resultados de los ensayos se pueden obtener de ensayos realizados para el proyecto, o estar disponibles en una base de datos.

NOTA 2 No existe actualmente ningún método de ensayo europeo para determinar la fluencia o la expansión por humedad de una fábrica.

(2) El coeficiente final de fluencia, ϕ_{∞} , la expansión o retracción por humedad diferida, o el coeficiente de dilatación térmica, α_t , se deberían obtener de la evaluación de los resultados de los ensayos.

NOTA La siguiente tabla ofrece rangos de valores para las propiedades de la deformación de fábricas. Los valores a utilizarse en un estado se pueden encontrar en su anexo nacional.

Rangos de coeficientes de fluencia, de expansión o retracción por humedad, y de las propiedades térmicas de la fábrica

Tipo de pieza de fábrica		Coeficiente final de fluencia ^a ϕ_{∞}	Expansión o retracción por humedad diferida ^b mm/m	Coeficiente de dilatación térmica, α_t , 10 ⁻⁶ /K
Arcilla cocida		0,5 a 1,5	-0,2 a +1,0	4 a 8
Silicocalcáreas		1,0 a 2,0	-0,4 a -0,1	7 a 11
Hormigón con áridos densos y piedra artificial		1,0 a 2,0	-0,6 a -0,1	6 a 12
Hormigón con áridos ligeros		1,0 a 3,0	-1,0 a -0,2	6 a 12
Hormigón celular curado en autoclave		0,5 a 1,5	-0,4 a +0,2	7 a 9
Piedra natural	Magmática	c	-0,4 a +0,7	5 a 9
	Sedimentaria			2 a 7
	Metamórfica			1 a 18

^a El coeficiente final de fluencia $\phi_{\infty} = \varepsilon_{\infty} / \varepsilon_{el}$, donde ε_{∞} es la deformación lineal final por fluencia y $\varepsilon_{el} = \sigma / E$.

^b Cuando el valor de la expansión o retracción por humedad diferida aparece como un número negativo indica retracción, y como un número positivo indica expansión.

^c Estos valores son generalmente muy bajos.

FIN DE LA NOTA

3.8 Componentes auxiliares

3.8.1 Barreras antihumedad

(1)P Las barreras antihumedad deben resistir el paso de agua (por capilaridad).

3.8.2 Llaves

(1)P Las llaves deben ser conformes con la Norma EN 845-1.

3.8.3 Amarres, colgadores y bridas

(1)P Los amarres, colgadores y bridas deben ser conformes con la Norma EN 845-1.

3.8.4 Dinteles prefabricados

(1)P Los dinteles prefabricados deben ser conformes con la Norma EN 845-2.

3.8.5 Dispositivos de pretensado

(1)P Los anclajes, acopladores, conductos y vainas deben ser conformes con los requisitos de la Norma EN 1992-1-1.

CAPÍTULO 4 DURABILIDAD

4.1 Generalidades

(1)P La fábrica se debe proyectar con la durabilidad necesaria para su uso previsto, teniendo en cuenta las condiciones medioambientales del lugar.

4.2 Clasificación de las condiciones medioambientales

(1) La clasificación de las condiciones medioambientales debería realizarse conforme a la Norma EN 1996-2.

4.3 Durabilidad de la fábrica

4.3.1 Piezas de fábrica

(1)P Las piezas de fábrica deben tener la durabilidad requerida para resistir las condiciones de exposición apropiadas para la vida útil del edificio.

NOTA La Norma EN 1996-2 proporciona directrices sobre el proyecto y la construcción para dotar a las piezas de la adecuada durabilidad.

4.3.2 Mortero

(1)P El mortero para la fábrica debe tener la durabilidad suficiente para resistir las condiciones de microexposición durante la vida útil del edificio, y no debe tener componentes que perjudiquen sus propiedades o su durabilidad o la de los materiales adyacentes.

NOTA El capítulo 8 de esta Norma EN 1996-1-1 y la Norma EN 1996-2 proporcionan directrices sobre el proyecto y la construcción para dotar a las juntas de mortero de la adecuada durabilidad.

4.3.3 Acero de armar

(1)P El acero de armar debe tener la durabilidad suficiente, ya sea por ser resistente a la corrosión o por estar adecuadamente protegido de tal manera que, cuando se coloque según las reglas de aplicación del capítulo 8, resistirá las condiciones de exposición locales durante la vida útil del edificio.

(2) Cuando el acero necesite protección para tener la durabilidad adecuada, se debería galvanizar según el proyecto de Norma prEN 10348, de tal manera que el galvanizado no sea menor que el requerido para dotarlo de la durabilidad necesaria (véase el punto (3) siguiente) o bien se debería dotar al acero de una protección equivalente, como resina epoxi.

(3) El tipo de acero de armar, y su mínimo nivel de protección, se debería seleccionar en función de la clase de exposición del lugar de empleo.

NOTA Los aceros de armar recomendados por su durabilidad se pueden encontrar en el anexo nacional. A continuación se facilita una tabla de recomendaciones.

Elección del acero de armar por durabilidad

Clase de exposición ^a	Nivel mínimo de protección del acero de armar	
	Embebido en mortero	Embebido en hormigón con un recubrimiento menor al requerido en el punto (4)
MX1	Acero al carbono sin protección ^b	Acero al carbono sin protección
MX2	Acero al carbono con galvanizado fuerte, o protección equivalente ^c	Acero al carbono sin protección o, cuando se emplee mortero para rellenar huecos, acero al carbono con galvanizado fuerte, o protección equivalente ^c
	Acero al carbono sin protección en fábricas con un enfoscado de mortero en la cara expuesta ^d	
MX3	Acero inoxidable austenítico AISI 316 ó 304	Acero al carbono con galvanizado fuerte, o protección equivalente ^c
	Acero al carbono sin protección en fábricas con un enfoscado de mortero en la cara expuesta ^d	
MX4	Acero inoxidable austenítico AISI 316, acero al carbono con galvanizado fuerte, o protección equivalente ^b con un enfoscado de mortero en la cara expuesta ^d	Acero inoxidable austenítico AISI 316
MX5	Acero inoxidable austenítico AISI 316 ó 304 ^e	Acero inoxidable austenítico AISI 316 ó 304 ^e
^a Véase la Norma EN 1996-2 ^b En la hoja interior de muros capuchinos de fachada que puedan tener humedades se debería emplear acero al carbono con un fuerte galvanizado, o con una protección equivalente como el indicado en la nota ^c . ^c El acero al carbono se debería galvanizar con un recubrimiento mínimo de zinc de 900 g/m ² , o con una capa mínima de zinc de 60 g/m ² y de resinas epoxi de espesor mínimo 80 µm, con espesor medio de 100 µm. Véase también el apartado 3.4. ^d El mortero debería ser ordinario o para junta delgada, no inferior a M4; el recubrimiento lateral de la figura 8.2 se debería aumentar a 30 mm y la fábrica se debería revocar con un mortero según la Norma EN 998-1. ^e El acero inoxidable austenítico puede no ser adecuado para todos los ambientes agresivos, por lo que se debería considerar cada proyecto individualmente.		

FIN DE LA NOTA

(4) Cuando se utiliza acero al carbono sin protección, este se debería proteger con un recubrimiento de hormigón de espesor c_{nom} .

NOTA Los valores de c_{nom} a utilizar en un estado se encontrarán en su anexo nacional. A continuación se facilita una tabla de valores recomendados.

Recubrimientos mínimos recomendados de hormigón, c_{nom} , para el acero al carbono de armar

Clase de exposición	Contenido mínimo de cemento ^a (kg/m ³)				
	275	300	325	350	400
	Máxima relación agua/cemento				
	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Recubrimiento mínimo de hormigón mm				
MX1 ^b	20	20	20 ^c	20 ^c	20 ^c
MX2	—	35	30	25	20
MX3	—	—	40	30	25
MX4 y MX5	—	—	—	60 ^d	50
^a Todas las mezclas se basan en el uso de áridos ordinarios de tamaño máximo de 20 mm. Cuando se empleen otros tamaños, el contenido de cemento se debería ajustar añadiendo un 20% para áridos de 14 mm y un 40% para áridos de 10 mm. ^b Alternativamente, una dosificación por volumen 1:0 a 1/4: 3: 2 (cemento: cal: arena: árido de tamaño nominal 10 mm) se puede emplear para una situación de exposición MX1, cuando el recubrimiento de la armadura tiene un espesor mínimo de 15 mm. ^c Estos recubrimientos se pueden reducir a un espesor mínimo de 15 mm si el tamaño máximo nominal del árido no es mayor de 10 mm. ^d Cuando el hormigón de relleno se pueda helar mientras está fresco, se debería emplear hormigón resistente a heladas.					

FIN DE LA NOTA

(5) Cuando el galvanizado se emplee como protección, el acero de armar se debería galvanizar después de darle su forma definitiva.

(6) La Norma EN 845-3 enumera los sistemas de protección que tiene que declarar el fabricante de las armaduras de tendel prefabricadas.

4.3.4 Acero de pretensar

(1)P El acero de pretensar debe tener la durabilidad suficiente, cuando se coloca según las reglas de aplicación del capítulo 8, para resistir las condiciones de microexposición durante la vida útil del edificio.

(2) Cuando se vaya a emplear acero de pretensar galvanizado, este debería tener una composición tal que no se vea afectado negativamente por el proceso de galvanizado.

4.3.5 Dispositivos de pretensado

(1)P Los anclajes, los acopladores, los conductos y las vainas deben ser resistentes a la corrosión para las condiciones ambientales en que vayan a emplearse.

4.3.6 Componentes auxiliares y ángulos

(1) La Norma EN 1996-2 proporciona los requisitos de durabilidad de los componentes auxiliares (barreras antihumedad, llaves, amarres, colgadores, bridas y ángulos).

4.4 Fábrica bajo rasante

(1)P La fábrica bajo rasante debe ser tal que no se vea afectada negativamente por las condiciones del terreno, o bien se debe proteger adecuadamente.

(2) Se deberían tomar medidas para proteger la fábrica en contacto con el terreno que se pueda dañar por efecto de la humedad.

(3) Cuando el terreno pueda contener agentes químicos perjudiciales para la fábrica, esta se debería construir con materiales resistentes a los mismos, o debería ser protegida adecuadamente de modo que los agentes químicos no le puedan ser transmitidos.

CAPÍTULO 5 CÁLCULO ESTRUCTURAL

5.1 Generalidades

(1)P Se debe establecer un modelo de cálculo de la estructura para la comprobación en cada estado límite, con:

- una descripción adecuada de la estructura, de sus materiales constituyentes, y de las principales condiciones ambientales de su ubicación;
- el comportamiento de la estructura o de sus partes, en relación con el estado límite pertinente;
- las acciones y su forma de aplicación.

(2)P La disposición general de la estructura y la interacción y conexión de sus elementos deben ser tales que proporcionen la estabilidad y la robustez apropiadas durante su construcción y uso.

(3) Los modelos de cálculo se pueden basar independientemente en partes de la estructura (como los muros), si se satisfacen las condiciones del punto (2)P del apartado 5.1.

NOTA Se debería asegurar la estabilidad y la robustez globales de la estructura cuando sus componentes se proyectan por separado.

(4) La respuesta de la estructura se debería calcular empleando tanto:

- una teoría no lineal, suponiendo un diagrama específico entre la tensión y la deformación unitaria (véase 3.7.1)

o

- una teoría de elasticidad lineal, suponiendo una relación lineal entre la tensión y la deformación unitaria con un gradiente igual al módulo de elasticidad secante instantáneo (véase 3.7.2).

(5) Los resultados obtenidos del análisis de los modelos de cálculo deberían proporcionar, en cualquier elemento,

- los axiles debidos a acciones horizontales y verticales;
- los cortantes debidos a acciones horizontales y/o verticales;
- los momentos flectores debidos a acciones verticales y/o laterales;
- los momentos torsores, si existen.

(6)P Se deben comprobar los elementos estructurales en los estados límite último y de servicio, empleando como acciones los resultados obtenidos de los análisis.

(7) Las reglas de cálculo para comprobar los estados límite último y de servicio se encuentran en los capítulos 6 y 7.

5.2 Comportamiento estructural en situaciones accidentales (excepto sismo o incendio)

(1)P Además de proyectar la estructura para soportar las cargas derivadas del uso normal, se debe asegurar una probabilidad razonable de que no se verá dañada por efecto de un mal uso o accidente que origine daños desproporcionados a la causa original.

NOTA No se puede esperar de ninguna estructura que resista cargas o fuerzas excesivas, ni que soporte la pérdida de elementos portantes o partes de la estructura producidos en un caso extremo. Por ejemplo el daño primario en un edificio pequeño puede producir su destrucción total.

(2) El comportamiento estructural en situaciones accidentales se debería considerar empleando uno de los siguientes métodos:

- los elementos proyectados para resistir los efectos de las acciones accidentales dados en la Norma EN 1991-1-7;
- la hipotética pérdida de elementos portantes fundamentales;
- el uso de sistemas de atado;
- la reducción del riesgo de acciones accidentales, tales como uso de barreras contra el impacto de vehículos.

5.3 Imperfecciones

(1)P Se deben tener en cuenta las imperfecciones en el proyecto.

(2) Se deberían permitir los posibles efectos de las imperfecciones admitiendo que la estructura se desvía un ángulo

$$v = \frac{1}{100 \sqrt{h_{\text{tot}}}} \text{ radianes respecto de la vertical,}$$

donde

h_{tot} es la altura total de la estructura en metros.

Se debería añadir la acción horizontal resultante al resto de acciones.

5.4 Efectos de segundo orden

(1) Las estructuras con muros de fábrica proyectados según esta Norma EN 1996-1-1 debe tener sus partes adecuadamente arriostradas de tal manera que se impida la oscilación de la estructura o se tenga en cuenta en el cálculo.

(2) No es necesario admitir una oscilación de la estructura si los elementos rigidizadores verticales satisfacen la ecuación (5.1) en la dirección apropiada de flexión en la base del edificio:

$$h_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_{\text{Ed}}}{\sum EI}} \leq 0,6 \text{ para } n \geq 4 \quad (5.1)$$

$$\leq 0,2 + 0,1 n \text{ para } 1 \leq n \leq 4$$

donde

h_{tot} es la altura total de la estructura desde la cota superior de la cimentación;

N_{Ed} es el valor de cálculo de la carga vertical (en la base del edificio);

$\sum EI$ es la suma de la rigidez a flexión de todos los elementos rigidizadores verticales en la dirección considerada.

NOTA Las aberturas en los elementos rigidizadores verticales inferiores a 2m² con alturas no superiores a 0,6h se pueden despreciar.

n es el número de pisos.

(3) Cuando los elementos rigidizadores no satisfacen el punto (2) del apartado 5.4, se deberían orientar los cálculos a comprobar que pueden resistir cualquier oscilación.

NOTA El anexo B ofrece un método para calcular la excentricidad del núcleo de estabilidad debida a la oscilación.

5.5 Cálculo de los elementos estructurales

5.5.1 Muros de fábrica con carga vertical

5.5.1.1 Generalidades

(1) En el caso de muros con carga vertical, se deberían considerar en el proyecto:

- las cargas verticales aplicadas directamente al muro;
- los efectos de segundo orden;
- las excentricidades calculadas conociendo la disposición de los muros, la interacción de los forjados y los muros de refuerzo;
- las excentricidades producidas por las imprecisiones en la construcción y por diferencias en las propiedades de los materiales de cada componente.

NOTA Véase la Norma EN 1996-2 para las imprecisiones en la construcción permitidas.

(2) Los momentos flectores se pueden calcular a partir de las propiedades del material dadas en el capítulo 3, del comportamiento de la junta y de los principios de la mecánica estructural.

NOTA El anexo C ofrece un método simplificado de cálculo de los momentos flectores en muros con carga vertical. Los puntos (4) y (5) del anexo C se pueden utilizar con cualquier tipo de cálculo, incluida la teoría de elasticidad lineal.

(3)P Se debe suponer una excentricidad inicial, e_{init} , para la altura total del muro que recoja las imperfecciones en la construcción.

(4) Se puede suponer que la excentricidad inicial, e_{init} , es $h_{\text{ef}}/450$, donde h_{ef} es la altura efectiva del muro, calculada según el apartado 5.5.1.2.

5.5.1.2 Altura efectiva de los muros de fábrica

(1)P La altura efectiva de un muro de carga se debe evaluar considerando la rigidez relativa de los elementos estructurales unidos al muro y la eficiencia de las uniones.

(2) Un muro se puede rigidizar mediante forjados, cubiertas, muros perpendiculares colocados convenientemente, o mediante otros elementos estructurales rígidos similares conectados con el muro.

(3) Un muro se puede considerar arriostrado en un borde vertical si:

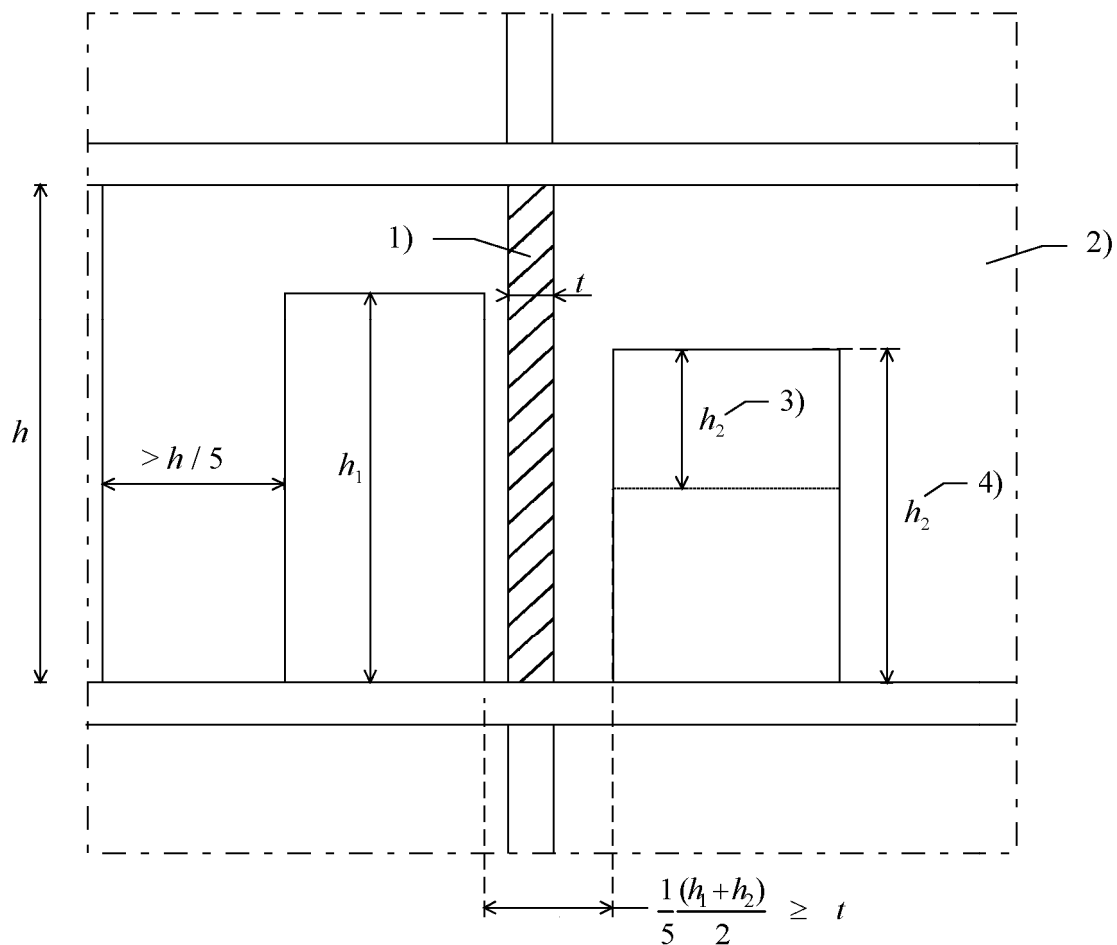
- no es previsible que se produzcan fisuras entre este muro y el de refuerzo, (es decir, cuando ambos se ejecutan simultáneamente con materiales de similar comportamiento en deformación, tienen una carga similar, se enlazan, y no son previsibles movimientos diferenciales entre ellos debidos, por ejemplo, a retracción, cargas, etc.),

o

- cuando la unión entre el muro y el de refuerzo puede resistir tracciones y compresiones mediante anclajes, llaves u otros medios adecuados.

(4) El muro de refuerzo debería tener una longitud no menor que 1/5 de la altura libre de piso, y un espesor no menor que 0,3 veces el espesor efectivo del muro a reforzar.

(5) Si el muro de refuerzo tiene aberturas, la distancia mínima entre ellas, incluyendo el espesor del muro arriostrado, debería ser como muestra la figura 5.1, y el muro de refuerzo se debería prolongar una distancia no menor que 1/5 de la altura de piso más allá de cada abertura.



Leyenda

- 1) Muro reforzado
- 2) Muro de refuerzo
- 3) h_2 (ventana)
- 4) h_2 (puerta)

Figura 5.1 – Longitud mínima de un muro de refuerzo con aberturas

(6) Un muro se puede rigidizar (arriostrar) mediante otros elementos diferentes a los muros de fábrica descritos en el párrafo (4) anterior, siempre que tengan una rigidez equivalente a la del muro de refuerzo, y estén enlazados al muro arriostrado mediante anclajes o llaves que resistan las tracciones y las compresiones previsibles.

(7) Los muros arriostrados en dos bordes verticales, con $l \geq 30 t$, o aquellos reforzados en un borde vertical, con $l \geq 15 t$, se deberían tratar como muros coaccionados únicamente en la cima y en la base; donde l es la longitud del muro entre muros de refuerzo o al borde, y t es el espesor del muro reforzado.

(8) En un muro reforzado debilitado por rozas y/o rebajes verticales distintos a los permitidos en el punto (7) del apartado 6.1.2.1, se debería usar como valor de t el espesor residual, o bien se debería suponer un borde libre en la posición de la roza o rebaje vertical. Se debería suponer siempre un borde libre cuando el espesor residual del muro tras la roza o rebaje vertical es menor que la mitad del espesor del muro.

(9) Se debería considerar que un muro tiene un borde libre en el borde que tiene una abertura a efectos de determinar su altura efectiva si las aberturas tiene una altura libre mayor que 1/4 de la altura libre del muro, o una anchura libre mayor que 1/4 de la longitud del muro, o una superficie mayor que 1/10 de la superficie total del muro.

(10) La altura efectiva de un muro se debería tomar como:

$$h_{\text{ef}} = \rho_n h \quad (5.2)$$

donde

h_{ef} es la altura efectiva del muro;

h es la altura libre de piso;

ρ_n es el factor de reducción, con $n = 2, 3$ ó 4 , según el número de bordes coaccionados o reforzados.

(11) El factor de reducción, ρ_n , se puede suponer:

(i) Para muros arriostrados en la cima y en la base por forjados o cubiertas de hormigón armado a ambos lados y al mismo nivel, o por un forjado de hormigón armado en un solo lado, con un apoyo no menor que 2/3 del espesor del muro:

$$\rho_2 = 0,75 \quad (5.3)$$

a menos que la excentricidad de la carga en la cima del muro sea mayor que 0,25 del espesor del muro, en cuyo caso

$$\rho_2 = 1,0 \quad (5.4)$$

(ii) Para muros arriostrados en la cima y en la base por forjados o cubiertas de madera a ambos lados y al mismo nivel, o por un forjado de madera en un solo lado, con un apoyo no menor que 2/3 del espesor del muro, ni menor que 85 mm:

$$\rho_2 = 1,0 \quad (5.5)$$

(iii) Para muros arriostrados en la cima y en la base y reforzados en un borde vertical (con el otro borde vertical libre):

– si $h \leq 3,5 l$,

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{3l} \right]^2} \rho_2 \quad (5.6)$$

con ρ_2 dado por (i) o (ii), según corresponda, o

– si $h > 3,5 l$,

$$\rho_3 = \frac{1,5 l}{h} \geq 0,3 \quad (5.7)$$

donde

l es la longitud del muro.

NOTA Los valores de ρ_3 se recogen en gráficos en el anexo D.

(iv) Para muros arriostrados en la cima y en la base y reforzados en los dos bordes verticales:

- si $h \leq 1,15 l$, con ρ_2 dado por (i) o (ii), según corresponda,

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{l} \right]^2} \rho_2 \quad (5.8)$$

o

- si $h > 1,15 l$,

$$\rho_4 = \frac{0,5 l}{h} \quad (5.9)$$

donde

l es la longitud del muro.

NOTA Los valores de ρ_4 se recogen en gráficos en el anexo D.

5.5.1.3 Espesor efectivo de muros de fábrica

(1) El espesor efectivo, t_{ef} , de un muro de una hoja, doblado, careado, de tendel discontinuo y relleno, según su definición en el apartado 1.5.10, se debería tomar igual al espesor real del muro, t .

(2) El espesor efectivo de un muro reforzado por pilastras se debería obtener de la ecuación (5.10):

$$t_{ef} = \rho_t t \quad (5.10)$$

donde

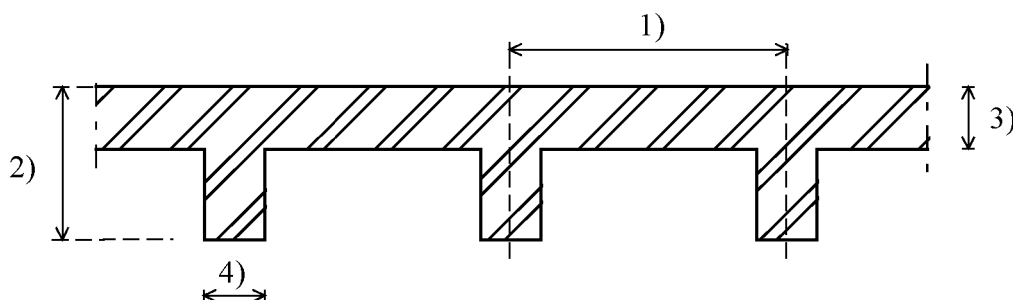
t_{ef} es el espesor efectivo;

ρ_t es el coeficiente obtenido de la tabla 5.1;

t es el espesor del muro.

Tabla 5.1 Coeficiente de rigidez, ρ_t , para muros reforzados por pilastras, véase la figura 5.2

Relación separación entre ejes de pilastras/anchura pilastras	Relación profundidad de pilastra/espesor real del muro al que está unido		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0
NOTA Se admite la interpolación lineal de estos valores.			



Leyenda

- 1) Separación entre ejes de pilastras
- 2) Profundidad de pilastra
- 3) Espesor del muro
- 4) Anchura de pilastra

Figura 5.2 – Esquema de las definiciones empleadas en la tabla 5.1

(3) El espesor efectivo, t_{ef} , de un muro capuchino en el cual ambas hojas se enlazan mediante llaves según el apartado 6.5 se debería determinar empleando la ecuación (5.11):

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} t_1^3 + t_2^3} \quad (5.11)$$

donde

t_1, t_2 son los espesores reales de las hojas o sus espesores efectivos, calculados cuando sea apropiado con la ecuación (5.10), y t_1 es el espesor de la hoja exterior o no cargada y t_2 es el espesor de la hoja interior o de carga;

k_{tef} es el coeficiente que relaciona los valores del módulo de elasticidad E de las hojas t_1 y t_2 .

NOTA El valor de k_{tef} a emplearse en un estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado (definido como E_1 / E_2) no debería ser mayor que 2.

(4) Se puede emplear la ecuación (5.11) para calcular el espesor efectivo, t_{ef} , cuando sólo una hoja de un muro capuchino está cargada, y con llaves suficientemente flexibles para que la hoja descargada no afecte negativamente a la carga. Al calcular el espesor efectivo, el espesor de la hoja descargada no se debería tomar mayor que el espesor de la hoja cargada.

5.5.1.4 Esbeltez de muros de fábrica

(1)P La esbeltez de un muro de fábrica se debe obtener dividiendo el valor de la altura efectiva, h_{ef} , entre el valor del espesor efectivo, t_{ef} .

(2) La esbeltez de un muro de fábrica no debería ser mayor que 27 si predominan las cargas verticales.

5.5.2 Elementos de fábrica armada con carga vertical

5.5.2.1 Esbeltez

(1) La esbeltez de los elementos de fábrica armada con carga vertical en el plano del elemento se debería determinar de acuerdo con el apartado 5.5.1.4.

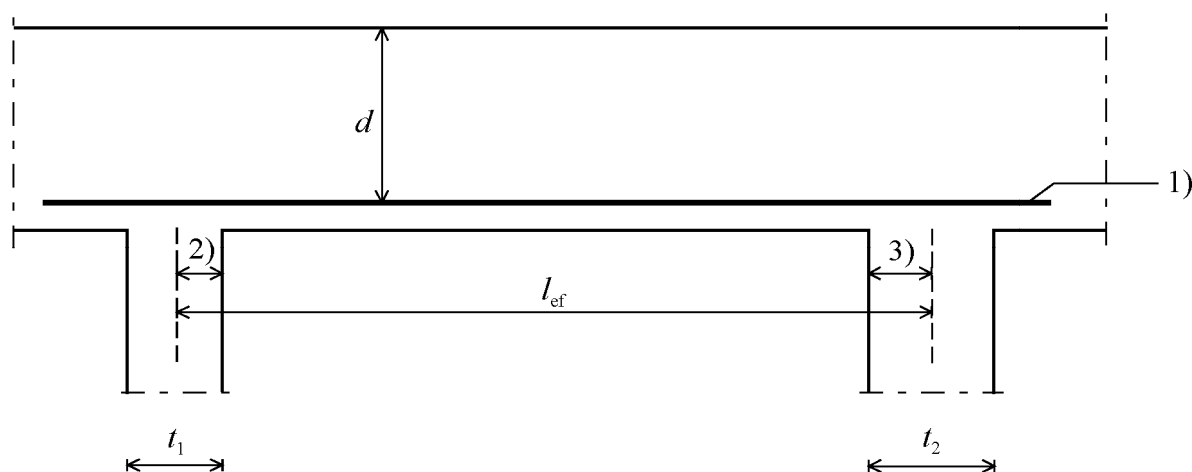
(2) El espesor del muro no se debería basar en una anchura de cámara mayor de 100 mm para calcular la esbeltez de muros rellenos.

(3) La esbeltez de los elementos no debería ser mayor que 27.

5.5.2.2 Luz efectiva de vigas de fábrica

(1) La luz efectiva, l_{ef} , de vigas de fábrica simplemente apoyadas o continuas, con la excepción de vigas de gran canto, se puede tomar el menor de los siguientes valores (véase la figura 5.3):

- la distancia entre ejes de apoyos;
- la distancia libre entre apoyos más el canto útil, d .



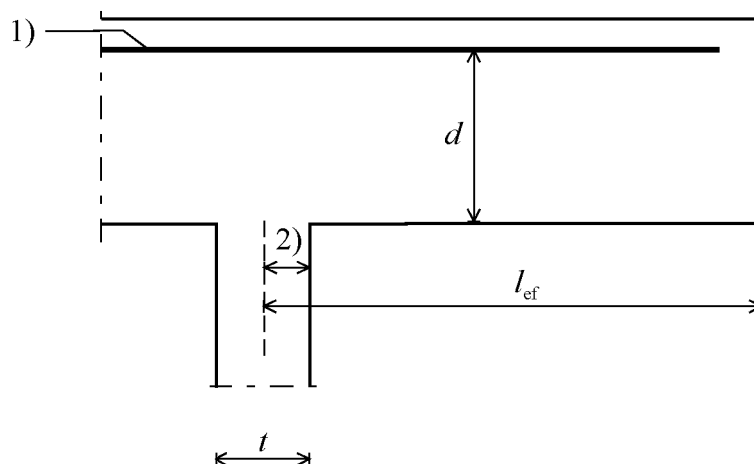
Leyenda

- 1) Armadura
- 2) $t_1/2$ o $d/2$, la menor de ambas
- 3) $t_2/2$ o $d/2$, la menor de ambas

Figura 5.3 – Luz efectiva de vigas de fábrica simplemente apoyadas o continuas

(2) La luz efectiva, l_{ef} , de un voladizo de fábrica se puede tomar el menor de los siguientes valores (véase la figura 5.4):

- la distancia entre el borde del voladizo y el eje del apoyo;
- la distancia entre el borde del voladizo y la cara del apoyo más la mitad del canto útil, d .



Leyenda

- 1) Armadura
- 2) $t/2$ o $d/2$, la menor de ambas

Figura 5.4 – Luz efectiva de un voladizo de fábrica

(3) La luz efectiva de vigas de fábrica de gran canto se puede determinar según el apartado 5.5.2.3.

5.5.2.3 Vigas de fábrica de gran canto con carga vertical

(1) Las vigas de fábrica de gran canto son muros con carga vertical, o partes de estos, en dintel sobre aberturas, tal que la relación entre la altura total del muro sobre la abertura y la luz efectiva de la abertura sea al menos 0,5. La luz efectiva de una viga de gran canto se puede tomar como:

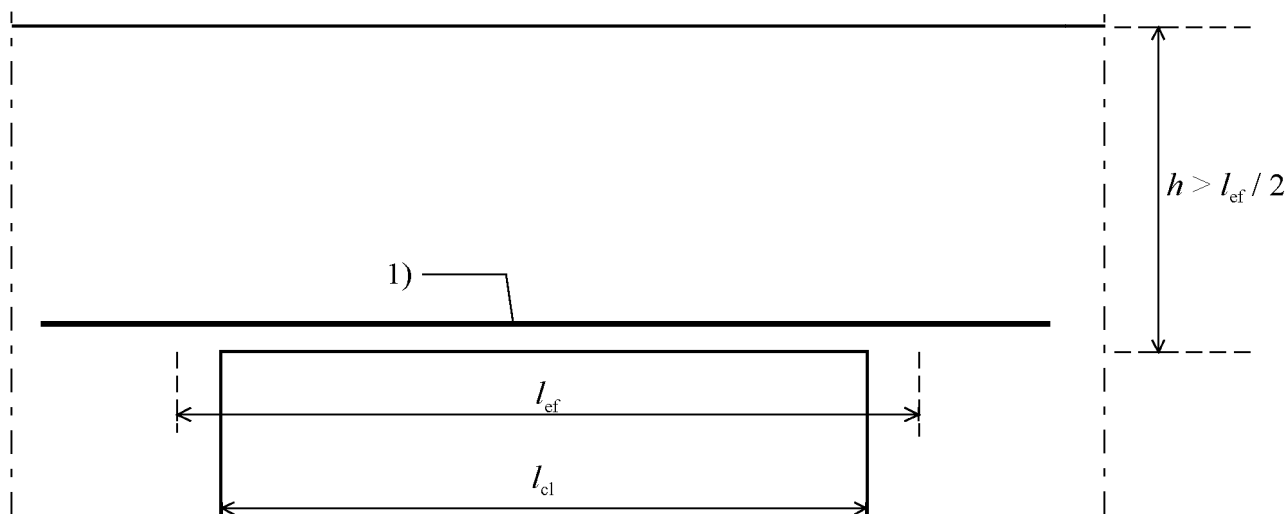
$$l_{ef} = 1,15 l_{cl} \quad (5.12)$$

donde

l_{cl} es la luz libre de la abertura, véase la figura 5.5.

(2) Se deberían tener en cuenta todas las cargas verticales aplicadas en la parte adintelada sobre vano del muro, salvo que se puedan transmitir por otros medios, por ejemplo, mediante forjados superiores que se comporten como tirantes.

(3) Al determinar los momentos flectores, la viga de gran canto se puede considerar como simplemente apoyada entre soportes, como se muestra en la figura 5.5.



Leyenda

1) Armadura

Figura 5.5 – Análisis de una viga de fábrica de gran canto

5.5.2.4 Redistribución de los esfuerzos internos

(1) En los elementos de fábrica armada, la distribución elástica lineal de los esfuerzos internos se puede modificar suponiéndose en equilibrio si los elementos tienen la suficiente ductilidad, lo que se puede suponer si la relación entre la profundidad del eje neutro, x , y el canto útil, d , no es mayor que 0,4 antes de que se haya realizado la redistribución de momentos. Se debería tener en cuenta la influencia sobre todos los aspectos del proyecto de cualquier redistribución de momentos, de acuerdo con la Norma EN 1992-1-1.

5.5.2.5 Luz límite de elementos de fábrica armada sometidos a flexión

(1) La luz de elementos de fábrica armada se debería limitar al valor obtenido de la tabla 5.2.

Tabla 5.2 – Limitaciones de la relación entre luz efectiva y canto útil de muros sometidos a flexión compuesta esviada y vigas

	Relación entre luz efectiva y canto útil (l_{ef}/d) o espesor efectivo (l_{ef}/t_{ef})	
	Muro sometido a flexión compuesta esviada	Viga
Apoyo simple	35	20
Continuo	45	26
Bidireccional	45	—
Voladizo	18	7
NOTA Para muros de extremo libre que no formen parte de un edificio y sometidos predominantemente a acciones de viento, las relaciones se pueden incrementar un 30% si los revestimientos admiten deformaciones del muro sin dañarse.		

(2) En elementos con apoyo simple o continuo, la distancia libre entre coacciones laterales, l_r , no debería superar el menor valor entre:

$$l_r \leq 60 b_c \quad (5.13)$$

o

$$l_r \leq \frac{250}{d} b_c^2 \quad (5.14)$$

donde

d es el canto útil del elemento;

b_c es la anchura de la cara comprimida a media distancia entre coacciones.

(3) Para un voladizo con coacción lateral únicamente en el apoyo, la distancia libre desde el extremo del voladizo a la cara del apoyo, l_r , no debería superar el menor valor entre:

$$l_r \leq 25 b_c \quad (5.15)$$

o

$$l_r \leq \frac{100}{d} b_c^2 \quad (5.16)$$

donde

b_c se toma en la cara del apoyo.

5.5.3 Muros de arriostramiento de fábrica sometidos a cortante

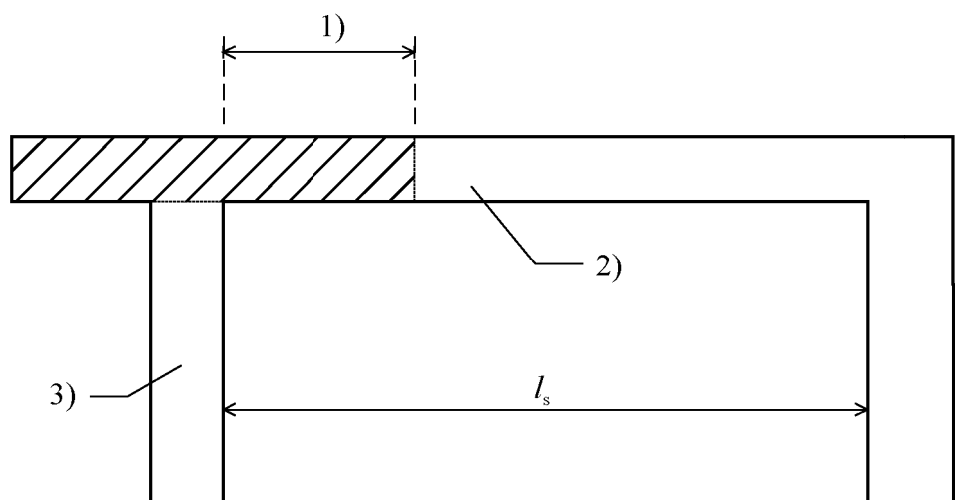
(1) Cuando se analizan muros de fábrica sometidos a cortante la rigidez elástica de los muros, incluyendo alas, se debería emplear como la rigidez del muro. Para muros con altura mayor que el doble de su longitud, se puede despreciar el efecto en la rigidez de las deformaciones por cortante.

(2) Un muro perpendicular, o una parte de este, se puede considerar que actúa como un ala del muro de arriostramiento si la unión entre este muro y el ala es capaz de resistir los correspondientes esfuerzos cortantes, y si el ala no padea en la longitud considerada.

(3) La longitud de cualquier muro perpendicular, que se puede considerar que actúa como un ala (véase la figura 5.6), es el espesor del muro de arriostramiento más, a ambos lados, según el caso, el menor de:

- $h_{\text{tot}}/5$, donde h_{tot} es la altura total del muro de arriostramiento;
- la mitad de la distancia entre muros de arriostramiento (l_s), enlazados por el muro perpendicular;
- la distancia hasta el extremo del muro;
- la mitad de la altura libre (h);
- seis veces el espesor del muro perpendicular, t .

(4) En muros perpendiculares, las aberturas menores que $h/4$ o $l/4$ se pueden despreciar. Las aberturas mayores que $h/4$ o $l/4$ se deberían considerar que indican el extremo del muro.



Leyenda

- 1) El menor de $\begin{cases} h_{\text{tot}}/5 \\ l_s/2 \\ h/2 \\ 6t \end{cases}$
- 2) Muro perpendicular
- 3) Muro de arriostramiento

Figura 5.6 – Anchura admisible de alas para muros de arriostramiento

(5) Si los forjados se pueden considerar como diafragmas rígidos, se pueden distribuir las acciones horizontales entre los muros de arriostramiento en proporción a su rigidez.

(6)P Cuando la disposición de los muros de arriostramiento es asimétrica o, por cualquier razón, la acción horizontal es excéntrica al centro de las rigideces de la estructura, se debe considerar el efecto de la rotación en cada muro individualmente (efectos torsores).

(7) Si los forjados no se pueden considerar suficientemente rígidos como diafragmas horizontales (por ejemplo, piezas prefabricadas de hormigón no interconectadas), los esfuerzos horizontales soportados por los muros de arriostramiento se deberían tomar como las fuerzas transmitidas por los forjados a los que están conectados directamente, a menos que se realice un cálculo semirrígido.

(8) La carga horizontal máxima en un muro de arriostramiento se puede reducir hasta un 15% si la carga en los muros de arriostramiento paralelos se incrementa en el valor correspondiente.

(9) Cuando se evalúa la carga de cálculo correspondiente que contribuye a la resistencia a cortante, la carga vertical aplicada a los forjados bidireccionales se puede distribuir proporcionalmente entre los muros sustentantes; en el caso de forjados unidireccionales de piso o cubierta, al evaluar la carga normal se puede considerar una distribución a 45° de la carga en los muros no directamente cargados de los pisos inferiores.

(10) La distribución del esfuerzo cortante en la parte comprimida de un muro se puede considerar constante.

5.5.4 Elementos de fábrica armada sometidos a cortante

(1) Para calcular el esfuerzo cortante de cálculo de los elementos de fábrica armada con carga uniformemente distribuida, se puede suponer que el máximo esfuerzo cortante se produce a la distancia $d/2$ de la cara del apoyo, siendo d el canto útil del elemento.

(2) Para considerar que el esfuerzo cortante máximo se produce a $d/2$ de la cara del apoyo, se deberían cumplir las siguientes condiciones:

- las acciones y reacciones producen compresión diagonal en el elemento (apoyo directo);
- en un apoyo extremo, la armadura a tracción necesaria a la distancia $2,5d$ de la cara del apoyo está anclada a éste;
- en un apoyo intermedio, la armadura a tracción necesaria en la cara del apoyo se prolonga la longitud de anclaje más una distancia mínima de $2,5d$ en su dirección.

5.5.5 Muros de fábrica con acciones laterales

(1) Al analizar muros de fábrica con acciones laterales, se deberían considerar en el proyecto:

- el efecto de las barreras antihumedad;
- las condiciones de apoyo y continuidad sobre éstos.

(2) Un muro careado se debería calcular como un muro de una hoja construido completamente con piezas con la mínima resistencia a flexión.

(3) Una junta de movimiento en un muro se debería tratar como un borde que no puede transmitir momento ni esfuerzo cortante.

NOTA Algunos anclajes especiales están diseñados para transmitir momento y/o esfuerzo cortante a través de una junta de movimiento; su empleo no se contempla en esta norma.

(4) La reacción a lo largo del borde de un muro debida a la carga se puede considerar uniformemente distribuida para el cálculo del apoyo. La sujeción en el apoyo se puede conseguir mediante llaves, por traba de las piezas o mediante forjados o cubiertas.

(5) El apoyo se puede considerar continuo cuando los muros con acción lateral están trabados a muros de carga (véase 8.1.4), o cuando soportan forjados de hormigón armado. Una barrera antihumedad debería considerarse como apoyo simple. Cuando los muros estén conectados a un muro de carga u otra estructura resistente mediante llaves en los bordes verticales, se puede suponer una continuidad parcial del momento en los bordes verticales si se comprueba que la resistencia de las llaves es suficiente.

(6) En un muro capuchino, se puede suponer una continuidad total aunque una sola de las hojas tenga sujeción continua en el apoyo, si el muro tiene llaves de acuerdo con el apartado 6.3.3. La transmisión de la carga del muro al apoyo puede ser por medio de llaves colocadas en una sola hoja, siempre que la conexión entre las dos hojas sea correcta (véase 6.3.3), especialmente en los bordes verticales de los muros. En cualquier otro caso, se puede suponer una continuidad parcial.

(7) Cuando el muro se apoya en 3 ó 4 bordes, el cálculo del momento aplicado, M_{Edi} , se puede tomar:

- cuando el plano de rotura es paralelo a los tendeles, es decir en la dirección f_{xk1} :

$$M_{Edi} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 \text{ por unidad de longitud del muro} \quad (5.17)$$

o,

- cuando el plano de rotura es perpendicular a los tendeles, es decir en la dirección f_{xk2} :

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 \text{ por unidad de altura del muro} \quad (5.18)$$

donde

α_1, α_2 son los coeficientes de los momentos flectores teniendo en cuenta el grado de fijación en los bordes de los muros, la relación altura-longitud de los muros; se pueden obtener mediante teoría adecuada;

l es la longitud del muro;

W_{Ed} es la acción lateral de cálculo por unidad de área.

NOTA Los valores de los coeficientes flectores α_1 y α_2 se pueden encontrar en el anexo E para muros de una hoja con un espesor menor o igual a 250 mm, siendo $\alpha_1 = \mu \alpha_2$

donde

μ es la relación de las resistencias de cálculo a flexión en las direcciones ortogonales, de la fábrica, f_{xd1}/f_{xd2} , véase el apartado 3.6.3 o $f_{xd1,ap}/f_{xd2}$, véase el punto (4) del apartado 6.3.1 o $f_{xd1}/f_{xd2,ap}$, véase el punto (9) del apartado 6.6.2.

(8) El coeficiente del momento flector en una barrera antihumedad se puede considerar como el de un borde con continuidad total cuando la tensión vertical de cálculo sobre la barrera antihumedad iguala o supera la tensión de tracción de cálculo causada por el momento resultante debido a la acción.

(9) Cuando un muro se apoya únicamente en su base y en su cima, el momento aplicado se puede calcular según los principios normales de la ingeniería, teniendo en cuenta cualquier continuidad.

(10) En un panel o en un muro de extremo libre con carga lateral, construido con fábrica asentada con morteros de M2 a M20, y calculado de acuerdo con el apartado 6.3, se deberían limitar las dimensiones para evitar movimientos excesivos debidos a la deformación, la fluencia, la retracción, los efectos de la temperatura y la fisuración.

NOTA Los valores límite se pueden obtener del anexo F.

(11) Los muros con formas irregulares, o con aberturas importantes se pueden calcular, utilizando un reconocido método de obtención de momentos flectores en placas planas, por ejemplo, el método de elementos finitos o el método de las líneas de rotura, teniendo en cuenta la anisotropía de la fábrica en su caso.

CAPÍTULO 6 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

6.1 Muros de fábrica con carga vertical predominante

6.1.1 Generalidades

(1)P La resistencia de los muros de fábrica con carga vertical se debe basar en la geometría del muro, el efecto de las excentricidades aplicadas y las propiedades del material de la fábrica.

(2) Al calcular la resistencia vertical de la fábrica, se puede suponer que:

- las secciones planas permanecen planas;
- la resistencia de la fábrica a tracción perpendicular a los tendeles es nula.

6.1.2 Comprobación de muros de fábrica con carga vertical predominante

6.1.2.1 Generalidades

(1)P En el estado límite último, el valor de cálculo de la carga vertical en un muro de fábrica, N_{Ed} , debe ser menor o igual al valor de cálculo de la resistencia vertical del muro, N_{Rd} , tal que:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (6.1)$$

(2) El valor de cálculo de la resistencia vertical de un muro de una hoja por unidad de longitud, N_{Rd} , es:

$$N_{Rd} = \Phi t f_d \quad (6.2)$$

donde

Φ es el coeficiente de minoración, Φ_i , en la cima o en la base del muro, o Φ_m , a media altura del muro, según corresponda, por efecto de la esbeltez y la excentricidad de la carga, según el apartado 6.1.2.2;

t es el espesor del muro;

f_d es la resistencia de cálculo a compresión de la fábrica, según los apartados 2.4.1 y 3.6.1.

(3) Cuando el área de la sección transversal de un muro es menor que $0,1 \text{ m}^2$, la resistencia de cálculo a compresión de la fábrica, f_d , se debería multiplicar por el factor:

$$(0,7 + 3A) \quad (6.3)$$

donde

A es el área bruta de la sección transversal horizontal cargada del muro, en metros cuadrados.

(4) En muros capuchinos, cada hoja se debería comprobar por separado, usando el área en planta de la hoja cargada y la esbeltez correspondiente al espesor efectivo del muro capuchino, calculado según la ecuación (5.11).

(5) Un muro careado se debería calcular como un muro de una hoja construido con las piezas menos resistentes, empleando el valor de K de la tabla 3.3, adecuado para un muro con una sutura de mortero.

(6) Un muro doblado, unido según el apartado 6.5 se puede calcular como un muro de una hoja si ambas hojas tienen una carga similar en magnitud o, alternativamente, como un muro capuchino.

(7) Cuando las rozas o rebajes superan los límites establecidos en el apartado 8.6, se debería tener en cuenta su efecto sobre la capacidad portante de la siguiente manera:

- las rozas o rebajes verticales se deberían tratar como borde extremo de un muro o, alternativamente, se debería calcular la resistencia de cálculo a carga vertical con el espesor residual del muro;
- las rozas horizontales o inclinadas se deberían tratar comprobando la resistencia del muro en la zona de la roza, considerando la excentricidad de la carga.

NOTA Como regla general la reducción de la capacidad portante vertical se puede tomar proporcional a la reducción del área de la sección transversal debida a cualquier roza o rebaje vertical, si la reducción del área no supone más de un 25%.

6.1.2.2 Coeficiente de minoración por esbeltez y excentricidad

(1) El valor del coeficiente de minoración por esbeltez y excentricidad, Φ , se puede basar en un bloque rectangular de tensión, tal y como sigue:

(i) En la cima o en la base del muro (Φ_1)

$$\Phi_1 = 1 - 2 \frac{e_1}{t} \quad (6.4)$$

donde

e_1 es la excentricidad en la cima o en la base del muro, según corresponda, calculada empleando la ecuación (6.5):

$$e_1 = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 t \quad (6.5)$$

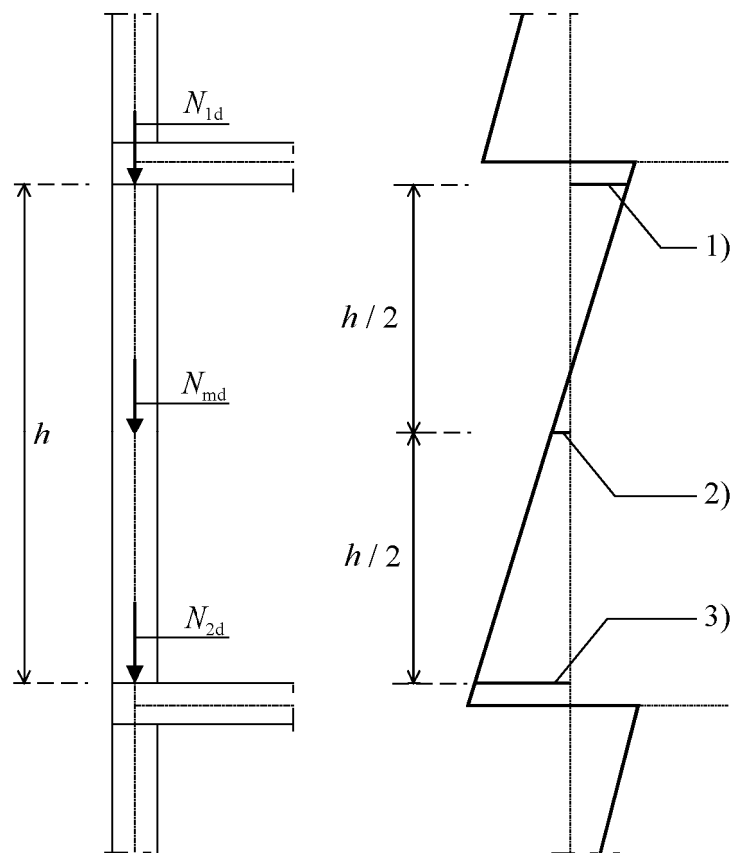
M_{id} es el valor de cálculo del momento flector en la cima o en la base del muro debido a la excentricidad de la carga del forjado en el apoyo, calculada según el apartado 5.5.1 (véase la figura 6.1);

N_{id} es el valor de cálculo de la carga vertical en la cima o en la base del muro;

e_{he} es la excentricidad en la cima o en la base del muro, si existe, debida a las acciones horizontales (por ejemplo el viento);

e_{init} es la excentricidad inicial, con signo tal que incrementa el valor absoluto de e_1 (véase 5.5.1.1);

t es el espesor del muro.



Leyenda

- 1) M_{1d} (cara inferior del forjado)
- 2) M_{md} (a media altura del muro)
- 3) M_{2d} (cara superior del forjado)

Figura 6.1 – Momentos debidos al cálculo de excentricidades

(ii) A media altura del muro (Φ_m)

Empleando una simplificación de los principios generales dados en el apartado 6.1.1 se puede determinar el coeficiente de minoración a media altura del muro, Φ_m , usando e_{mk} , donde

e_{mk} es la excentricidad a media altura del muro, calculada empleando las ecuaciones (6.6) y (6.7):

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 t \quad (6.6)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} \quad (6.7)$$

e_m es la excentricidad debida a las cargas;

M_{md} es el valor de cálculo del máximo momento a media altura del muro debido a los momentos en la cima y en la base del muro (véase la figura 6.1), incluyendo cualquier carga aplicada excéntricamente a la cara del muro (por ejemplo las bridas);

N_{md} es el valor de cálculo de la carga vertical a media altura del muro, incluyendo cualquier carga aplicada excéntricamente a la cara del muro (por ejemplo las bridas);

e_{hm} es la excentricidad a media altura debida a acciones horizontales (por ejemplo el viento);

NOTA La inclusión de e_{hm} depende de la combinación de acciones empleada en la comprobación; debería tenerse en cuenta su signo en relación con el de M_{md}/N_{md} .

e_{init} es la excentricidad inicial con signo tal que incrementa el valor absoluto de e_m (véase 5.5.1.1);

h_{ef} es la altura efectiva, según el apartado 5.5.1.2 o a partir de las condiciones de coacción o rigidez;

t_{ef} es el espesor efectivo del muro, según el apartado 5.5.1.3;

e_k es la excentricidad debida a la fluencia, calculada de la ecuación (6.8):

$$e_k = 0,002 \phi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t_{ef} e_m} \quad (6.8)$$

ϕ_{∞} es el coeficiente final de fluencia (véase la nota del punto (2) del apartado 3.7.4)

NOTA ϕ_m se puede determinar a partir del anexo G, empleando el e_{mk} definido anteriormente.

(2) La excentricidad debida a la fluencia, e_k , se puede considerar nula para aquellos muros con una esbeltez menor o igual que λ_c .

NOTA El valor de λ_c a emplear en un estado se puede encontrar en su anexo nacional, el valor recomendado de λ_c es 15. Cada estado puede hacer distinciones para los diferentes tipos de fábrica en relación con las opciones nacionales del coeficiente final de fluencia.

6.1.3 Muros con cargas puntuales

(1)P El valor de cálculo de la carga puntual vertical, N_{Edc} , sobre un muro de fábrica, debe ser menor o igual al valor de cálculo de la resistencia a la carga puntual vertical del muro, N_{Rdc} , tal que

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} \quad (6.9)$$

(2) Cuando un muro, construido con piezas de fábrica del Grupo 1 y con los detalles constructivos conformes con el capítulo 8, distinto a un muro con tendeles discontinuos, está sometido a una carga puntual, el valor de cálculo de la resistencia a la carga vertical del muro es:

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d \quad (6.10)$$

donde

$$\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \quad (6.11)$$

que no debería ser menor que 1,0 ni mayor que:

el menor valor entre $1,25 + \frac{a_1}{2 h_c}$ o 1,5

donde

β es coeficiente de mejora para cargas puntuales;

a_1 es la distancia desde el extremo del muro hasta el borde más cercano al área cargada (véase la figura 6.2);

h_c es la altura del muro al nivel de la carga;

A_b es el área cargada;

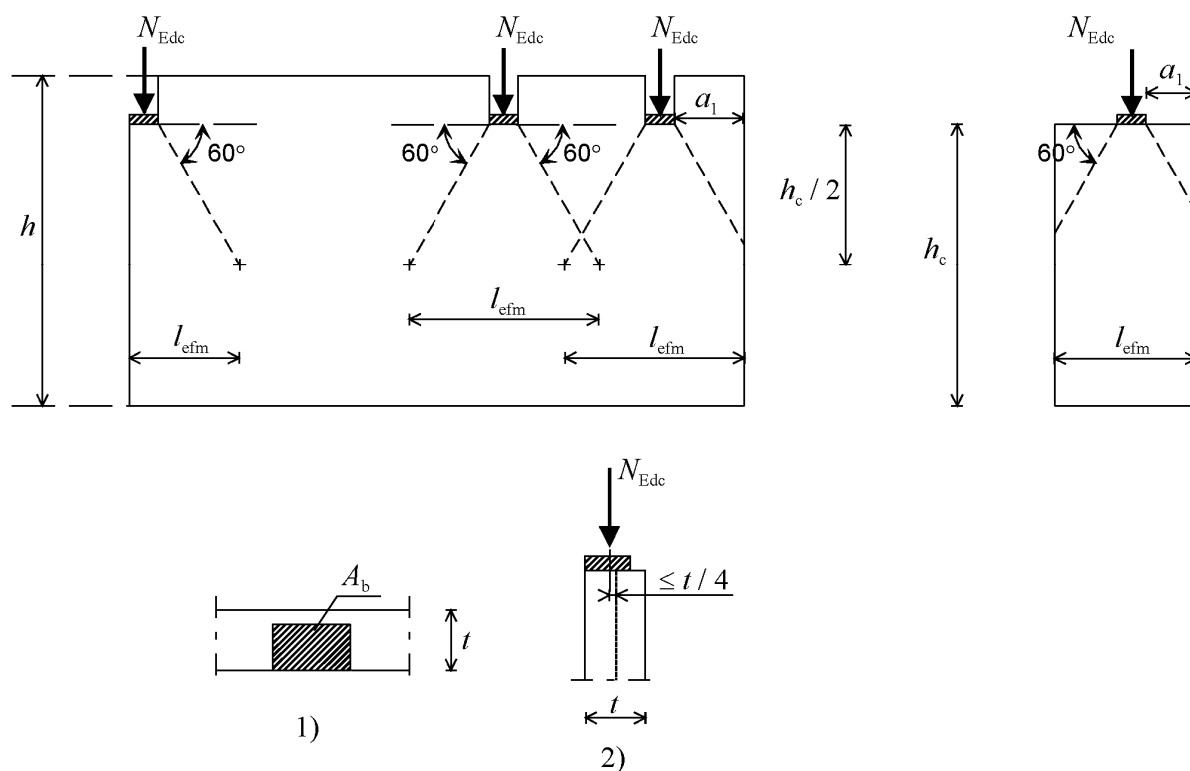
A_{ef} es el área efectiva del apoyo, es decir $l_{efm} \cdot t$;

l_{efm} es la longitud efectiva del apoyo determinada a media altura del muro o pilastra (véase la figura 6.2);

t es el espesor del muro, teniendo en cuenta la profundidad de los rebajes en las juntas mayores de 5 mm.

$\frac{A_b}{A_{ef}}$ no es mayor de 0,45

NOTA Los valores del coeficiente de mejora, β , se muestran gráficamente en el anexo H.



Leyenda

- 1) Planta
- 2) Sección

Figura 6.2 – Muros con cargas puntuales

(3) Para muros contruidos con piezas de fábrica de los grupos 2, 3 y 4, con tendeles discontinuos, se debería comprobar que la tensión de cálculo a compresión en la zona cargada puntualmente no sobrepasa la resistencia de cálculo a compresión de la fábrica, f_d (es decir, β se toma como 1,0).

(4) La excentricidad de la carga respecto del eje del muro no debería ser mayor de $t/4$ (véase la figura 6.2).

(5) En todos los casos, los requisitos del apartado 6.1.2.1 se deberían cumplir a media altura del muro bajo los apoyos, incluyendo los efectos de cualquier otra carga vertical, especialmente con cargas puntuales próximas que solapen sus longitudes efectivas.

(6) La carga puntual se debería apoyar sobre piezas del Grupo 1 u otro material macizo de longitud igual a la longitud del área cargada más una longitud a cada lado determinada a 60° de la base de apoyo de la carga; en un apoyo extremo, la longitud adicional estará en un sólo lado.

(7) Si la carga puntual se aplica mediante viga de reparto con la rigidez adecuada y de igual anchura que el espesor del muro, canto mayor que 200 mm y longitud mayor que tres veces la longitud del área cargada, la resistencia de cálculo a compresión bajo el área cargada no debería ser mayor que $1,5 f_d$.

6.2 Muros de fábrica a cortante

(1)P En estado límite último, el valor de cálculo del esfuerzo cortante en un muro de fábrica, V_{Ed} , debe ser menor o igual al valor de cálculo del esfuerzo cortante resistente, V_{Rd} , tal que:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (6.12)$$

(2) El valor de cálculo del esfuerzo cortante resistente viene dado por:

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c \quad (6.13)$$

donde

f_{vd} es la resistencia de cálculo a cortante de la fábrica, según los apartados 2.4.1 y 3.6.2, basada en la media de las tensiones verticales sobre la parte comprimida del muro que resiste el esfuerzo cortante;

t es el espesor del muro que resiste el esfuerzo cortante;

l_c es la longitud de la parte comprimida del muro, ignorando la zona de tracción.

(3) La longitud de la parte comprimida del muro, l_c , se debería calcular suponiendo una distribución lineal de tensiones de compresión teniendo en cuenta cualquier abertura, roza o rebaje; no se debería utilizar cualquier parte del muro sometida a tracción vertical para calcular el área de muro que resiste el esfuerzo cortante.

(4)P La unión de muros de refuerzo y las alas de otros muros se debe comprobar a cortante vertical.

(5) La longitud de la parte comprimida del muro se debería comprobar para su carga vertical y su efecto sobre el esfuerzo cortante.

6.3 Muros de fábrica con acción lateral

6.3.1 Generalidades

(1)P En estado límite último, el valor de cálculo del momento aplicado al muro de fábrica, M_{Ed} (véase 5.5.5), debe ser menor o igual al valor de cálculo del momento resistente del muro, M_{Rd} , tal que:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (6.14)$$

(2) Se debería tener en cuenta en el cálculo la relación de las resistencias de la fábrica en las direcciones ortogonales, μ .

(3) El valor de cálculo del momento resistente lateral de un muro de fábrica, M_{Rd} , por unidad de altura o longitud, viene dado por:

$$M_{Rd} = f_{xd} Z \quad (6.15)$$

donde

f_{xd} es la resistencia de cálculo a flexión correspondiente al plano de flexión según el apartado 3.6.3, el punto (4) del apartado 6.3.1 o el punto (9) del apartado 6.6.2;

Z es el módulo resistente elástico de una sección unitaria de altura o longitud de muro.

(4) Cuando hay carga vertical, el efecto favorable de la compresión se puede tener en cuenta mediante:

(i) el empleo de la resistencia aparente de cálculo a flexión, $f_{xd1,ap}$, según la ecuación (6.16), modificada en consecuencia por la relación en las direcciones ortogonales empleada en el punto (2).

$$f_{xd1,ap} = f_{xd1} + \sigma_d \quad (6.16)$$

donde

f_{xd1} es la resistencia de cálculo a flexión de la fábrica con el plano de rotura paralelo a los tendeles, véase el apartado 3.6.3;

σ_d es la tensión de cálculo a compresión en el muro, no siendo mayor de $0,2 f_d$.

o bien

(ii) el cálculo de la resistencia del muro usando la ecuación (6.2) en la que Φ se sustituye por Φ_{fl} , teniendo en cuenta la resistencia a flexión, f_{xd1} .

NOTA Esta parte no incluye un método de cálculo de Φ_{fl} teniendo en cuenta la resistencia a flexión.

(5) Al evaluar el módulo resistente de la sección de una pilastra en un muro, la longitud sobresaliente del ala desde la cara de la pilastra se debería tomar como la menor de las siguientes:

- $h/10$ para muros entre coacciones verticales;
- $h/5$ para muros en voladizo;
- la mitad de la luz libre entre pilastras;

donde

h es la altura libre del muro.

(6) En un muro capuchino, la acción lateral de cálculo por unidad de área, W_{Ed} , se puede repartir entre las dos hojas si las llaves del muro, u otros conectores entre las hojas, pueden transmitir las acciones a las que está sometido. El reparto entre las dos hojas puede ser proporcional a sus resistencias, (es decir, empleando M_{Rd}), o a la rigidez de sus hojas. Cuando se emplea su rigidez, se debería comprobar cada hoja para su correspondiente M_{Ed} .

(7) Si un muro está debilitado por rozas o rebajes que superan los límites establecidos por el apartado 8.6, se debería considerar esta situación al determinar la capacidad portante empleando el espesor reducido del muro en la roza o rebaje considerado.

6.3.2 Muros con efecto arco entre apoyos

- (1) P En estado límite último, el efecto de la carga lateral de cálculo debido a la acción de arco en el muro debe ser menor o igual a la resistencia de cálculo bajo una acción de arco, y la resistencia de cálculo de los apoyos debe ser mayor que el efecto de la carga lateral de cálculo.
- (2) Un muro de fábrica construido sólidamente entre apoyos capaces de resistir el empuje de arco se puede calcular suponiendo que se desarrolla un arco horizontal o vertical en el espesor del muro.
- (3) El cálculo se puede basar en un arco triarticulado, cuando el empuje del arco se soporta en los apoyos y en la rótula central, que se deberían suponer a 0,1 veces el espesor del muro, como se indica en la figura 6.3. Se debería tener en cuenta el efecto de las rozas o rebajes cercanos a la línea de empuje del arco en la resistencia de la fábrica.

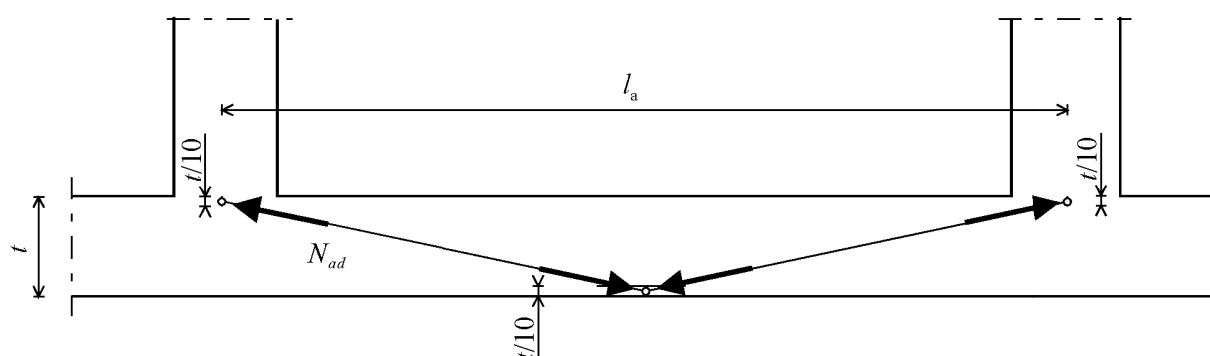


Figura 6.3 – Efecto arco para resistir acciones laterales (esquema)

- (4) El empuje de arco se debería evaluar considerando la acción lateral aplicada, la resistencia de la fábrica a compresión, la efectividad de la unión entre el muro y el apoyo que resiste el empuje, además de la retracción elástica y temporal del muro. El empuje de arco puede tener su origen en una carga vertical.
- (5) La flecha del arco, r , viene dada por la ecuación (6.17):

$$r = 0,9 t - d_a \quad (6.17)$$

donde

t es el espesor del muro, teniendo en cuenta su reducción por las juntas retranqueadas;

d_a es la deformación del arco bajo acción lateral de cálculo; se puede suponer nula si la relación longitud-espesor del muro es menor o igual a 25.

- (6) El máximo empuje de arco de cálculo por unidad de longitud del muro, N_{ad} , se puede obtener de la ecuación (6.18):

$$N_{ad} = 1,5 f_d \frac{t}{10} \quad (6.18)$$

y cuando la deformación lateral sea pequeña, la resistencia de cálculo frente a acción lateral viene dada por:

$$q_{lat,d} = f_d \left(\frac{t}{l_a} \right)^2 \quad (6.19)$$

donde

N_{ad} es el empuje de arco de cálculo;

$q_{lat,d}$ es la resistencia de cálculo frente a acción lateral por unidad de área del muro;

t es el espesor del muro;

f_d es la resistencia de cálculo a compresión de la fábrica en la dirección del empuje de arco, según el apartado 3.6.1;

l_a es la longitud o altura del muro entre apoyos capaces de resistir el empuje de arco

si:

- cualquier barrera antihumedad u otro plano con bajo rozamiento en el muro puede transmitir las correspondientes fuerzas horizontales;
- la tensión de cálculo debida a la carga vertical no es menor que $0,1 \text{ N/mm}^2$;
- la esbeltez no es mayor de 20 en la dirección considerada.

6.3.3 Muros con cargas de viento

(1) Los muros con cargas de viento se deberían calcular empleando los apartados 5.5.5, 6.3.1 y 6.3.2, según sea el caso.

6.3.4 Muros con empuje lateral debido al terreno y al agua

(1) Los muros sometidos a empuje lateral del terreno cargados, o no verticalmente, se deberían calcular empleando los apartados 5.5.5, 6.1.2, 6.3.1 y 6.3.2, según sea el caso.

NOTA 1 La resistencia a flexión de la fábrica f_{sk1} no se debería utilizar para calcular muros con empuje de terreno.

NOTA 2 La Norma EN 1996-3 ofrece un método de cálculo simplificado de muros de sótano sometidos al empuje lateral del terreno.

6.3.5 Muros con cargas laterales debidas a acciones accidentales

(1) Los muros con cargas laterales debidas a acciones accidentales, diferentes de los sismos (por ejemplo, explosiones de gas), se pueden calcular de acuerdo con los apartados 5.5.5, 6.1.2, 6.3.1 y 6.3.2, según sea el caso.

6.4 Muros de fábrica con cargas debidas a una combinación de acciones laterales y verticales

6.4.1 Generalidades

(1) Los muros de fábrica sometidos tanto a cargas verticales como horizontales se pueden verificar empleando cualquiera de los métodos ofrecidos en los apartados 6.4.2, 6.4.3 ó 6.4.4, según sea el caso.

6.4.2 Método del coeficiente Φ

(1) Usando el valor correspondiente de la excentricidad debida a acciones horizontales, e_{he} o e_{hm} , de acuerdo con las situaciones (i) o (ii) del punto (1) del apartado 6.1.2.2, se puede obtener empleando las ecuaciones (6.5) y (6.7) un coeficiente de minoración por esbeltez, Φ , que tiene en cuenta la combinación de acciones verticales y horizontales, para introducir en la ecuación (6.2).

6.4.3 Método de la resistencia a flexión aparente

(1) El apartado 6.3.1 permite incrementar la resistencia de cálculo a flexión de la fábrica, f_{xd1} , debido a la carga vertical permanente, hasta una resistencia a flexión aparente, $f_{xd1, ap}$, a utilizar en la comprobación ofrecida en ese apartado.

6.4.4 Método de los coeficientes de los momentos flectores equivalentes

(1) Los momentos flectores equivalentes se pueden obtener de una combinación de los apartados 6.4.2 y 6.4.3, para permitir un cálculo combinado de acciones verticales y horizontales.

NOTA El anexo I ofrece un método para modificar el coeficiente del momento flector, α , según se describe en el apartado 5.5.5, para permitir acciones verticales y horizontales.

6.5 Llaves

(1)P Para el cálculo de la resistencia estructural de las llaves, se debe tener en cuenta la combinación siguiente:

- los movimientos diferenciales entre los elementos estructurales conectados (el caso típico del muro careado y su trasdosado) debidos por ejemplo, debidos a las diferencias de temperatura, humedad y acciones;
- acción horizontal de viento;
- la fuerza debida a la interacción de las hojas en muros capuchinos.

(2)P Al determinar la resistencia estructural de las llaves se debe tener en cuenta cualquier desviación de la planicidad y cualquier daño del material, incluido el riesgo de rotura frágil debido a las deformaciones sucesivas a las que está sometido durante y después de su ejecución.

(3)P Cuando los muros, especialmente los capuchinos y los de revestimiento, están sometidos a acción lateral de viento, las llaves que unen las dos hojas deben ser capaces de distribuir las cargas de viento de la hoja cargada a la otra hoja, al muro de trasdós o a la sustentación.

(4) El mínimo número de llaves en un muro por unidad de área, n_t , se debería obtener de la ecuación (6.20):

$$n_t \geq \frac{W_{Ed}}{F_d} \quad (6.20)$$

pero nunca menos que lo establecido en el apartado 8.5.2.2;

donde

W_{Ed} es el valor de cálculo de la acción horizontal, por unidad de área, a transferir;

F_d es la resistencia de cálculo a compresión o tracción de la llave del muro, según las condiciones de cálculo.

NOTA 1 La Norma EN 845-1 requiere que el fabricante declare la resistencia de las llaves; este valor se debería dividir por γ_M para obtener el valor de cálculo.

NOTA 2 La elección de las llaves del muro debería permitir el movimiento diferencial de las hojas sin causar daños.

(5) En el caso de un muro de revestimiento, W_{Ed} se debería calcular considerando que las llaves necesarias transmiten toda la acción horizontal de viento que actúa sobre este muro hasta la estructura portante.

6.6 Elementos de fábrica armada con flexión simple o compuesta, o con compresión

6.6.1 Generalidades

(1)P El cálculo de elementos de fábrica armada con flexión, simple o compuesta, o compresión, se debe basar en las siguientes hipótesis:

- las secciones planas permanecen planas;
- la armadura tiene la misma variación de deformación unitaria que la fábrica contigua;
- la resistencia a tracción de la fábrica es nula;
- la deformación unitaria máxima a compresión de la fábrica se selecciona en función del material;
- la deformación unitaria máxima a tracción de la armadura se selecciona en función del material;
- el diagrama tensión-deformación de la fábrica puede ser lineal, parabólico, parabólico-rectangular o rectangular (véase 3.7.1);
- el diagrama tensión-deformación de la armadura se obtiene de la Norma EN 1992-1-1;
- en secciones no totalmente comprimidas, la deformación límite unitaria a compresión se toma no mayor de $\varepsilon_{mu} = -0,0035$ para piezas del Grupo 1 y $\varepsilon_{mu} = -0,002$ para piezas del Grupo 2, 3 y 4 (véase la figura 3.2).

(2)P Las propiedades de deformación del hormigón de relleno se deben suponer iguales a las de la fábrica.

(3) El diagrama de tensiones de cálculo de la fábrica o del hormigón de relleno se puede basar en la figura 3.2, donde f_d es la resistencia de cálculo a compresión de la fábrica o del hormigón de relleno en la dirección de la carga.

(4) Cuando una zona comprimida incluya parte de fábrica y parte de hormigón de relleno, la resistencia a compresión se debería calcular utilizando el diagrama de tensiones del material menos resistente.

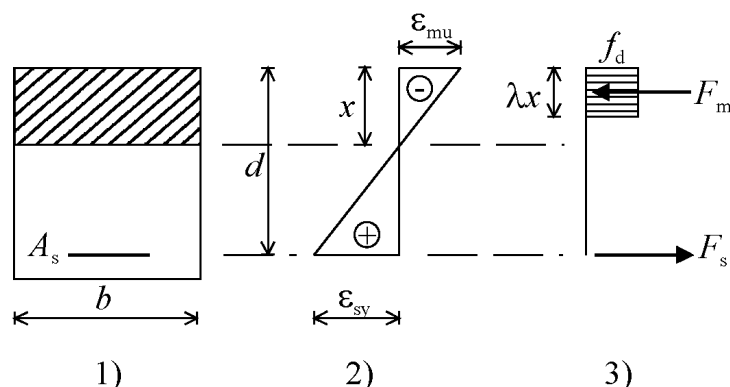
6.6.2 Comprobación de los elementos de fábrica armada con flexión y/o carga axial

(1)P En estado límite último, el valor de cálculo de la carga aplicada al elemento de fábrica armada, E_d , debe ser menor o igual que la resistencia de cálculo del elemento, R_d , tal que:

$$E_d \leq R_d \quad (6.21)$$

(2) La resistencia de cálculo del elemento se debería basar en las hipótesis descritas en el apartado 6.6.1. La deformación unitaria por tracción de la armadura ε_s se debería limitar a 0,01.

(3) Para determinar el valor de cálculo del momento resistente de una sección se puede suponer, como simplificación, una distribución rectangular de la tensión, tal y como se indica en la figura 6.4.



Leyenda

- 1) Sección transversal
- 2) Deformaciones unitarias
- 3) Esfuerzos

Figura 6.4 – Distribución de la tensión y deformación unitaria

(4) En el caso de una determinada sección rectangular armada con flexión simple, el valor de cálculo del momento resistente, M_{Rd} , se puede tomar como:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z \quad (6.22)$$

donde, para una sección en la que se alcanzan la máxima compresión y tracción a la vez, y según la simplificación de la figura 6.4, el brazo de mecánico, z , se puede tomar como:

$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) \leq 0,95 d \quad (6.23)$$

donde

b es la anchura de la sección;

d es el canto útil de la sección;

A_s es el área de la sección de la armadura a tracción;

f_d es la menor de las resistencias de cálculo a compresión de la fábrica en la dirección de la carga, según los apartados 2.4.1 y 3.6.1, o del hormigón de relleno, según los apartados 2.4.1 y 3.3.

f_{yd} es la resistencia de cálculo del acero de armar.

NOTA Para el caso especial de muros de fábrica armada a flexión en voladizo, véase el punto (5) siguiente.

(5) Al determinar el valor de cálculo del momento resistente, M_{Rd} , de los elementos de fábrica armada sometidos a flexión, la resistencia de cálculo a compresión, f_d , de la figura 6.4 se puede medir sobre el canto a partir del borde comprimido de la sección transversal, λx , teniendo en cuenta que el valor de cálculo del momento resistente, M_{Rd} , en compresión, no debería tomarse como superior a:

$$M_{Rd} \leq 0,4 f_d b d^2 \text{ para piezas del Grupo 1 distintas a las de áridos ligeros} \quad (6.24a)$$

y

$$M_{Rd} \leq 0,3 f_d b d^2 \text{ para piezas de los Grupos 2, 3, 4 y de áridos ligeros del Grupo 1} \quad (6.24b)$$

donde

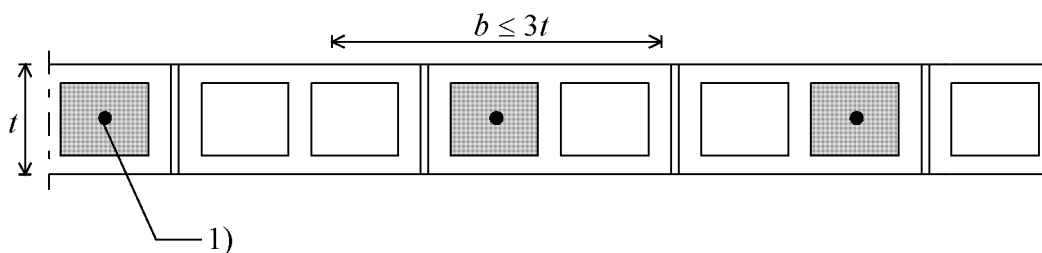
f_d es la resistencia de cálculo a compresión de la fábrica;

b es la anchura de la sección;

d es el canto útil de la sección, y

x es la profundidad del eje neutro.

(6) Cuando se concentran localmente las armaduras de una sección, pero no se pueda considerar ésta con alas (véase 6.6.3), la anchura de la sección armada no se debería tomar mayor que tres veces el espesor de la fábrica (véase la figura 6.5).



Leyenda

1 Armadura

Figura 6.5 – Anchura de la sección de elementos con armaduras concentradas

(7) Los elementos de fábrica armada con una esbeltez mayor que 12, calculada según el apartado 5.5.1.4, se pueden calcular según los principios y reglas de aplicación de elementos de fábrica del apartado 6.1, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden debidos al momento adicional de cálculo, M_{ad} :

$$M_{ad} = \frac{N_{Ed} h_{ef}^2}{2\,000\,t} \quad (6.25)$$

donde

N_{Ed} es el valor de cálculo de la carga vertical;

h_{ef} es la altura efectiva del muro;

t es el espesor del muro.

(8) Los elementos de fábrica armada con una pequeña carga axial se pueden calcular a flexión sólo si la tensión axial de cálculo cumple:

$$\sigma_d \leq 0,3 f_d \quad (6.26)$$

donde

f_d es la resistencia de cálculo a compresión de la fábrica.

(9) Los muros con armadura prefabricada de tendel para ayudar a resistir acciones laterales, cuando la resistencia de la armadura es necesaria para llegar al coeficiente del momento flector α , (véase 5.5.5), se puede calcular una resistencia aparente a flexión $f_{xd2,ap}$ igualando el momento resistente de cálculo de la sección armada en tendeles con una sección sin armar del mismo espesor, usando la ecuación (6.27):

$$f_{xd2,ap} = \frac{6 A_s f_{yd} z}{t^2} \quad (6.27)$$

donde

f_{yd} es la resistencia de cálculo de la armadura de tendel;

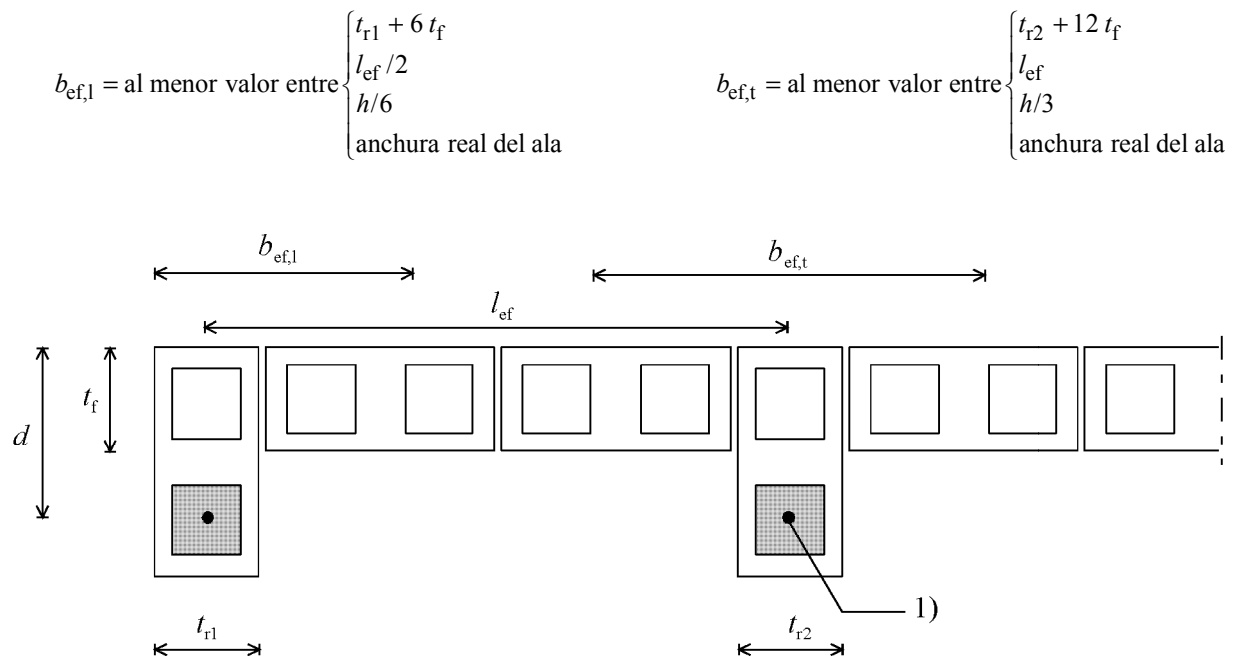
A_s es el área de la sección de la armadura a tracción, por metro lineal de muro;

t es el espesor del muro;

z es el brazo mecánico obtenido de la ecuación (6.23).

6.6.3 Elementos armados con alas

(1) En los elementos armados, cuando la armadura está localmente concentrada tal que el elemento puede actuar como si tuviese alas, por ejemplo con forma de T o L (véase la figura 6.6), el espesor del ala, t_f , se debería tomar como el espesor de la fábrica pero nunca mayor que $0,5 d$, donde d es el canto útil del elemento. Se debería comprobar la capacidad de resistencia a flexión de la fábrica entre los apoyos establecidos por las armaduras.



Leyenda

1) armadura

Figura 6.6 – Anchura efectiva de las alas

donde

$b_{\text{ef},l}$ es la anchura efectiva de un elemento con alas con forma de L;

$b_{\text{ef},t}$ es la anchura efectiva de un elemento con alas con forma de T;

d es el canto útil del elemento;

h es la altura libre del muro de fábrica;

l_{ef} es la distancia efectiva entre coacciones laterales;

t_f es el espesor del ala;

t_{ri} es el espesor del nervio i .

(2) La anchura efectiva de los elementos con alas, b_{ef} , debería ser la menor de:

(i) Para elementos en T:

- la anchura real del ala;
- la anchura del nervio o hueco más 12 veces el espesor de ala;

- la separación entre huecos o nervios;
- un tercio de la altura del muro.

(ii) Para elementos en L:

- la anchura real del ala;
- la anchura del nervio o hueco más 6 veces el espesor de ala;
- la mitad de la separación entre huecos o nervios;
- un sexto de la altura del muro.

(3) En el caso de elementos con alas, el valor de cálculo del momento resistente, M_{Rd} , se puede obtener empleando la ecuación (6.22), pero no se debería tomar mayor que:

$$M_{Rd} \leq f_d b_{ef} t_f (d - 0,5 t_f) \quad (6.28)$$

donde

f_d es la resistencia de cálculo a compresión de la fábrica, según los apartados 2.4.1 y 3.6.1;

d es el canto útil del elemento;

t_f es el espesor del ala, según los requisitos de los puntos (1) y (2);

b_{ef} es la anchura efectiva del elemento con ala, según los requisitos de los puntos (1) y (2).

6.6.4 Vigas de gran canto

(1) En el caso de vigas de gran canto, el valor de cálculo del momento resistente, M_{Rd} , se puede obtener de la ecuación (6.22), donde:

A_s es el área de la armadura inferior de la viga;

f_{yd} es la resistencia de cálculo del acero de armar;

z es el brazo mecánico, que debería tomarse como el menor de los siguientes valores:

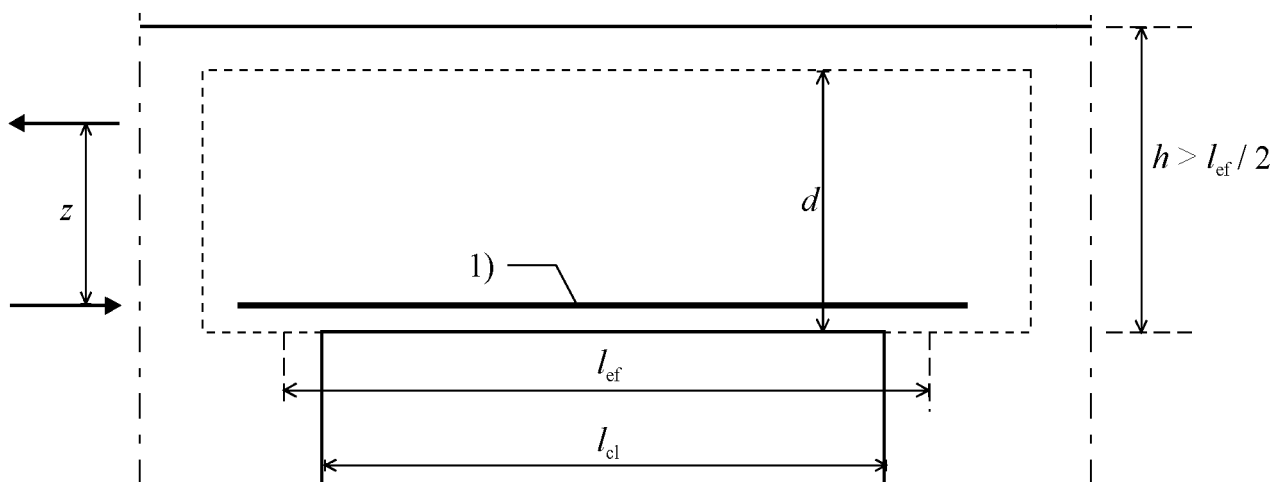
$$z = 0,7 l_{ef} \quad (6.29)$$

o

$$z = 0,4 h + 0,2 l_{ef} \quad (6.30)$$

l_{ef} es la luz efectiva de la viga de fábrica;

h es el canto de la viga.



Leyenda

1) Armadura

Figura 6.7 – Armadura de una viga de gran canto

(2) El valor de cálculo del momento resistente, M_{Rd} ; debería tomarse no mayor que:

$$M_{Rd} \leq 0,4 f_d b d^2 \text{ para piezas del Grupo 1 distintas a las de áridos ligeros} \quad (6.31a)$$

y

$$M_{Rd} \leq 0,3 f_d b d^2 \text{ para piezas de los Grupos 2, 3, 4 y de áridos ligeros del Grupo 1} \quad (6.31b)$$

donde

b es la anchura de la viga;

d es el canto útil de la viga, que se puede tomar como $1,3 z$;

f_d es la menor de las resistencias de cálculo a compresión de la fábrica en la dirección de la carga, según los apartados 2.4.1 y 3.6.1, o del hormigón de relleno según los apartados 2.4.1 y 3.3.

(3) Para evitar fisuración, se deberían disponer armaduras en los tendeles por encima de la armadura principal, a una altura igual a la menor de $0,5 l_{ef}$ o $0,5 d$, desde la cara inferior de la viga (véase el punto (3) del 8.2.3 y la figura 6.7).

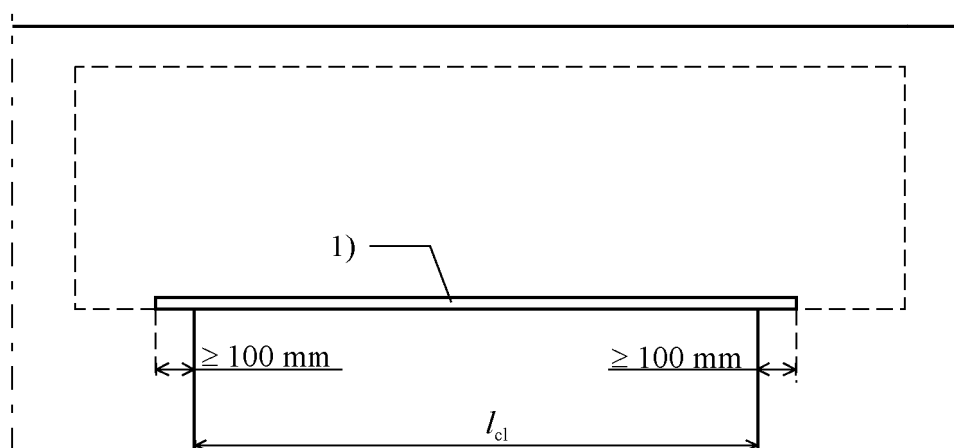
(4) Las barras de la armadura deberían ser continuas o estar correctamente solapadas a lo largo de la luz efectiva de la viga, l_{ef} , y disponer de la longitud de anclaje adecuada, según el apartado 8.2.5.

(5) Se debería comprobar la resistencia a pandeo de la zona comprimida de la viga de gran canto si no está arriostrada, empleando el método del apartado 6.1.2 para muros con carga vertical.

(6) Se debería comprobar la viga de gran canto con cargas verticales en la proximidad de los apoyos.

6.6.5 Dinteles compuestos

(1) Si se emplean dinteles prefabricados armados o pretensados para trabajar conjuntamente con la fábrica dispuesta encima, y su rigidez es pequeña comparada con la del muro superior, el cálculo se puede basar en el apartado 6.6.4, si la longitud de entrega en cada extremo del dintel prefabricado se justifica mediante el cálculo del anclaje y del apoyo, y que esta longitud no sea menor que 100 mm (véase la figura 6.8).



Leyenda

1) Dintel prefabricado

Figura 6.8 – Viga de gran canto con dintel compuesto

6.7 Elementos de fábrica armada a cortante

6.7.1 Generalidades

(1)P En estado límite último, el valor de cálculo del esfuerzo cortante aplicado a un elemento de fábrica armada, V_{Ed} , debe ser menor o igual a su resistencia de cálculo a cortante, V_{Rd} , tal que:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (6.32)$$

(2) La resistencia de cálculo a cortante de los elementos de fábrica armada, V_{Rd} , se puede calcular:

- despreciando la contribución de cualquier armadura de cortante que tenga el elemento, si no se cumple el área mínima de armadura de cortante que establece el punto (5) del apartado 8.2.3,

o bien

- teniendo en cuenta la contribución de la armadura de cortante que tenga el elemento, si cumple el área mínima de armadura de cortante.

(3) Se debería tener en cuenta cualquier contribución del hormigón de relleno a la resistencia a cortante de un elemento de fábrica armada y, cuando el hormigón de relleno contribuya más que la fábrica en la resistencia a cortante, se debería emplear la Norma EN 1992-1-1 y despreciar la resistencia de la fábrica.

6.7.2 Comprobación de muros de fábrica armada con acciones horizontales en su plano

(1) En los muros de fábrica armada con armadura vertical, cuando se desprecia la contribución de cualquier armadura de cortante, se debería comprobar que:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad (6.33)$$

donde

V_{Rd1} es la resistencia de cálculo a cortante de la fábrica, obtenido de

$$V_{Rd1} = f_{vd} t l \quad (6.34)$$

f_{vd} es la menor de las resistencias de cálculo a cortante de la fábrica según los apartados 2.4.1 y 3.6.2, o del hormigón de relleno según los apartados 2.4.1 y 3.3;

t es el espesor del muro;

l es la longitud del muro.

NOTA Cuando sea conveniente, al calcular V_{Rd1} se puede considerar un incremento en la resistencia de cálculo a cortante, f_{vd} , debido a la presencia de armadura vertical.

(2) En los muros de fábrica armada con armadura vertical, cuando se tiene en cuenta la armadura horizontal de cortante, se debería comprobar que:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad (6.35)$$

donde

V_{Rd1} viene dado en la ecuación (6.34), y

V_{Rd2} es el valor de cálculo de la contribución de la armadura, obtenido de:

$$V_{Rd2} = 0,9 A_{sw} f_{yd} \quad (6.36)$$

A_{sw} es el área total de la armadura horizontal de cortante sobre la parte del muro considerada;

f_{yd} es la resistencia de cálculo del acero de armar.

(3) Si se tiene en cuenta la armadura de cortante, se debería verificar que:

$$\frac{V_{Rd1} + V_{Rd2}}{t l} \leq 2,0 \text{ N/mm}^2 \quad (6.37)$$

donde

t es el espesor del muro;

l es la longitud o, cuando corresponda, la altura del muro.

6.7.3 Comprobación de vigas de fábrica armada a cortante

(1) Cuando se desprecia la contribución de la armadura de cortante en vigas de fábrica armada, se debería comprobar que:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad (6.38)$$

donde

V_{Rd1} viene dado por

$$V_{Rd1} = f_{vd} b d; \quad (6.39)$$

f_{vd} es la menor de las resistencias de cálculo a cortante de la fábrica, según los apartados 2.4.1 y 3.6.2, o del hormigón de relleno, según los apartados 2.4.1 y 3.3;

b es la anchura mínima de la viga sobre el canto útil;

d es el canto útil de la viga.

NOTA Cuando sea conveniente, al calcular V_{Rd1} se puede considerar un incremento en la resistencia de cálculo a cortante, f_{vd} , debido a la presencia de armadura longitudinal, véase el anexo J.

(2) El valor de f_{vd} empleado para calcular V_{Rd1} , en una sección a_x desde la cara de un apoyo, se puede incrementar por el factor:

$$\frac{2d}{a_x} \leq 4 \quad (6.40)$$

donde

d es el canto útil de la viga;

a_x es la distancia desde la cara del apoyo a la sección considerada;

siempre que el valor incrementado de f_{vd} no se toma mayor que $0,3 \text{ N/mm}^2$.

NOTA Véase el anexo J.

(3) Cuando se tiene en cuenta la armadura de cortante en vigas de fábrica, se debería comprobar que:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad (6.41)$$

donde

V_{Rd1} viene dado en la ecuación (6.39), y

V_{Rd2} viene de:

$$V_{Rd2} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (1 + \cot \alpha) \tan \alpha \quad (6.42)$$

d es el canto útil de la viga;

A_{sw} es el área de la armadura de cortante;

s es la separación entre armaduras de cortante;

α es el ángulo de la armadura de cortante respecto al eje de la viga, entre 45° y 90° ;

f_{yd} es la resistencia de cálculo del acero de armar.

(4) También se debería comprobar que:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,25 f_d b d \quad (6.43)$$

donde

f_d es la menor de las resistencias de cálculo a compresión de la fábrica en la dirección de la carga según los apartados 2.4.1 y 3.6.1, o del hormigón de relleno según los apartados 2.4.1 y 3.3;

b es la anchura mínima de la viga sobre el canto útil;

d es el canto útil de la viga.

6.7.4 Comprobación de vigas de gran canto a cortante

(1) Se debería hacer la comprobación ofrecida en el apartado 6.7.3, tomando V_{Ed} como el esfuerzo cortante en el borde del apoyo, y el canto útil $d = 1,3 z$.

6.8 Fábrica pretensada

6.8.1 Generalidades

(1) El cálculo de los elementos de fábrica pretensada se debería basar en los principios aplicables de la Norma EN 1992-1-1, con los requisitos de proyecto y las propiedades de los materiales establecidos en los capítulos 3, 5 y 6 de esta Norma EN 1996-1-1.

(2) Los principios de cálculo sólo son aplicables a los elementos pretensados unidireccionales.

NOTA En el proyecto, se debería evaluar primero la flexión en el estado límite de servicio y después se deberían comprobar en estado límite último las resistencias a flexión, a compresión y a cortante.

(3)P El esfuerzo inicial de pretensado aplicado se debe limitar a una fracción del esfuerzo último característico de los tendones, para asegurar que no se produzcan fallos en estos.

NOTA El coeficiente parcial de seguridad para cargas se debería tomar de la Norma EN 1990, para las pérdidas de tensión durante y después del pretensado.

(4) Las tensiones de compresión y los esfuerzos de tracción transversales de los anclajes se deberían limitar para que no se alcancen las condiciones de rotura. Las tensiones de soporte locales se pueden limitar según que la acción de pretensado actúe en paralelo o perpendicular a los tendones. El cálculo de los anclajes debería considerar la existencia de esfuerzos de tracción. Las tensiones de tracción en la fábrica deberían ser nulas.

(5)P Se deben considerar en el cálculo las pérdidas previsibles de tensión en el pretensado.

(6) Las pérdidas en el esfuerzo de pretensado se producen por una combinación de:

- relajación de los tendones;
- deformación elástica de la fábrica;
- cambios de humedad de la fábrica;
- fluencia de la fábrica;
- deslizamiento de tendones durante el anclaje;
- efectos de rozamiento;
- efectos térmicos.

6.8.2 Comprobación de elementos

(1)P El cálculo de los elementos de fábrica pretensada a flexión se debe basar en las siguientes hipótesis:

- en la fábrica, las secciones planas se mantienen planas;
- la distribución de las tensiones en la zona comprimida es uniforme y no mayor que f_d ;
- la deformación límite unitaria a compresión en la fábrica se toma como $-0,0035$ para piezas del Grupo 1, y como $-0,002$ para las de los Grupos 2, 3 y 4;
- se desprecia la resistencia a tracción de la fábrica;
- los tendones adherentes u otras armaduras adherentes están sometidos a las mismas variaciones de deformación unitaria que la fábrica adyacente;
- las tensiones en los tendones adherentes u otras armaduras adherentes se obtienen del correspondiente diagrama tensión-deformación unitaria;
- las tensiones en tendones no adherentes en elementos postesados se limitan a una fracción admisible de su resistencia característica;
- el canto útil para los tendones no adherentes se determina teniendo en cuenta sus posibles movimientos.

(2)P La resistencia de los elementos de fábrica pretensada en estado límite último se debe calcular mediante el empleo de teoría adecuada, en la que se tenga en cuenta todas las características de comportamiento del material y los efectos de segundo orden.

(3) Cuando se consideren los esfuerzos de pretensado como acciones, los coeficientes parciales de seguridad se deberían tomar de la Norma EN 1992-1-1.

(4) En los elementos con sección rectangular maciza y con carga vertical en su plano, se puede usar para fábricas el método de cálculo del apartado 6.1.2. En los elementos rectangulares huecos se necesitará calcular sus propiedades geométricas. El pretensado de un elemento puede limitarse según su esbeltez y capacidad resistente a esfuerzo normal.

(5)P La resistencia de cálculo a cortante de los elementos de fábrica pretensada debe ser mayor que el valor de cálculo del esfuerzo cortante aplicado.

6.9 Fábrica confinada

6.9.1 Generalidades

(1)P El cálculo de elementos de fábrica confinada se debe basar en hipótesis similares a aquellas establecidas para los elementos de fábrica o fábrica armada.

6.9.2 Comprobación de elementos

(1) En la comprobación de elementos de fábrica confinada a flexión y/o carga axial, se deberían adoptar las hipótesis para elementos de fábrica armada de esta Norma EN 1996-1-1. Al determinar el valor de cálculo del momento resistente de una sección únicamente se puede suponer una distribución rectangular de tensiones, basada en la resistencia de la fábrica. Se debería despreciar también la armadura a compresión.

(2) En la comprobación de elementos de fábrica confinada a cortante, la resistencia a cortante se debería tomar como la suma de la resistencia a cortante de la fábrica y del hormigón de los elementos confinadores. Al calcular la resistencia a cortante de la fábrica se deberían emplear las reglas para muros de fábrica a cortante, considerando l_c como la longitud del elemento de fábrica. No se debería tener en cuenta la armadura de los elementos confinadores.

(3) En la comprobación de elementos de fábrica confinada con acción lateral, se deberían emplear las hipótesis establecidas para muros de fábrica y fábrica armada. Se debería considerar la contribución de la armadura de los elementos confinadores.

CAPÍTULO 7 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

7.1 Generalidades

(1)P Una estructura de fábrica se debe proyectar y construir de tal manera que no supere el estado límite de servicio.

(2) Se deberían comprobar las deformaciones que pueden afectar negativamente a los tabiques, acabados (incluyendo materiales añadidos) o instalaciones, o puedan dañar la impermeabilización.

(3) El comportamiento en servicio de elementos de fábrica no debería perjudicar el comportamiento de otros elementos estructurales, tales como las deformaciones de forjados o muros.

7.2 Muros de fábrica

(1)P Se deben considerar las diferencias entre las propiedades de los materiales de la fábrica para evitar tensiones excesivas o daños en las intersecciones.

(2) En las estructuras de fábrica no es necesario comprobar los estados límite de servicio de fisuración y, deformación, si se satisfacen los estados límite últimos.

NOTA Se debería tener presente que en el estado límite último puede producirse alguna fisuración, por ejemplo en cubiertas.

(3) Se deberían evitar los daños debidos a las tensiones producidas por las coacciones, mediante las apropiadas especificaciones y detalles (véase el capítulo 8).

(4)P Los muros de fábrica con acción lateral de viento no se deben deformar ante tales acciones, ni ante el contacto accidental con personas, ni responden de modo desproporcionado ante impactos accidentales.

(5) Se puede considerar que un muro con acción lateral que satisfaga la comprobación en estado límite último satisface el punto (1)P del apartado 7.1 si se limitan sus dimensiones.

NOTA Los valores límite se pueden obtener del anexo F.

7.3 Elementos de fábrica armada

(1)P Los elementos de fábrica armada no se deben fisurar ni deformar excesivamente en condiciones de servicio.

(2) Si el dimensionamiento de los elementos de fábrica armada cumple con las limitaciones del apartado 5.5.2.5, se puede admitir una deformación lateral de un muro y una deformación vertical en una viga.

(3) En cálculos de deformación se debería emplear el módulo de elasticidad diferido, E_{diferido} , según el apartado 3.7.2.

(4) En estado límite de servicio se limitará la fisuración de los elementos de fábrica armada a flexión - por ejemplo, vigas de fábrica armada - si se cumplen las limitaciones dimensionales del apartado 5.5.2.5 y los requisitos de detalle del capítulo 8.

NOTA Cuando el recubrimiento de la armadura de tracción supere los requisitos mínimos del apartado 8.2.2, se puede considerar la posibilidad de una fisuración superficial.

7.4 Elementos de fábrica pretensada

(1)P Los elementos de fábrica pretensada no deben presentar fisuración por flexión ni deformación excesiva en condiciones de servicio.

(2) Se deberían considerar las condiciones de carga en servicio al transferir el pretensado y bajo las acciones de cálculo, una vez producidas las pérdidas en el pretensado. Puede haber otros métodos de cálculo para estructuras con formas o condiciones de carga específicas.

(3)P El cálculo de un elemento de fábrica pretensada en estado límite de servicio se debe basar en las siguientes hipótesis:

- en la fábrica, las secciones planas permanecen planas;
- la tensión es proporcional a la deformación unitaria;
- la tensión de tracción en la fábrica se limita para evitar una anchura de fisuración excesiva y para asegurar la durabilidad del acero pretensado;
- el esfuerzo de pretensado es constante tras las pérdidas.

(4) Si se cumplen las hipótesis del punto (3)P anterior, se satisfacen los estados límites de servicio, aunque puede ser necesario realizar comprobaciones adicionales de deformación.

7.5 Elementos de fábrica confinada

(1)P Los elementos de fábrica confinada no deben presentar fisuración por flexión ni deformación excesiva en condiciones de servicio.

(2)P La comprobación de los elementos de fábrica confinada en estado límite de servicio se debe basar en las hipótesis dadas para los elementos de fábrica.

7.6 Muros con cargas puntuales

(1) Se puede admitir que los apoyos que satisfacen el estado límite último cuando se comprueban con las ecuaciones (6.9), (6.10) o (6.11), satisfacen el estado límite de servicio.

CAPÍTULO 8 DETALLES

8.1 Detalles de la fábrica

8.1.1 Materiales de la fábrica

(1)P Las piezas de fábrica deben ser apropiadas al tipo de fábrica, a su posición y a los requisitos de durabilidad. El mortero, el hormigón de relleno y la armadura deben ser los adecuados al tipo de pieza y a los requisitos de durabilidad.

(2) Los morteros de fábrica para fábrica armada, distinta de la fábrica armada con armadura de tendel, debería tener una resistencia a compresión, f_m , no menor que 4 N/mm^2 , y para la fábrica armada con armadura de tendel, no menor que 2 N/mm^2 .

8.1.2 Espesor mínimo de muros

(1)P El espesor mínimo de un muro debe ser el necesario para que el muro sea robusto.

2) El espesor mínimo, $t_{\min.}$, de un muro de carga debería satisfacer el resultado de los cálculos según esta norma.

NOTA El valor de $t_{\min.}$ a emplearse en un estado puede encontrarse en su anexo nacional. El valor recomendado es igual al resultado de los cálculos.

8.1.3 Área mínima de la sección de un muro

(1)P Un muro de carga debe tener un área neta mínima en planta de $0,04 \text{ m}^2$, después de descontar rozas y rebajes.

8.1.4 Traba de la fábrica

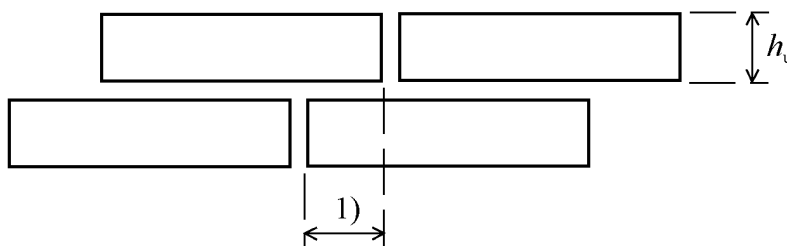
8.1.4.1 Piezas manufacturadas

(1)P Las piezas de fábrica deben estar asentadas con mortero según la práctica experimentada.

(2)P Las piezas en un muro de fábrica se deben solapar en hiladas consecutivas para que el muro se comporte como un sólo elemento estructural.

(3) En fábricas, las piezas de altura menor o igual a 250 mm se deberían solapar una longitud mínima de 0,4 veces la altura de la pieza y no menor que 40 mm (véase la figura 8.1). Las piezas de altura superior a 250 mm, el solapo debería ser mayor que 0,2 veces la altura de la pieza y no menor que 100 mm. En las esquinas o encuentros, el solapo de las piezas no debería ser menor que su espesor si este fuera menor que los requisitos anteriores; en el resto del muro se deberían emplear piezas cortadas para conseguir el solapo preciso.

NOTA La longitud de los muros y el tamaño de las aberturas y pilastras se debería ajustar preferiblemente a las dimensiones de las piezas para evitar cortes excesivos.



Leyenda

- 1) Solapo $\begin{cases} \text{si } h_u \leq 250 \text{ mm: solapo} \geq 0,4 h_u \text{ o } 40 \text{ mm, el que sea mayor} \\ \text{si } h_u > 250 \text{ mm: solapo} \geq 0,2 h_u \text{ o } 100 \text{ mm, el que sea mayor} \end{cases}$

Figura 8.1 – Solapo de piezas de fábrica

(4) Se pueden emplear aparejos que no cumplen los requisitos mínimos de solapo en fábrica armada cuando la experiencia o datos de ensayos indiquen que son satisfactorios.

NOTA Cuando se arma un muro, el grado de solapo se puede determinar como parte del cálculo de la armadura.

(5) Cuando un muro no portante acometa a un muro de carga, se debería considerar la deformación diferencial por fluencia y retracción. Cuando estos muros no estén trabados, se deberían enlazar mediante conectores adecuados que permitan las deformaciones diferenciales.

(6) Se debería tener en cuenta el comportamiento de deformación diferencial de los materiales cuando distintos materiales están enlazados rígidamente.

8.1.4.2 Piezas de piedra natural

(1) Se debería normalmente especificar que las piedras naturales sedimentarias y metamórficas de origen sedimentario se dispongan con sus planos de asiento horizontales o casi horizontales.

(2) Las piezas de fábrica de piedra natural se deberían solapar una distancia como mínimo igual a 0,25 veces la dimensión de la pieza más pequeña, con un mínimo de 40 mm, a menos que se tomen otras medidas que aseguren la resistencia adecuada.

(3) En muros en los que las piezas de fábrica no sean perpiaños, se deberían disponer piezas de traba con una longitud entre 0,6 y 0,7 veces el espesor del muro, estando separadas una distancia que no debería ser mayor de 1 m, tanto vertical como horizontalmente. Dichas piezas de fábrica deberían tener una altura mínima de 0,3 veces su longitud.

8.1.5 Juntas de mortero

(1) El espesor real de tendeles y llagas de mortero ordinario y ligero no debería ser menor que 6 mm ni mayor que 15 mm, y los tendeles y llagas de mortero para junta delgada deberían tener un espesor real no menor que 0,5 mm ni mayor que 3 mm.

NOTA Las juntas de espesor entre 3 mm y 6 mm se pueden hacer si los morteros han sido preparados para ese uso particular, cuando el proyecto se basa en el uso de mortero ordinario.

(2) Los tendeles deberían ser horizontales salvo especificación del proyectista.

(3) Cuando hay piezas que descansan en huecos de mortero, las llagas se pueden considerar llenas si el mortero maciza el grueso total de la junta en al menos el 40% de la anchura de las piezas. Las llagas en fábrica armada sometida a flexión y cortante se deberían rellenar completamente de mortero.

8.1.6 Apoyos de cargas puntuales

(1) La longitud mínima de apoyo de las cargas puntuales sobre un muro debería ser la exigida por el cálculo según el apartado 6.1.3 y no menor que 90 mm.

8.2 Detalles de armado

8.2.1 Generalidades

(1)P La armadura de acero se debe colocar de manera que trabaje solidariamente con la fábrica.

(2)P Cuando se suponen apoyos simples en el proyecto, se deben tener en cuenta los efectos de cualquier empotramiento producido por la fábrica.

(3) En fábricas proyectadas como elementos a flexión, la armadura de acero se debería colocar sobre los apoyos si la fábrica es continua, se haya considerado la viga como continua o no en el cálculo. Cuando sea así, se debería colocar sobre el apoyo en la parte superior de la fábrica un área de acero no menor que el 50% del área de la armadura a tracción requerida en el centro del vano, y anclarla conforme al apartado 8.2.5.1. En cualquier caso, al menos el 25% de la armadura de acero requerida en el centro del vano se debería prolongar hasta el apoyo y anclarse de forma similar.

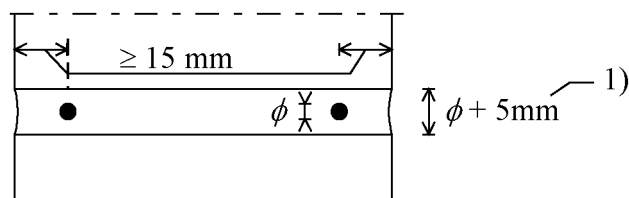
8.2.2 Recubrimiento de la armadura de acero

(1) Para lograr el desarrollo de la adherencia del acero de armar, seleccionado conforme al punto (3) del apartado 4.3.3, se embebe en mortero de tendeles:

- el espesor mínimo del recubrimiento de mortero desde el acero de armar a la cara de la fábrica debería ser de 15 mm (véase la figura 8.2);

- el recubrimiento de mortero ordinario y ligero sobre y bajo la armadura de acero de tendel debería ser tal que el espesor de la junta sea al menos 5 mm mayor que el diámetro del acero de armar.

NOTA Si hay acanaladuras en una o ambas tablas de la pieza, el espesor mínimo del mortero en torno a la armadura puede reducir el espesor del tendel.



Leyenda

- 1) Para morteros ordinario y ligero

Figura 8.2 – Recubrimiento de la armadura de acero en tendeles

(2) En cámaras rellenas o con trabado especial, el recubrimiento mínimo del acero de armar elegido según el punto (3) del apartado 4.3.3 debería ser el mayor valor entre 20 mm de mortero o de hormigón, según el caso, o el diámetro de la armadura.

(3) Los extremos cortados de todas las barras de acero, excepto las de acero inoxidable, deberían tener el mismo recubrimiento mínimo que para el acero al carbono sin protección en la situación de exposición considerada, salvo que se empleen otros medios de protección.

8.2.3 Área mínima de la sección de armadura

(1) En elementos de fábrica armada con armadura para aumentar la resistencia en el plano del elemento, el área de la armadura principal no debería ser menor que 0,05% del área de la sección efectiva del elemento, producto de su anchura efectiva por su canto útil.

(2) En muros en los que la armadura de acero se dispone en los tendeles para aumentar su resistencia a carga (fuera del plano) lateral, el área total de dicho armado no debería ser menor que 0,03% del área bruta de la sección del muro (es decir, 0,015% en cada cara).

(3) Cuando la armadura de tendel se dispone para controlar la fisuración o dotar de ductilidad, el área total de acero no debería ser menor que 0,03% del área bruta de la sección del muro.

(4) En elementos de fábrica armada con cámara rellena, calculada a flexión en una dirección, se debería disponer de armadura de acero transversal perpendicularmente a la armadura principal para distribuir las tensiones. El área de esta armadura transversal no debería ser menor que 0,05% del área de la sección del elemento, producto de su anchura efectiva por su canto útil.

(5) Cuando un elemento requiera armadura de acero a cortante (véase 6.7.3), el área de esta armadura de cortante no debería ser menor que 0,05% del área de la sección del elemento, producto de su anchura efectiva por su canto útil.

8.2.4 Dimensión de la armadura de acero

(1)P La dimensión máxima de la armadura de acero empleada debe permitir que sea adecuadamente embebida en el mortero u hormigón de relleno.

(2) La armadura de acero en forma de barra debería tener un diámetro mínimo de 5 mm.

(3)P La dimensión máxima de la armadura de acero debe ser tal que no se superen las tensiones de anclaje, según el apartado 8.2.5, y se mantenga el recubrimiento de la armadura, dado en el apartado 8.2.2.

8.2.5 Anclajes y empalmes

8.2.5.1 Anclajes de armaduras de acero a tracción y compresión

(1)P La armadura de acero debe tener la longitud de anclaje suficiente para que el esfuerzo interior a que está sometida se transmita al mortero u hormigón de relleno, y se evite la fisuración longitudinal o el desconchado de la fábrica.

(2) El anclaje se debería realizar por prolongación recta, gancho, patilla u horquilla, según la figura 8.3. Alternativamente, las tensiones se pueden transmitir mediante dispositivos mecánicos apropiados, probados en ensayos.

(3) No se deberían usar anclajes rectos o en patilla (véase las figuras 8.3(a) y (b)), en armaduras lisas de acero de más de 8 mm de diámetro. No se deberían usar anclajes en gancho, patilla u horquilla en armaduras a compresión.

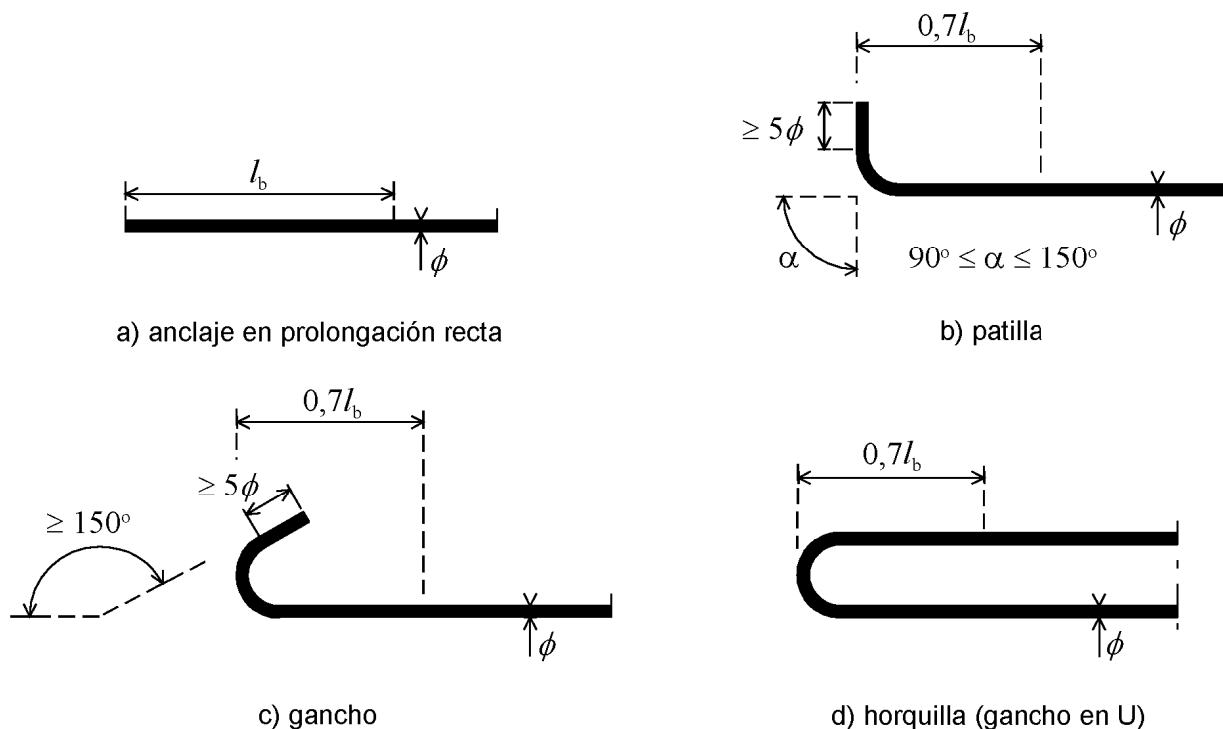


Figura 8.3 – Detalles de anclaje

(4) La longitud de anclaje en prolongación recta l_b necesaria para una barra, suponiendo una tensión de adherencia constante, se debería obtener de:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bod}} \quad (8.1)$$

donde

ϕ es el diámetro efectivo de la armadura de acero;

f_{yd} es la resistencia de cálculo de la armadura de acero, según los apartados 2.4.1 y 3.4.2;

f_{bod} es la resistencia de cálculo del anclaje de la armadura de acero, según la tabla 3.5, o los apartados 3.6 y 3.6.4, según corresponda, así como el apartado 2.4.1.

(5) La longitud de anclaje a tracción para barras acabadas con ganchos, patillas y horquillas (véanse las figuras 8.3(b), (c) y (d)) se puede reducir a $0,7 l_b$.

(6) Cuando el área de la armadura es mayor que la requerida por cálculo, se puede reducir la longitud de anclaje proporcionalmente si:

(i) En una armadura de acero a tracción, la longitud de anclaje no es menor que el mayor valor entre:

- $0,3 l_b$, o
- 10 diámetros, o
- 100 mm.

(ii) En una armadura de acero a compresión, la longitud de anclaje no es menor que el mayor valor entre:

- $0,6 l_b$, o
- 10 diámetros, o
- 100 mm.

(7) Cuando se anclan las barras de las armaduras, se debería disponer de armadura transversal de acero distribuida uniformemente sobre la longitud de anclaje, colocando al menos una barra en la zona curva del anclaje (véase la figura 8.3 (b), (c) y (d)). El área total de la armadura transversal no debería ser menor que el 25% del área de la barra anclada.

(8) Cuando se emplean armaduras de tendel prefabricadas, la longitud de anclaje se debería obtener en función de la resistencia característica de anclaje por adherencia, determinada mediante ensayos según la Norma EN 846-2.

8.2.5.2 Solapo de armaduras de acero a tracción y compresión

(1)P La longitud del solapo debe ser la necesaria para transmitir los esfuerzos de cálculo.

(2) La longitud de solapo de dos barras de acero se debería calcular según el apartado 8.2.5.1, con la menor de las dos barras en solapo.

(3) La longitud de solapo de dos barras de acero debería ser:

- l_b para barras a compresión y para barras a tracción cuando se solapa menos del 30% de las barras de la sección y la distancia libre entre solapos en la dirección transversal no es menor que 10 diámetros y el recubrimiento de hormigón o mortero no es menor que 5 diámetros.
- $1,4 l_b$ para barras a tracción cuando se solapa el 30% o más de las barras de la sección o si la distancia libre entre solapos en la dirección transversal es menor que 10 diámetros o el recubrimiento de hormigón o mortero es menor que 5 diámetros.

- $2 l_b$ para barras a tracción cuando se solapa el 30% o más de las barras de la sección y la distancia libre entre solapos es menor que 10 diámetros o el recubrimiento de hormigón o mortero es menor que 5 diámetros.

(4) Los solapos entre barras de acero no se deberían disponer en zonas de fuerte sollicitación o cuando las dimensiones de la sección del muro varíen, por ejemplo un escalonado en su espesor. La distancia libre entre dos barras solapadas no debería ser menor que dos diámetros ni que 20 mm.

(5) En las armaduras de tendel prefabricadas la longitud de solapo se debería obtener en función de la resistencia característica de anclaje por adherencia determinada mediante ensayos según la Norma EN 846-2.

8.2.5.3 Anclaje de la armadura de cortante

(1) El anclaje de la armadura de cortante, incluyendo los estribos, se debería hacer mediante ganchos o patillas (véanse las figuras 8.3 (b) y (c)), colocando donde sea necesario una barra de armadura longitudinal en la zona del gancho o patilla.

(2) El anclaje se considera eficaz cuando la curva del gancho se prolonga en recto una longitud mayor que el mayor valor entre 5 diámetros o 50 mm, y la de la patilla una longitud mayor que el mayor valor entre 10 diámetros o 70 mm (véase la figura 8.4).

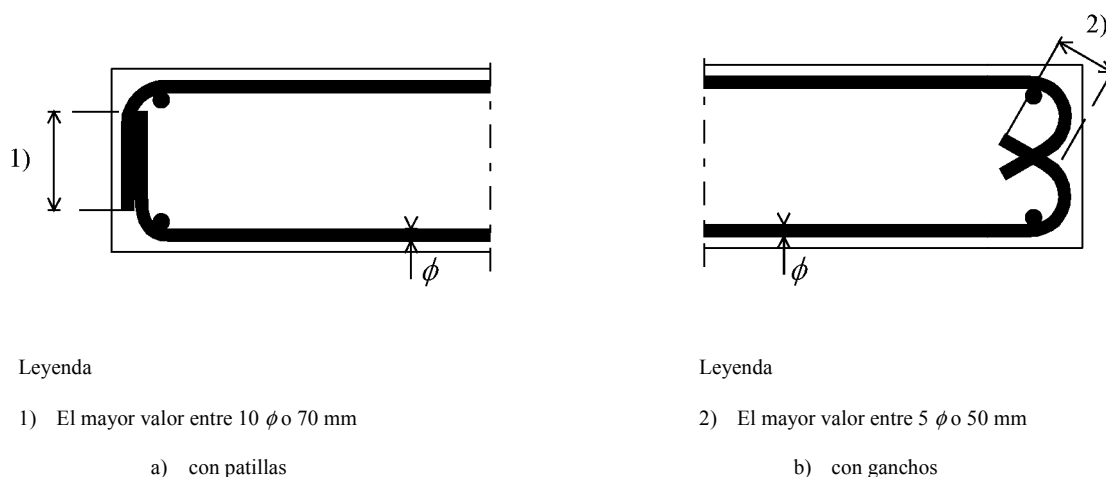


Figura 8.4 – Anclaje de la armadura de cortante

8.2.5.4 Reducción de la armadura a tracción

(1) En cualquier elemento a flexión, toda barra de acero de la armadura se debería prolongar más allá del punto en que es necesaria, una distancia igual al mayor valor entre el canto útil del elemento o 12 diámetros, excepto en los apoyos extremos. El punto en el que la armadura ya no es necesaria teóricamente es aquel en el que el momento resistente de cálculo de la sección, considerando sólo las barras que se prolongan, es igual al momento de cálculo aplicado. Sin embargo, la armadura de acero no se debería reducir en una zona a tracción a menos que para todas las combinaciones de acciones de cálculo consideradas se cumpla alguna de las siguientes condiciones:

- las barras de acero se prolongan al menos la longitud de anclaje necesaria por su resistencia de cálculo desde el punto en que no son necesarias para resistir flexión;
- la resistencia de cálculo a cortante en la sección en el extremo de la barra es mayor que dos veces el esfuerzo cortante debido a las acciones de cálculo en esa sección;

- las barras de acero que se prolongan en la sección en el extremo de la armadura suponen el doble del área necesaria para resistir el momento flector de la sección.

(2) Cuando el empotramiento de un elemento a flexión no exista, o sea pequeño, se debería prolongar hasta la sustentación, al menos el 25% del área de la armadura de acero a tracción necesaria en el centro del vano. Esta armadura se puede anclar según el apartado 8.2.5.1, o mediante:

- una longitud de anclaje efectiva de 12 diámetros de barra desde el eje de la sustentación, si antes del eje no comienza una patilla o gancho,

o

- una longitud de anclaje efectiva de 12 diámetros de barra más $d/2$ desde la cara de sustentación, donde d es el canto útil del elemento, y no comienza ninguna patilla antes de $d/2$ desde la cara interior de la sustentación.

(3) Cuando la distancia desde la cara del apoyo al borde más próximo de una carga principal es menor que dos veces el canto útil, toda la armadura principal de un elemento a flexión se debería prolongar hasta el apoyo y disponer de un anclaje equivalente a 20 diámetros de la barra.

8.2.6 Estructado de la armadura de acero a compresión

(1)P Las barras de acero a compresión se deben estructar para evitar el pandeo local.

(2) En elementos en los que el área de la armadura longitudinal es mayor que 0,25% del área de la fábrica incluyendo el hormigón de relleno, y si trabaja a más del 25% de la resistencia normal de cálculo, se deberían colocar cercos alrededor de las barras longitudinales.

(3) Si se necesitan cercos, no deberían tener menos de 4 mm de diámetro ni de 1/4 del diámetro máximo de las barras longitudinales, y su separación no debería ser mayor que el menor valor entre:

- la menor dimensión lateral del muro;
- 300 mm;
- 12 diámetros de la barra principal.

(4) Las barras de esquina de la armadura vertical se deberían sustentar en el codo de cada cerco con ángulo que no debería ser mayor que 135°. Las barras interiores de la armadura vertical sólo necesitan sustentarse con codos interiores cada dos cercos.

8.2.7 Separación de las armaduras

(1)P La separación de las armaduras debe ser lo suficientemente grande para permitir el correcto vertido y compactado del relleno de hormigón o mortero.

(2) La distancia libre entre armaduras adyacentes paralelas no debería ser menor que el mayor valor entre el tamaño máximo del árido más 5 mm, el diámetro de la barra, o 10 mm.

(3) La separación de armaduras a tracción no debería ser mayor que 600 mm.

(4) Cuando la armadura principal de acero se concentra en núcleos, huecos de piezas huecas o pequeños cajeados conformados por la disposición de las piezas, el área total de la armadura principal no debería ser mayor que el 4% del área bruta de la sección del relleno del núcleo o hueco, salvo en los solapos, donde no debería ser mayor que el 8%.

(5) Cuando sea necesaria una separación superior a la permitida en el punto (3) para concentrar las armaduras principales en los huecos dispuestos para ello, las alas de la sección armada se deberían limitar según el apartado 6.6.3 y separar hasta un máximo de 1,5 m.

(6) Cuando se necesite armadura de cortante, la separación de estribos no debería ser mayor que el menor valor entre $0,75 \times$ el canto útil del elemento o 300 mm.

(7) Las armaduras prefabricadas de tendel se deberían separar un máximo de 600 mm entre ejes.

8.3 Detalles de pretensado

(1) Los detalles de los dispositivos de pretensado deberían ser conformes con la Norma EN 1992-1-1.

8.4 Detalles de fábrica confinada

(1)P Los muros de fábrica confinada deben disponer de elementos confinantes verticales y horizontales de hormigón armado o fábrica armada, de tal forma que actúen como un único elemento estructural frente a las acciones.

(2)P Los elementos confinantes superior y laterales se deben ejecutar después de construida la fábrica para estar correctamente anclados a la misma.

(3) Los elementos confinantes se deberían disponer al nivel de cada forjado, en cada intersección de muros y a ambos lados de cada abertura de área mayor que $1,5 \text{ m}^2$. Se pueden disponer elementos confinantes adicionales en los muros para que su separación máxima, tanto en vertical como en horizontal, sea de 4 m.

(4) Los elementos confinantes deberían tener un área de sección no menor que $0,02 \text{ m}^2$, con una dimensión mínima de 150 mm en la planta del muro, y disponer de armaduras longitudinales con un área mínima de 0,8% del área de la sección del elemento confinante ni menor que 200 mm^2 . Los estribos no deberían tener menos de 6 mm de diámetro, y una separación máxima de 300 mm. Los detalles de la armadura deberían ser conformes con el apartado 8.2.

(5) En los muros de fábrica confinada con piezas de los Grupos 1 y 2, las piezas contiguas a los elementos confinantes se deberían solapar según las reglas descritas en el apartado 8.1.4, para traba de fábrica. Alternativamente, se debería adoptar una armadura de diámetro mínimo de barra de 6 mm, o equivalente, y con separación no mayor que 300 mm, sólidamente anclada al hormigón de relleno y a las juntas de mortero.

8.5 Enlace de muros

8.5.1 Enlace de muros a forjados y cubiertas

8.5.1.1 Generalidades

(1)P Cuando se suponga que los muros están arriostrados por forjados o cubiertas, se deben enlazar a estos para asegurar la transmisión de las acciones laterales de cálculo a los elementos arriostrantes.

(2) La transmisión de acciones laterales a los elementos arriostrantes se debería hacer a través de la estructura de forjado y cubierta, por ejemplo, viguetas de hormigón armado o prefabricado, o de madera con rigidez en su plano, siempre que el forjado o cubierta sean capaces de funcionar como diafragmas, o mediante una viga perimetral capaz de transmitir los esfuerzos de cortante y flexión. Tanto la resistencia a rozamiento del apoyo de un elemento estructural de muros de fábrica, o de amarres metálicos con anclajes extremos adecuados, deberían ser capaces de resistir las cargas transmitidas.

(3)P Cuando se apoye un forjado o una cubierta en un muro, la longitud de apoyo debe ser la requerida por capacidad portante y resistencia a cortante, teniendo en cuenta las tolerancias de fabricación y ejecución.

(4) La longitud de apoyo mínima de forjados o cubiertas sobre muros debería ser la establecida por el cálculo.

8.5.1.2 Enlace por amarres

(1)P Cuando se empleen amarres, éstos deben ser capaces de transmitir las cargas laterales entre el muro y el elemento estructural arriostrante.

(2) Cuando la sobrecarga del muro es despreciable, por ejemplo, en la unión de un muro hastial con la cubierta, es necesario asegurar la eficacia de la unión entre los amarres y el muro.

(3) La separación de los amarres de muros a forjados o cubiertas no debería ser mayor que 2 m para edificios de hasta 4 plantas, y no mayor que 1,25 m para edificios más altos.

8.5.1.3 Enlace por rozamiento

(1)P Cuando los forjados, cubiertas o vigas perimetrales de hormigón apoyan directamente sobre un muro, el rozamiento debe ser capaz de transmitir las cargas laterales.

8.5.1.4 Zunchos y vigas perimetrales

(1) Cuando la transmisión de cargas laterales a los elementos arriostrantes se realiza empleando zunchos o vigas perimetrales, éstos se deberían disponer en cada nivel de forjado o justo debajo. Los zunchos pueden ser de hormigón armado, de fábrica armada, de acero o de madera, y deberían ser capaces de resistir una tracción de cálculo de 45 kN.

(2) Cuando el zuncho no es continuo, se deberían tomar medidas adicionales para asegurar la continuidad.

(3) Los zunchos de hormigón armado deberían tener al menos 2 barras de acero de 150 mm² de sección mínima. Los solapos deberían calcularse conforme a la Norma EN 1992-1-1 y escalonados, si es posible. Se puede considerar la sección completa de las armaduras continuas paralelas si están en forjados o dinteles de ventana a una distancia máxima de 0,5 m desde la mitad del muro y forjado, respectivamente.

(4) Si se emplean forjados sin rigidez en su plano, o hay apoyos deslizantes, se debería asegurar la rigidez horizontal de los muros mediante vigas perimetrales o medidas estáticas equivalentes.

8.5.2 Enlace entre muros

8.5.2.1 Intersecciones

(1)P Los muros de carga que se crucen se deben enlazar de tal forma que se puedan transmitir las acciones verticales y laterales entre ellos.

(2) El enlace en el encuentro de muros se debería hacer mediante:

– traba de la fábrica (véase 8.1.4),

o bien

– conectores o armadura prolongada en cada muro.

(3) Los muros de carga que se crucen se deberían levantar simultáneamente.

8.5.2.2 Muros capuchinos y de revestimiento

(1)P Las dos hojas de un muro capuchino se deben enlazar eficazmente.

(2) El número de llaves que enlazan las dos hojas de un muro capuchino o entre un muro de revestimiento y su muro trasdosado no debería ser menor que el calculado según el apartado 6.5, cuando corresponda, ni menor que n_{\min} por m².

NOTA 1 La Norma EN 1996-2 ofrece los requisitos para el empleo de llaves.

NOTA 2 Cuando se enlacen las dos hojas de un muro con elementos de unión, por ejemplo, armadura de tendel prefabricada, cada elemento de enlace se debería considerar como una llave.

NOTA 3 El valor de n_{\min} para muros capuchinos y de revestimiento para su uso en un estado se puede encontrar en su anexo nacional; el valor recomendado para ambos es 2.

8.5.2.3 Muros doblados

(1)P Las dos hojas de un muro doblado se deben enlazar eficazmente.

(2) Las llaves que enlazan las dos hojas de un muro doblado, calculadas según el punto (4) del apartado 6.5, deberían tener la sección suficiente con no menos de j conectores por metro cuadrado de muro doblado, y estar distribuidas uniformemente.

NOTA 1 Algunas formas de armadura de tendel prefabricada pueden también actuar como llaves entre las dos hojas de un muro doblado (véase la Norma EN 845-3).

NOTA 2 El valor de j para su uso en un estado se puede encontrar en su anexo nacional; el valor recomendado es 2.

8.6 Rozas y rebajes en muros

8.6.1 Generalidades

(1)P Las rozas y rebajes no deben afectar a la estabilidad del muro.

(2) Las rozas y rebajes no deberían atravesar dinteles u otros elementos estructurales contruidos en el muro ni se deberían permitir en elementos de fábrica armada, a menos que lo especifique el proyectista.

(3) En muros capuchinos, la especificación para rozas y rebajes se debería considerar separadamente para cada hoja.

8.6.2 Rozas y rebajes verticales

(1) La reducción en la resistencia a compresión, a cortante y a flexión debida a rozas y rebajes verticales se puede despreciar si estas no son de profundidad mayor que $t_{ch,v}$; la profundidad de la roza o rebaje debería incluir la de cualquier perforación por la que pase la roza o rebaje. Si se sobrepasa este límite, se debería comprobar por cálculo la resistencia a compresión, a cortante y a flexión de la sección reducida del muro.

NOTA El valor de $t_{ch,v}$ para su uso en un estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados aparecen en la siguiente tabla.

Dimensiones de las rozas y rebajes verticales en la fábrica, admisibles sin cálculo

	Rozas y rebajes realizados tras la ejecución de la fábrica		Rozas y rebajes realizados durante la ejecución de la fábrica	
Esesor del muro	profundidad máxima	anchura máxima	espesor mínimo del muro restante	anchura máxima
mm	mm	mm	mm	mm
85 – 115	30	100	70	300
116 – 175	30	125	90	300
176 – 225	30	150	140	300
226 – 300	30	175	175	300
> 300	30	200	215	300

NOTA 1 La profundidad máxima del rebaje o roza debería incluir la profundidad de cualquier perforación por la que pase.

NOTA 2 Las rozas verticales que no se prologuen sobre el nivel de forjado más de un tercio de la altura de planta pueden tener una profundidad de hasta 80 mm y una anchura de hasta 120 mm, si el espesor del muro es igual o mayor que 225 mm.

NOTA 3 La distancia horizontal entre rozas adyacentes, entre una roza y un rebaje o una abertura no debería ser menor que 225 mm.

NOTA 4 La distancia horizontal entre dos rebajes adyacentes, tanto si están en la misma cara o en caras opuestas de un muro, o entre un rebaje y una abertura, no debería ser menor que dos veces la anchura del rebaje más ancho.

NOTA 5 La suma de las anchuras de las rozas y rebajes verticales no debería ser mayor que 0,13 veces la longitud del muro.

8.6.3 Rozas horizontales e inclinadas

(1) Cualquier roza horizontal e inclinada se debería realizar dentro del octavo de la altura libre del muro, sobre o bajo el forjado. Su profundidad total, incluyendo la de cualquier perforación por la que pase la roza, debería ser menor que $t_{ch,h}$ si la excentricidad en la zona de la roza es menor que $t/3$. Si se sobrepasa este límite, se debería comprobar por cálculo la resistencia a compresión, a cortante y a flexión de la sección reducida del muro.

NOTA El valor de $t_{ch,h}$ para su uso en un estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados aparecen en la siguiente tabla.

Dimensiones de las rozas horizontales e inclinadas en la fábrica, admisibles sin cálculo

Espesor del muro mm	Profundidad máxima mm	
	Longitud ilimitada	Longitud ≤ 1.250 mm
85 – 115	0	0
116 – 175	0	15
176 – 225	10	20
226 – 300	15	25
> 300	20	30

NOTA 1 La profundidad máxima de la roza debería incluir la profundidad de cualquier perforación por la que pase.

NOTA 2 La distancia horizontal entre el extremo de una roza y una abertura no debería ser menor que 500 mm.

NOTA 3 La distancia horizontal entre rozas adyacentes de longitud limitada, tanto si están en la misma cara o en caras opuestas de un muro, no debería ser menor que dos veces la longitud de la roza más larga.

NOTA 4 En muros de espesor mayor que 175 mm, la profundidad admisible de la roza se puede aumentar 10 mm si se realiza con precisión empleando rozadora. Con rozadora, se pueden realizar rozas de hasta 10 mm de profundidad en ambas caras de los muros de espesor no menor que 225 mm.

NOTA 5 La anchura de la roza no debería ser mayor que la mitad del espesor del muro restante.

8.7 Barreras antihumedad

(1)P Las barreras antihumedad deben ser capaces de transmitir las cargas de cálculo horizontales y verticales sin sufrir o causar daños; deben tener suficiente resistencia superficial de rozamiento para evitar movimientos no previstos de la fábrica que descansa sobre ellas.

8.8 Movimientos térmicos y reológicos

(1)P Se deben tener en cuenta los efectos de los movimientos de modo que no afecten negativamente al comportamiento de la fábrica.

NOTA Se encontrará información sobre la tolerancia de movimiento en la fábrica en la Norma EN 1996-2.

CAPÍTULO 9 EJECUCIÓN

9.1 Generalidades

(1)P Toda obra se debe construir de acuerdo con los detalles especificados dentro de las tolerancias admisibles.

(2)P Toda obra se debe ejecutar por personal cualificado y experimentado.

(3) Se puede suponer que se cumplen los puntos (1)P y (2)P si se cumplen los requisitos de la Norma EN 1996-2.

9.2 Cálculo de elementos estructurales

(1) Durante la ejecución, se debería considerar la estabilidad global de la estructura o de los muros individualmente; se debería especificar si se necesitan tomar precauciones especiales en la obra.

9.3 Puesta en carga de la fábrica

(1)P No se debe cargar la fábrica hasta que haya alcanzado la resistencia necesaria para soportar la carga sin daños.

(2) El relleno de tierras contra los muros de contención no se debería efectuar hasta que el muro sea capaz de resistir las cargas producidas por el relleno, teniendo en cuenta las fuerzas de compactado o las vibraciones.

(3) Se debería prestar atención a los muros que queden temporalmente sin arriostramiento durante la construcción, pero que puedan estar sometidos a acción de viento o de ejecución; y se deberían apejar provisionalmente, si es necesario, para mantener la estabilidad.

ANEXO A (Informativo)**CONSIDERACIONES SOBRE LOS COEFICIENTES PARCIALES
RELACIONADOS CON LA EJECUCIÓN**

(1) Cuando un estado relaciona una clase, o clases, de los valores de γ_M del apartado 2.4.3 con el control de la ejecución, se debería tener en cuenta lo siguiente al diferenciarlas:

- la disponibilidad de personal cualificado y experimentado, empleado por el contratista, para la supervisión de la obra;
- la disponibilidad de personal cualificado y experimentado, independiente de la plantilla del contratista, para la inspección de la obra;

NOTA En el caso de contratos de Proyecto y Ejecución (llave en mano), el proyectista se puede considerar como una persona independiente de la constructora en lo referente a la inspección de la obra, siempre que sea una persona cualificada que informa al promotor con independencia del equipo del constructor.

- la evaluación de las propiedades en obra del mortero y hormigón de relleno;
- el método de mezcla del mortero y de amasado de sus componentes, por ejemplo, por peso o en cajas de medición adecuadas.

ANEXO B (Informativo)**MÉTODO DE CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD DE UN NÚCLEO ESTABILIZADOR**

(1) Cuando los elementos rigidizadores verticales no cumplen el punto (2) del apartado 5.4, la excentricidad total del núcleo estabilizador debido a la oscilación, e_t , se debería calcular, en cualquier dirección apropiada, empleando la siguiente ecuación:

$$e_t = \xi \cdot \left(\frac{M_d}{N_{Ed}} + e_c \right) \quad (\text{B.1})$$

donde

M_d es el momento flector de cálculo en la base del núcleo, calculado empleando la teoría de elasticidad lineal;

N_{Ed} es la carga vertical de cálculo en la base del núcleo, calculada empleando la teoría de elasticidad lineal;

e_c es una excentricidad adicional;

ξ es el coeficiente de mayoración para la rigidez a rotación de la coacción del elemento estructural considerado.

(2) La excentricidad adicional e_c y el coeficiente de mayoración ξ se pueden calcular de las ecuaciones (B.2) y (B.3) (véase la figura B.1):

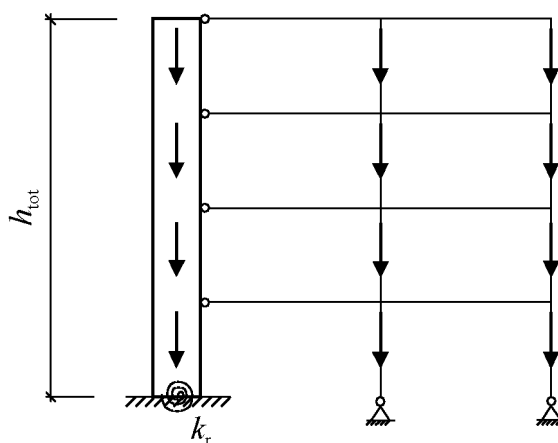


Figura B.1 – Representación de un núcleo estabilizador

$$\xi = \frac{k_r}{k_r - 0,5 N_d \cdot h_{tot} \cdot \frac{Q_d}{N_d}} \quad (\text{B.2})$$

$$e_c = \frac{Q_d}{N_d} \cdot 4,5 d_c \cdot \left(\frac{h_{tot}}{100 d_c} \right)^2 \quad (\text{B.3})$$

donde

k_r es la rigidez a rotación de la coacción en Nmm/rad;

NOTA La coacción puede venir desde la cimentación (véase la Norma EN 1997) o desde otra parte de la estructura, por ejemplo, un sótano.

h_{tot} es la altura total del muro o del núcleo a partir de la cimentación, en mm;

d_c es la dimensión mayor de la sección transversal del núcleo en la dirección de la flexión, en mm;

N_d es el valor de cálculo de la carga vertical en la base del núcleo, en N;

Q_d es el valor de cálculo de la carga vertical total, en la parte del edificio estabilizada por el núcleo considerado.

ANEXO C (Informativo)

MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO DE LA EXCENRICIDAD DE LA CARGA EN EL MURO

(1) Al calcular la excentricidad de la carga en el muro, la junta entre el muro y el forjado se puede simplificar utilizando secciones transversales no fisuradas y suponiendo un comportamiento elástico de los materiales; se puede utilizar un análisis de pórtico o un análisis de nudo.

(2) El análisis de nudo se puede simplificar según la figura C.1; se deberían excluir de la ecuación C.1 los elementos no existentes cuando son menos de cuatro elementos. Los extremos de los elementos opuestos del nudo se deberían considerar empotrados, a menos que se sepa que no admiten momento, en cuyo caso se pueden tomar como articulados. El momento último en el nudo 1, M_1 , se puede calcular de la ecuación (C.1) y el momento último en el nudo 2, M_2 , de modo análogo pero usando $E_2 I_2 / h_2$ en vez de $E_1 I_1 / h_1$ en el numerador.

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{w_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] \quad (C.1)$$

donde

n_i es el coeficiente de rigidez de los elementos, de valor 4 si los elementos están empotrados en ambos extremos, y valor 3 en otros casos;

E_i es el módulo de elasticidad del elemento i , con $i = 1, 2, 3$, ó 4 ;

NOTA Normalmente, será suficiente tomar $E = 1\,000 f_k$ para todos los elementos de fábrica.

I_i es el momento de inercia de la sección del elemento i , con $i = 1, 2, 3$, ó 4 (en el caso de un muro capuchino en el que sólo una hoja es de carga, I_i se debería tomar el de la hoja portante);

h_1 es la altura libre del elemento 1;

h_2 es la altura libre del elemento 2;

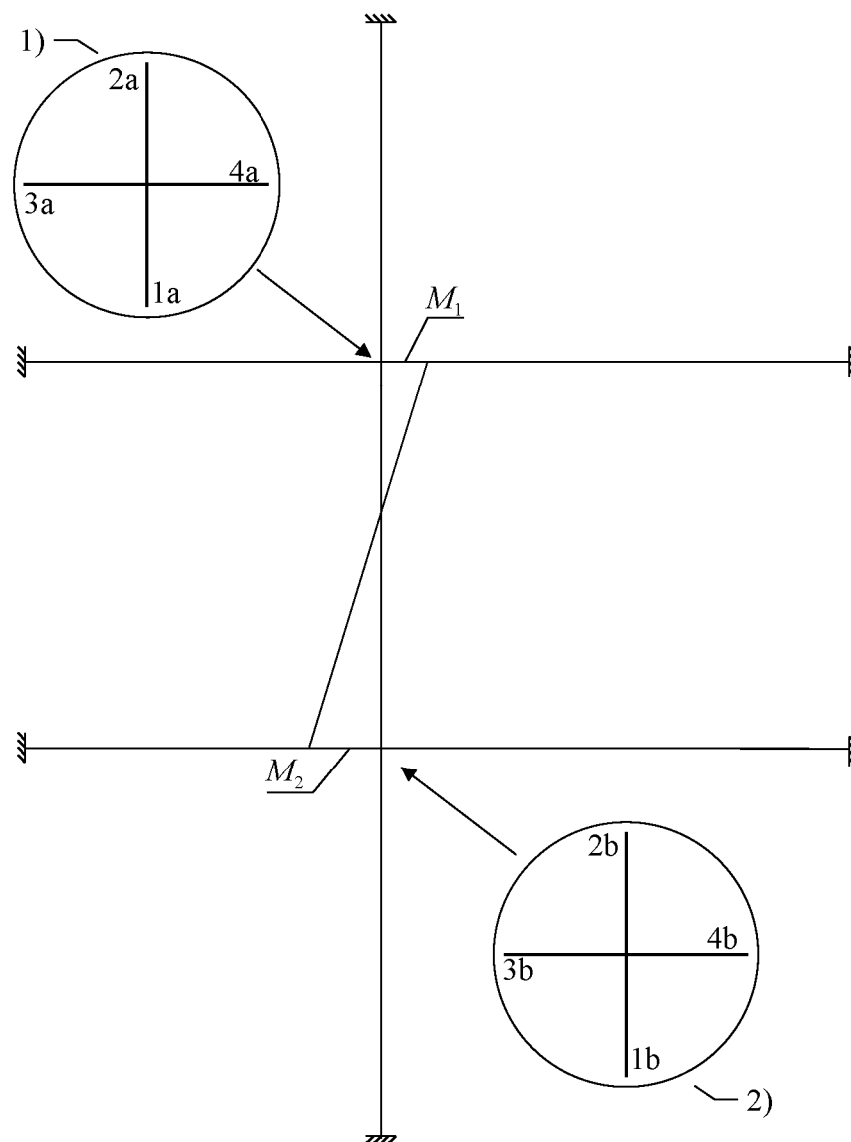
l_3 es la luz libre del elemento 3;

l_4 es la luz libre del elemento 4;

w_3 es la carga de cálculo uniformemente distribuida sobre el elemento 3, usando los coeficientes parciales de la Norma EN 1990 para efectos desfavorables.

w_4 es la carga de cálculo uniformemente distribuida sobre el elemento 4, usando los coeficientes parciales de la Norma EN 1990 para efectos desfavorables.

NOTA El modelo simplificado de análisis de pórtico empleado en la figura C.1 no es apropiado para vigas de madera. En tales casos se hace referencia al punto (5) siguiente.



Leyenda

- 1 Nudo a
- 2 Nudo b

NOTA El momento M_1 se determina en el nudo a y el momento M_2 en el nudo b.

Figura C.1 – Esquema simplificado de análisis de pórtico

(3) Los resultados de tales cálculos serán conservadores debido a que el empotramiento real entre forjado/muro es decir, la relación entre el momento real transmitido por una junta respecto al que habría si la junta fuese rígida, no se puede alcanzar. Se admite reducir la excentricidad, obtenida de los cálculos según el punto (1) anterior, multiplicándola por el coeficiente η .

η se puede obtener experimentalmente, o se puede tomar como $(1 - k_m/4)$,

donde

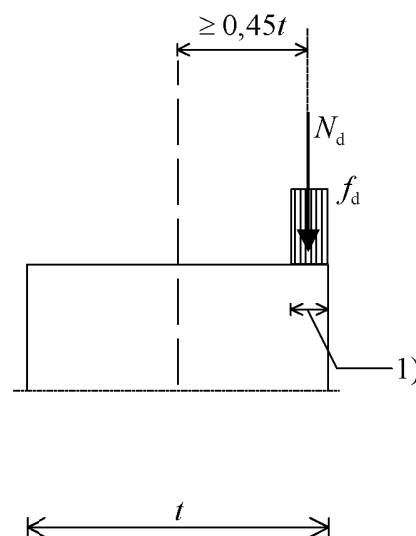
$$k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3} + n_4 \frac{E_4 I_4}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad (\text{C.2})$$

donde los símbolos tienen el significado asignado en el punto (2) anterior.

(4) Si la excentricidad calculada según el punto (2) anterior es superior a 0,45 veces el espesor del muro, el cálculo se puede basar en el punto (5) siguiente.

(5) La excentricidad de la carga a emplear en el cálculo se puede basar en la carga soportada por el espesor eficaz de apoyo mínimo requerido, no mayor que 0,1 veces el espesor del muro, con la resistencia de cálculo apropiada del material (véase la figura C.2).

NOTA Se debería tener en cuenta que fundamentar la excentricidad en este anexo puede conllevar una rotación del forjado o viga que provoque una grieta en la cara del muro opuesta a la de aplicación de la carga.



Leyenda

1) Espesor eficaz de apoyo $\leq 0,1 t$

Figura C.2 – Excentricidad debida a la carga de cálculo resistida por el bloque de tensiones

(6) Cuando un forjado se sustenta en una parte del espesor del muro, véase la figura C.3, el momento sobre el forjado, M_{Edu} , y el momento bajo el forjado, M_{Edf} , se puede obtener de las ecuaciones C.3 y C.4 siguientes, si los valores son menores que los obtenidos de los puntos (1), (2) y (3) anteriores:

$$M_{\text{Edu}} = N_{\text{Edu}} \frac{(t - 3a)}{4} \quad (\text{C.3})$$

$$M_{\text{Edf}} = N_{\text{Edf}} \frac{a}{2} + N_{\text{Edu}} \frac{(t+a)}{4} \quad (\text{C.4})$$

donde

N_{Edu} es la carga de cálculo en el muro superior;

N_{Edf} es la carga de cálculo debida al forjado;

a es la distancia desde la cara del muro al borde del forjado.

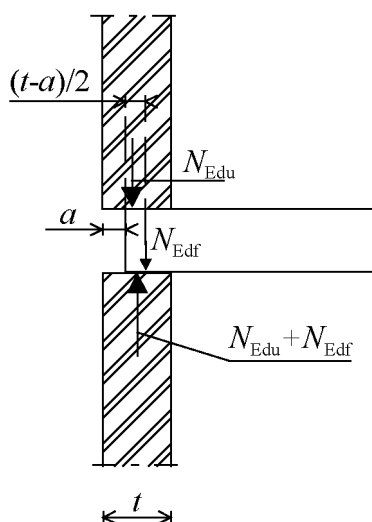


Figura C.3 – Esquema de fuerzas cuando el forjado se sustenta en parte del espesor del muro

ANEXO D (Informativo)**DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE ρ_3 Y ρ_4**

(1) Este anexo proporciona dos gráficos, D.1 y D.2, para la determinación de ρ_3 y ρ_4 , respectivamente.

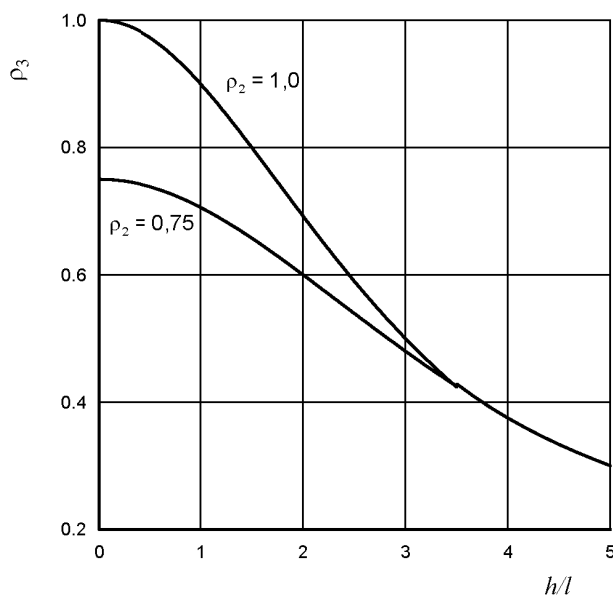


Figura D.1 – Gráfico de los valores de ρ_3 según las ecuaciones 5.6 y 5.7

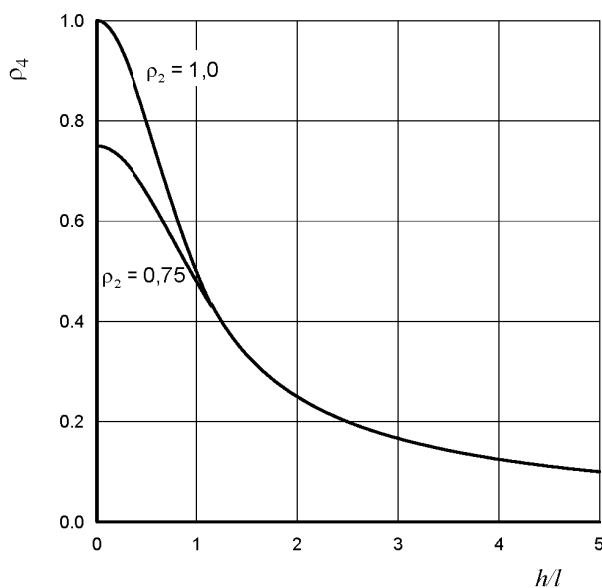
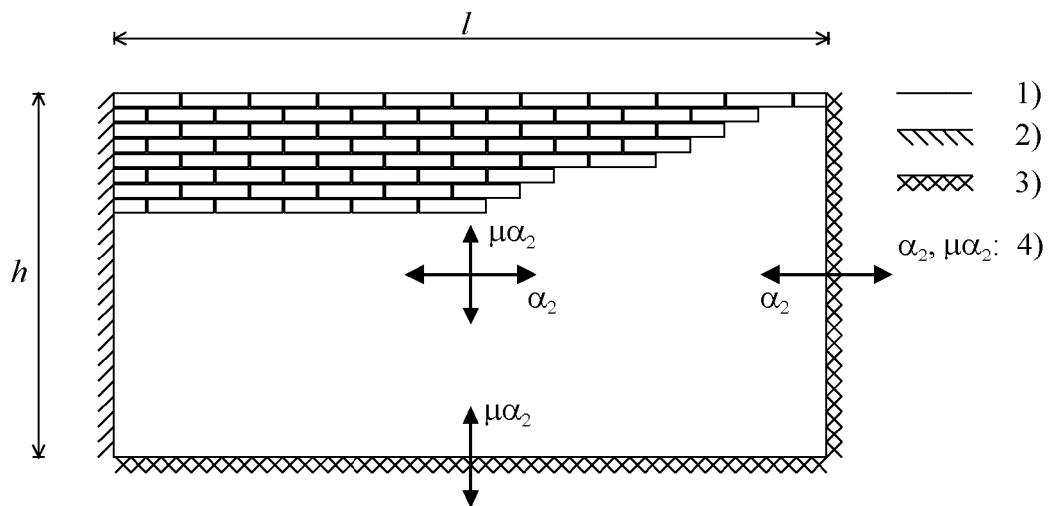


Figura D.2 – Gráfico de los valores de ρ_4 según las ecuaciones 5.8 y 5.9

ANEXO E (Informativo)

COEFICIENTES DE MOMENTO FLECTOR, α_2 , EN PAÑOS DE MURO DE UNA SOLA HOJA DE ESPESOR MENOR O IGUAL A 250 mm, CON CARGA LATERAL

Leyenda

- 1) Borde libre
- 2) Apoyo simple
- 3) Empotramiento/borde continuo
- 4) Coeficientes de momento en las direcciones indicadas

Figura E.1 – Leyenda de las condiciones de apoyo empleadas en las tablas

Condiciones de sustentación
del muro

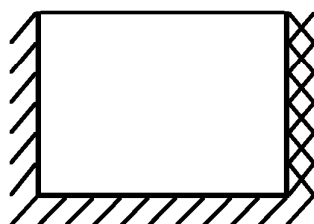
A



μ	h/l							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,031	0,045	0,059	0,071	0,079	0,085	0,090	0,094
0,90	0,032	0,047	0,061	0,073	0,081	0,087	0,092	0,095
0,80	0,034	0,049	0,064	0,075	0,083	0,089	0,093	0,097
0,70	0,035	0,051	0,066	0,077	0,085	0,091	0,095	0,098
0,60	0,038	0,053	0,069	0,080	0,088	0,093	0,097	0,100
0,50	0,040	0,056	0,073	0,083	0,090	0,095	0,099	0,102
0,40	0,043	0,061	0,077	0,087	0,093	0,098	0,101	0,104
0,35	0,045	0,064	0,080	0,089	0,095	0,100	0,103	0,105
0,30	0,048	0,067	0,082	0,091	0,097	0,101	0,104	0,107
0,25	0,050	0,071	0,085	0,094	0,099	0,103	0,106	0,109
0,20	0,054	0,075	0,089	0,097	0,102	0,105	0,108	0,111
0,15	0,060	0,080	0,093	0,100	0,104	0,108	0,110	0,113
0,10	0,069	0,087	0,098	0,104	0,108	0,111	0,113	0,115
0,05	0,082	0,097	0,105	0,110	0,113	0,115	0,116	0,117

Condiciones de sustentación
del muro

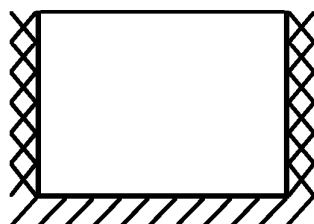
B



μ	h/l							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,024	0,035	0,046	0,053	0,059	0,062	0,065	0,068
0,90	0,025	0,036	0,047	0,055	0,060	0,063	0,066	0,068
0,80	0,027	0,037	0,049	0,056	0,061	0,065	0,067	0,069
0,70	0,028	0,039	0,051	0,058	0,062	0,066	0,068	0,070
0,60	0,030	0,042	0,053	0,059	0,064	0,067	0,069	0,071
0,50	0,031	0,044	0,055	0,061	0,066	0,069	0,071	0,072
0,40	0,034	0,047	0,057	0,063	0,067	0,070	0,072	0,074
0,35	0,035	0,049	0,059	0,065	0,068	0,071	0,073	0,074
0,30	0,037	0,051	0,061	0,066	0,070	0,072	0,074	0,075
0,25	0,039	0,053	0,062	0,068	0,071	0,073	0,075	0,077
0,20	0,043	0,056	0,065	0,069	0,072	0,074	0,076	0,078
0,15	0,047	0,059	0,067	0,071	0,074	0,076	0,077	0,079
0,10	0,052	0,063	0,070	0,074	0,076	0,078	0,079	0,080
0,05	0,060	0,069	0,074	0,077	0,079	0,080	0,081	0,082

Condiciones de sustentación
del muro

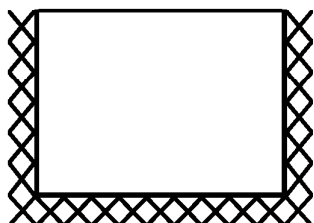
C



μ	h/l							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,020	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
0,90	0,021	0,029	0,038	0,043	0,046	0,048	0,050	0,052
0,80	0,022	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
0,70	0,023	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
0,60	0,024	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
0,50	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
0,40	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
0,35	0,029	0,039	0,045	0,049	0,052	0,053	0,054	0,055
0,30	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
0,25	0,032	0,042	0,048	0,051	0,053	0,054	0,056	0,057
0,20	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,058
0,15	0,037	0,046	0,051	0,053	0,055	0,056	0,057	0,059
0,10	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059
0,05	0,046	0,052	0,055	0,057	0,058	0,059	0,059	0,060

Condiciones de sustentación
del muro

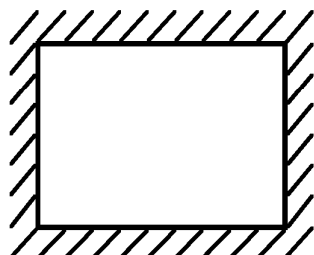
D



μ	h/l							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,013	0,021	0,029	0,035	0,040	0,043	0,045	0,047
0,90	0,014	0,022	0,031	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
0,80	0,015	0,023	0,032	0,038	0,041	0,044	0,047	0,048
0,70	0,016	0,025	0,033	0,039	0,043	0,045	0,047	0,049
0,60	0,017	0,026	0,035	0,040	0,044	0,046	0,048	0,050
0,50	0,018	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
0,40	0,020	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
0,35	0,022	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
0,30	0,023	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
0,25	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
0,20	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
0,15	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
0,10	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,057
0,05	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059

Condiciones de sustentación
del muro

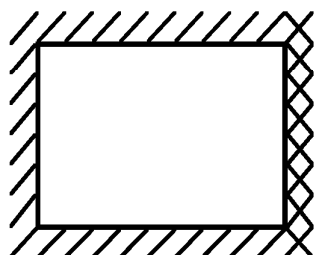
E



μ	h/l							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,008	0,018	0,030	0,042	0,051	0,059	0,066	0,071
0,90	0,009	0,019	0,032	0,044	0,054	0,062	0,068	0,074
0,80	0,010	0,021	0,035	0,046	0,056	0,064	0,071	0,076
0,70	0,011	0,023	0,037	0,049	0,059	0,067	0,073	0,078
0,60	0,012	0,025	0,040	0,053	0,062	0,070	0,076	0,081
0,50	0,014	0,028	0,044	0,057	0,066	0,074	0,080	0,085
0,40	0,017	0,032	0,049	0,062	0,071	0,078	0,084	0,088
0,35	0,018	0,035	0,052	0,064	0,074	0,081	0,086	0,090
0,30	0,020	0,038	0,055	0,068	0,077	0,083	0,089	0,093
0,25	0,023	0,042	0,059	0,071	0,080	0,087	0,091	0,096
0,20	0,026	0,046	0,064	0,076	0,084	0,090	0,095	0,099
0,15	0,032	0,053	0,070	0,081	0,089	0,094	0,098	0,103
0,10	0,039	0,062	0,078	0,088	0,095	0,100	0,103	0,106
0,05	0,054	0,076	0,090	0,098	0,103	0,107	0,109	0,110

Condiciones de sustentación
del muro

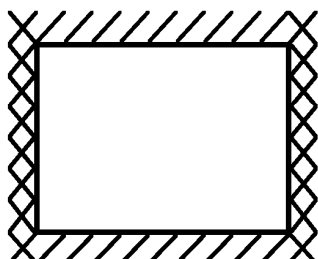
F



μ	h/l							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,008	0,016	0,026	0,034	0,041	0,046	0,051	0,054
0,90	0,008	0,017	0,027	0,036	0,042	0,048	0,052	0,055
0,80	0,009	0,018	0,029	0,037	0,044	0,049	0,054	0,057
0,70	0,010	0,020	0,031	0,039	0,046	0,051	0,055	0,058
0,60	0,011	0,022	0,033	0,042	0,048	0,053	0,057	0,060
0,50	0,013	0,024	0,036	0,044	0,051	0,056	0,059	0,062
0,40	0,015	0,027	0,039	0,048	0,054	0,058	0,062	0,064
0,35	0,016	0,029	0,041	0,050	0,055	0,060	0,063	0,066
0,30	0,018	0,031	0,044	0,052	0,057	0,062	0,065	0,067
0,25	0,020	0,034	0,046	0,054	0,060	0,063	0,066	0,069
0,20	0,023	0,037	0,049	0,057	0,062	0,066	0,068	0,070
0,15	0,027	0,042	0,053	0,060	0,065	0,068	0,070	0,072
0,10	0,032	0,048	0,058	0,064	0,068	0,071	0,073	0,074
0,05	0,043	0,057	0,066	0,070	0,073	0,075	0,077	0,078

Condiciones de sustentación
del muro

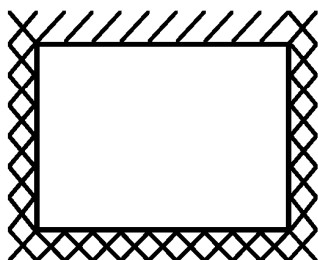
G



μ	h/l							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
0,90	0,008	0,015	0,023	0,029	0,034	0,038	0,041	0,043
0,80	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
0,70	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
0,60	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
0,50	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
0,40	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,049
0,35	0,014	0,025	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,050
0,30	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
0,25	0,018	0,028	0,037	0,042	0,046	0,048	0,050	0,052
0,20	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
0,15	0,023	0,034	0,042	0,046	0,049	0,051	0,053	0,055
0,10	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,057
0,05	0,035	0,044	0,050	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058

Condiciones de sustentación
del muro

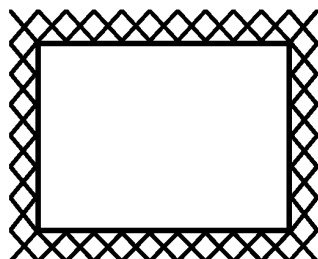
H



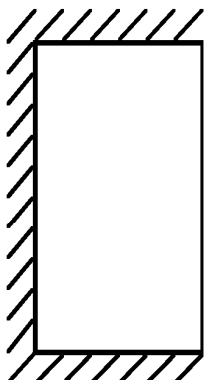
μ	h/l							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,005	0,011	0,018	0,024	0,029	0,033	0,036	0,039
0,90	0,006	0,012	0,019	0,025	0,030	0,034	0,037	0,040
0,80	0,006	0,013	0,020	0,027	0,032	0,035	0,038	0,041
0,70	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
0,60	0,008	0,015	0,024	0,030	0,035	0,038	0,041	0,043
0,50	0,009	0,017	0,025	0,032	0,036	0,040	0,043	0,045
0,40	0,010	0,019	0,028	0,034	0,039	0,042	0,045	0,047
0,35	0,011	0,021	0,029	0,036	0,040	0,043	0,046	0,047
0,30	0,013	0,022	0,031	0,037	0,041	0,044	0,047	0,049
0,25	0,014	0,024	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,051
0,20	0,016	0,027	0,035	0,041	0,045	0,047	0,049	0,052
0,15	0,019	0,030	0,038	0,043	0,047	0,049	0,051	0,053
0,10	0,023	0,034	0,042	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
0,05	0,031	0,041	0,047	0,051	0,053	0,055	0,056	0,056

Condiciones de sustentación
del muro

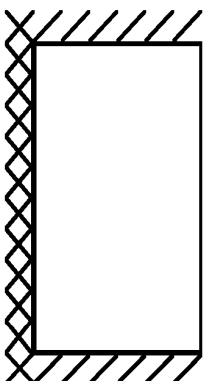
I



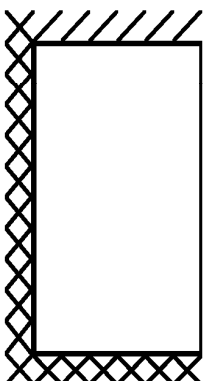
μ	h/l							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,004	0,009	0,015	0,021	0,026	0,030	0,033	0,036
0,90	0,004	0,010	0,016	0,022	0,027	0,031	0,034	0,037
0,80	0,005	0,010	0,017	0,023	0,028	0,032	0,035	0,038
0,70	0,005	0,011	0,019	0,025	0,030	0,033	0,037	0,039
0,60	0,006	0,013	0,020	0,026	0,031	0,035	0,038	0,041
0,50	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
0,40	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
0,35	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
0,30	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
0,25	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
0,20	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,050
0,15	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
0,10	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
0,05	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,056

Condiciones de sustentación
del muro**J**

μ	h/l							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,009	0,023	0,046	0,071	0,096	0,122	0,151	0,180
0,90	0,010	0,026	0,050	0,076	0,103	0,131	0,162	0,193
0,80	0,012	0,028	0,054	0,083	0,111	0,142	0,175	0,208
0,70	0,013	0,032	0,060	0,091	0,121	0,156	0,191	0,227
0,60	0,015	0,036	0,067	0,100	0,135	0,173	0,211	0,250
0,50	0,018	0,042	0,077	0,113	0,153	0,195	0,237	0,280
0,40	0,021	0,050	0,090	0,131	0,177	0,225	0,272	0,321
0,35	0,024	0,055	0,098	0,144	0,194	0,244	0,296	0,347
0,30	0,027	0,062	0,108	0,160	0,214	0,269	0,325	0,381
0,25	0,032	0,071	0,122	0,180	0,240	0,300	0,362	0,428
0,20	0,038	0,083	0,142	0,208	0,276	0,344	0,413	0,488
0,15	0,048	0,100	0,173	0,250	0,329	0,408	0,488	0,570
0,10	0,065	0,131	0,224	0,321	0,418	0,515	0,613	0,698
0,05	0,106	0,208	0,344	0,482	0,620	0,759	0,898	0,959

Condiciones de sustentación
del muro**K**

μ	h/l							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,009	0,021	0,038	0,056	0,074	0,091	0,108	0,123
0,90	0,010	0,023	0,041	0,060	0,079	0,097	0,113	0,129
0,80	0,011	0,025	0,045	0,065	0,084	0,103	0,120	0,136
0,70	0,012	0,028	0,049	0,070	0,091	0,110	0,128	0,145
0,60	0,014	0,031	0,054	0,077	0,099	0,119	0,138	0,155
0,50	0,016	0,035	0,061	0,085	0,109	0,130	0,149	0,167
0,40	0,019	0,041	0,069	0,097	0,121	0,144	0,164	0,182
0,35	0,021	0,045	0,075	0,104	0,129	0,152	0,173	0,191
0,30	0,024	0,050	0,082	0,112	0,139	0,162	0,183	0,202
0,25	0,028	0,056	0,091	0,123	0,150	0,174	0,196	0,217
0,20	0,033	0,064	0,103	0,136	0,165	0,190	0,211	0,234
0,15	0,040	0,077	0,119	0,155	0,184	0,210	0,231	0,253
0,10	0,053	0,096	0,144	0,182	0,213	0,238	0,260	0,279
0,05	0,080	0,136	0,190	0,230	0,260	0,286	0,306	0,317

Condiciones de sustentación
del muro**L**

μ	h/l							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,006	0,015	0,029	0,044	0,059	0,073	0,088	0,102
0,90	0,007	0,017	0,032	0,047	0,063	0,078	0,093	0,107
0,80	0,008	0,018	0,034	0,051	0,067	0,084	0,099	0,114
0,70	0,009	0,021	0,038	0,056	0,073	0,090	0,106	0,122
0,60	0,010	0,023	0,042	0,061	0,080	0,098	0,115	0,131
0,50	0,012	0,027	0,048	0,068	0,089	0,108	0,126	0,142
0,40	0,014	0,032	0,055	0,078	0,100	0,121	0,139	0,157
0,35	0,016	0,035	0,060	0,084	0,108	0,129	0,148	0,165
0,30	0,018	0,039	0,066	0,092	0,116	0,138	0,158	0,176
0,25	0,021	0,044	0,073	0,101	0,127	0,150	0,170	0,190
0,20	0,025	0,052	0,084	0,114	0,141	0,165	0,185	0,206
0,15	0,031	0,061	0,098	0,131	0,159	0,184	0,205	0,226
0,10	0,041	0,078	0,121	0,156	0,186	0,212	0,233	0,252
0,05	0,064	0,114	0,164	0,204	0,235	0,260	0,281	0,292

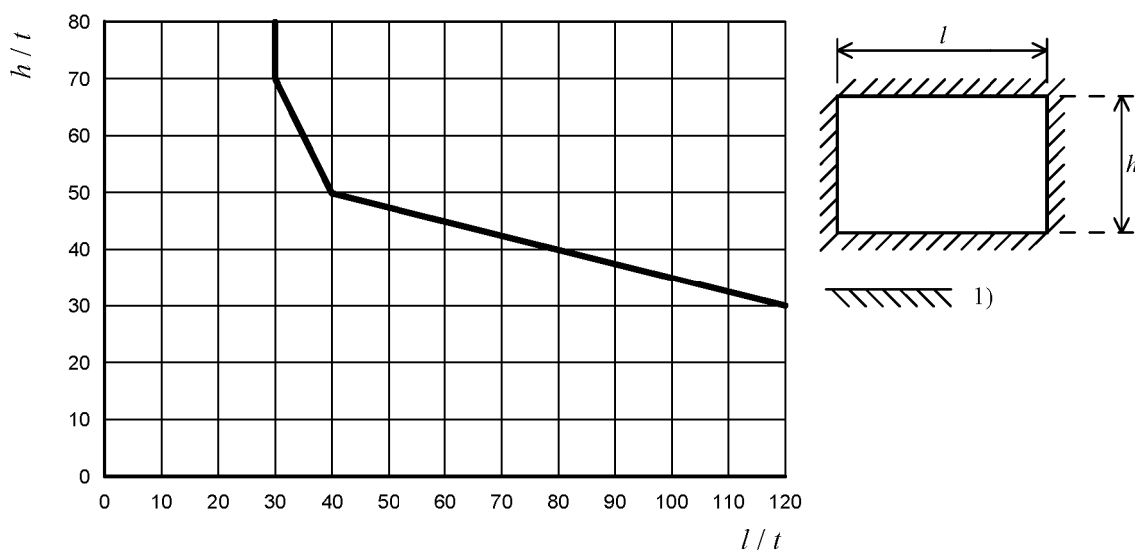
ANEXO F (Informativo)

RELACIONES LÍMITE DE ALTURA Y LONGITUD FRENTE A ESPESOR PARA MUROS
EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

(1) Además de satisfacer el estado límite último, que se debe comprobar, se debería limitar el tamaño de un muro al resultante del empleo de las figuras F.1, F.2 o F.3, dependiendo de las condiciones de coacción que se muestran en las figuras, donde h es la altura libre del muro, l es la longitud del muro y t es el espesor del muro; en el caso de muros capuchinos se usará t_{ef} en vez de t .

(2) Cuando un muro esté coaccionado en la cima pero no en los extremos, h se debería limitar a $30 t$.

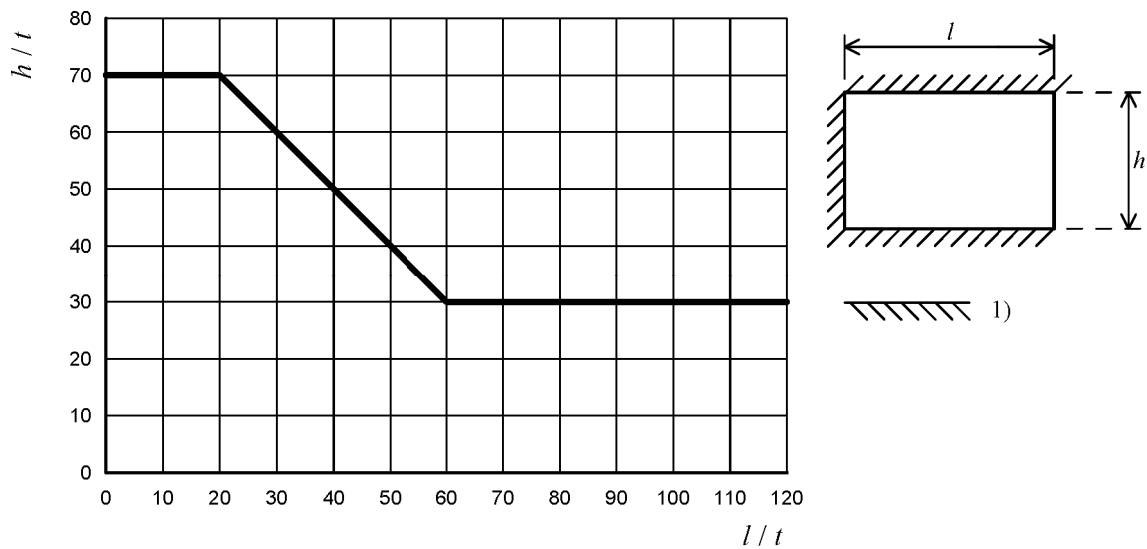
(3) Este anexo es válido cuando el espesor del muro, o de cada hoja de un muro capuchino, no es menor que 100 mm.



Leyenda

1) Apoyo simple o con continuidad total.

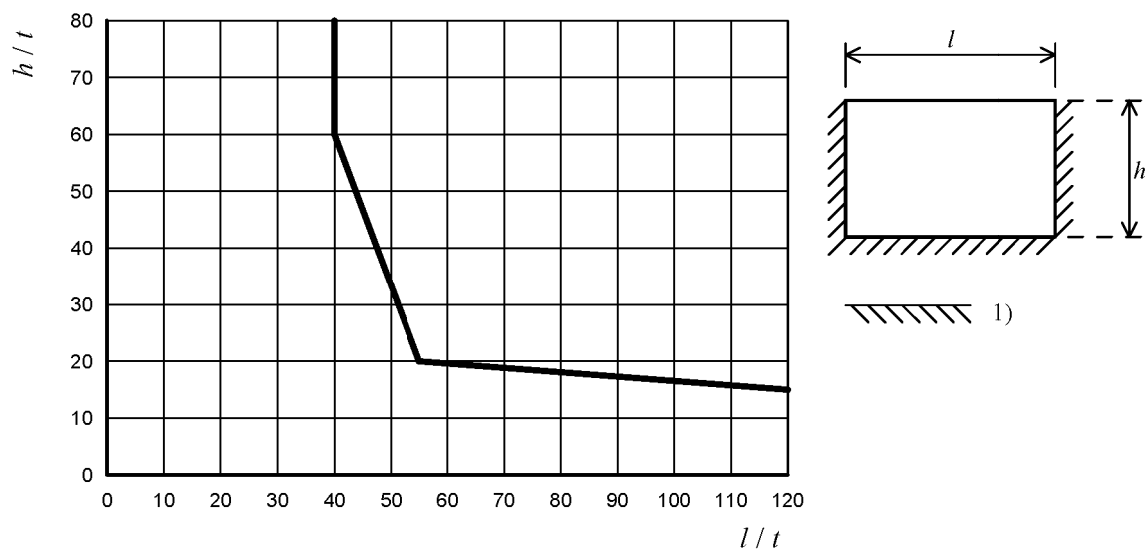
Figura F.1 – Limitación de la relación de altura y longitud frente a espesor, en muros coaccionados en sus cuatro bordes



Leyenda

1) Apoyo simple o con continuidad total

Figura F.2 – Limitación de la relación de altura y longitud frente a espesor, en muros coaccionados en la cima, en la base y en un borde vertical



Leyenda

1) Apoyo simple o con continuidad total.

Figura F.3 – Limitación de la relación de altura y longitud frente a espesor, en muros coaccionados en los bordes laterales, en la base pero no en la cima

ANEXO G (Informativo)**COEFICIENTE DE MINORACIÓN POR ESBELTEZ Y EXCENTRICIDAD**

(1) En mitad de la altura del muro, utilizando una simplificación de los principios generales ofrecidos en el apartado 6.1.1, el coeficiente de minoración, Φ_m , teniendo en cuenta la esbeltez del muro y la excentricidad de la carga, para cualquier módulo de elasticidad E y resistencia característica a compresión de la fábrica f_k , se puede estimar:

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (G.1)$$

donde

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \quad (G.2)$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (G.3)$$

donde

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad (G.4)$$

y e_{mk} , h_{ef} , t y t_{ef} se definen en el apartado 6.1.2.2, y e es la base del logaritmo neperiano.

(2) Para $E = 1\,000 f_k$, la ecuación (G.3) es:

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (G.5)$$

y para $E = 700 f_k$:

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 1,67}{19,3 - 31 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (G.6)$$

(3) Los valores de Φ_m obtenidos de las ecuaciones (G.5) y (G.6) se representan gráficamente en las figuras G.1 y G.2.

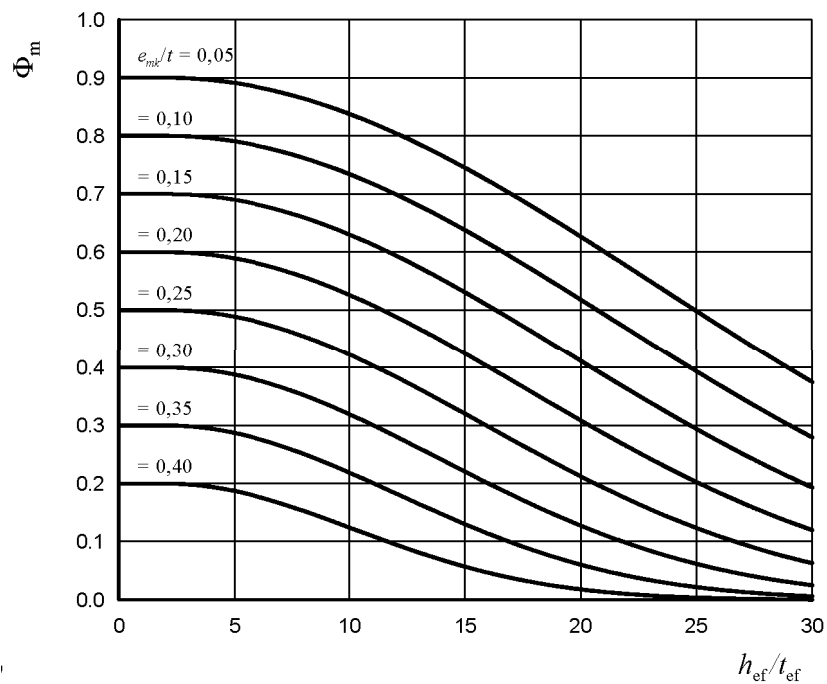


Figura G.1 – Valores de Φ_m en función de la esbeltez, para diferentes excentricidades, con $E = 1\,000 f_k$

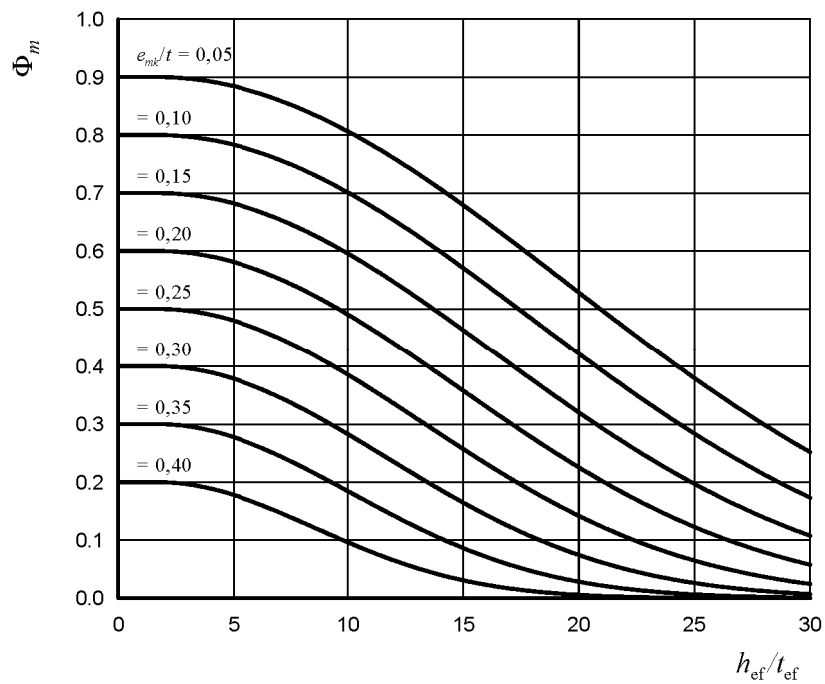


Figura G.2 – Valores de Φ_m en función de la esbeltez, para diferentes excentricidades, con $E = 700 f_k$

ANEXO H (Informativo)

COEFICIENTE DE MEJORA SEGÚN EL APARTADO 6.1.3

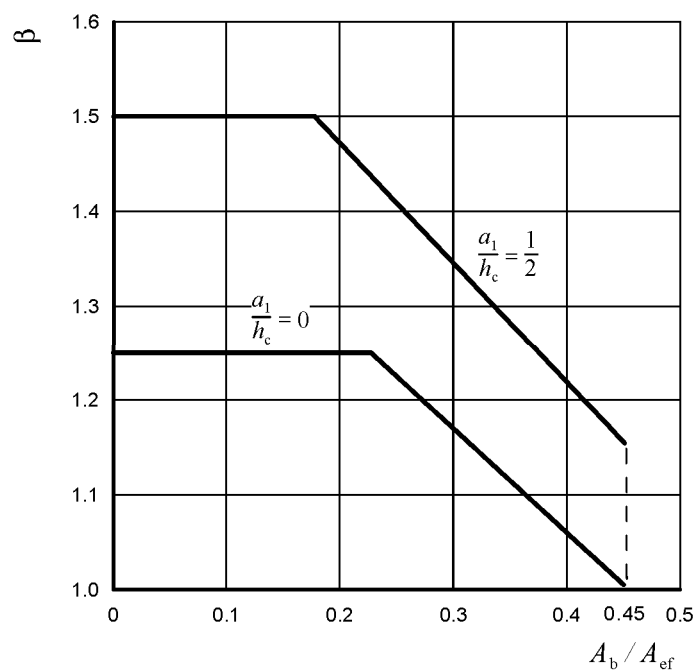


Figura H.1 – Gráfica del coeficiente de mejora según el apartado 6.1.3: Cargas puntuales bajo los apoyos

ANEXO I (Informativo)**AJUSTE DE LA CARGA LATERAL PARA MUROS SUSTENTADOS EN TRES O CUATRO BORDES
CON CARGA HORIZONTAL FUERA DE SU PLANO Y CARGA VERTICAL**

(1) Se supone que el muro está sometido a una carga horizontal fuera de su plano, y una carga vertical excéntrica.

NOTA Se puede redistribuir el momento en la cima del muro (provocado por la excentricidad de la carga vertical) entre la hoja interior y la hoja exterior de un muro capuchino si en el proyecto se especifican las llaves adecuadas para ello.

(2) Si la hoja es parte de un muro capuchino, la carga horizontal fuera de su plano se puede repartir entre las dos hojas (véase 6.3.1(6)).

(3) La carga vertical sobre las aberturas se debería distribuir entre los muros a ambos lados de las aberturas.

(4) La carga horizontal fuera de su plano que actúa sobre un muro para uso en la comprobación según el apartado 6.1 se puede reducir mediante un coeficiente, k , usando la ecuación I.1

$$k = 8 \mu \alpha \frac{l^2}{h^2} \quad (\text{I.1})$$

NOTA El coeficiente k indica la relación entre la capacidad resistente de un muro con desarrollo vertical y la capacidad resistente lateral de la sección del muro real (teniendo en cuenta las posibles coacciones de borde).

donde

k es la capacidad resistente lateral de un muro con desarrollo vertical dividida por la capacidad resistente lateral de la sección del muro real (teniendo en cuenta las coacciones de borde);

α es el coeficiente del momento flector pertinente según el apartado 5.5.5;

μ es la relación de las resistencias características a flexión en las direcciones ortogonales de la fábrica según el apartado 5.5.5;

h es la altura del muro;

l es la longitud del muro.

ANEXO J (Informativo)**ELEMENTOS DE FÁBRICA ARMADA SOMETIDOS A ESFUERZO CORTANTE:
COEFICIENTE DE MEJORA DE f_{vd}**

(1) En el caso de muros o vigas en los que la armadura principal se coloca en huecos, núcleos o cavidades macizados con hormigón de relleno según el apartado 3.3, el valor de f_{vd} empleado para calcular V_{RDI} se puede obtener de la siguiente ecuación:

$$f_{vd} = \frac{(0,35 + 17,5 \rho)}{\gamma_M} \quad (J.1)$$

si f_{vd} no es mayor que $\frac{0,7}{\gamma_M} \text{ N/mm}^2$

donde

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad (J.2)$$

A_s es el área de la sección de la armadura principal;

b es la anchura de la sección;

d es el canto útil;

γ_M es el coeficiente parcial para fábrica.

(2) Para vigas armadas con apoyo simple o muros de contención en voladizo donde la relación de la luz de cortante, a_v , respecto al canto útil, d , es menor o igual a seis, f_{vd} se puede incrementar un coeficiente, χ , donde:

$$\chi = \left[2,5 - 0,25 \frac{a_v}{d} \right] \quad (J.3)$$

si f_{vd} no es mayor que $1,75/\gamma_M \text{ N/mm}^2$

La luz de cortante, a_v , es el máximo momento flector en la sección dividido por el máximo esfuerzo cortante en la sección.

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