

Marzo 2011

### TÍTULO

**Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón**

**Parte 1-2: Reglas generales**

**Proyecto de estructuras sometidas al fuego**

*Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design.*

*Eurocode 4. Calcul des structures mixtes acier-béton. Partie 1-2: Règles générales. Calcul du comportement au feu.*

### CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de las Normas Europeas EN 1994-1-2:2005 y EN 1994-1-2:2005/AC:2008.

### OBSERVACIONES

Esta norma anula y sustituye a la Norma UNE-ENV 1994-1-2:1996.

### ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el SC 4 *Estructuras mixtas de acero y hormigón* cuya Secretaría desempeña CALIDAD SIDERÚRGICA S.R.L., dentro del comité técnico AEN/CTN 140 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.

Editada e impresa por AENOR  
Depósito legal: M 12280:2011

© AENOR 2011  
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

**AENOR**

Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Génova, 6  
28004 MADRID-España

info@aenor.es  
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201  
Fax: 913 104 032

110 Páginas

**Grupo 60**



Versión en español

**Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón**  
**Parte 1-2: Reglas generales**  
**Proyecto de estructuras sometidas al fuego**

**Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design.**

**Eurocode 4. Calcul des structures mixtes acier-béton. Partie 1-2: Règles générales. Calcul du comportement au feu.**

**Eurocode 4. Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Teil 1-2: Allgemeine Regeln Tragwerksbemessung im Brandfall.**

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2004-11-04.

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**

## ÍNDICE

	Página
<b>PRÓLOGO .....</b>	<b>7</b>
Antecedentes del programa de Eurocódigos.....	7
Estatus y campo de aplicación de los Eurocódigos.....	8
Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos .....	9
Vínculos entre Eurocódigos y especificaciones técnicas armonizadas (EN y DITE) de productos ..	9
Información adicional específica de la Norma EN 1994-1-2.....	9
El anexo nacional de la Norma EN 1994-1-2.....	12
<b>CAPÍTULO 1 GENERALIDADES .....</b>	<b>13</b>
1.1 Objeto y campo de aplicación.....	13
1.2 Normas para consulta .....	16
1.3 Consideraciones.....	17
1.4 Distinción entre principios y reglas de aplicación .....	17
1.5 Definiciones .....	17
1.5.1 Términos particulares relacionados con el proyecto.....	17
1.5.2 Términos relacionados con las propiedades de materiales y productos .....	18
1.5.3 Términos relacionados con el análisis de la transferencia térmica .....	18
1.5.4 Términos relacionados con el análisis del comportamiento mecánico.....	18
1.6 Símbolos .....	18
<b>CAPÍTULO 2 BASES DE PROYECTO .....</b>	<b>28</b>
2.1 Requisitos .....	28
2.1.1 Requisitos fundamentales .....	28
2.1.2 Exposición nominal al fuego.....	28
2.1.3 Exposición al fuego paramétrico.....	29
2.2 Acciones.....	29
2.3 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales .....	29
2.4 Métodos de comprobación.....	30
2.4.1 Generalidades .....	30
2.4.2 Análisis por elementos aislados .....	30
2.4.3 Análisis de parte de la estructura.....	32
2.4.4 Cálculo estructural global.....	32
<b>CAPÍTULO 3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES .....</b>	<b>33</b>
3.1 Generalidades .....	33
3.2 Propiedades mecánicas .....	33
3.2.1 Propiedades de resistencia y deformación del acero estructural.....	33
3.2.2 Propiedades de resistencia y deformación del hormigón .....	35
3.2.3 Aceros para armaduras pasivas.....	37
3.3 Propiedades térmicas .....	38
3.3.1 Aceros estructurales y para armaduras pasivas .....	38
3.3.2 Hormigón de peso normal .....	41
3.3.3 Hormigón ligero.....	43
3.3.4 Materiales de protección frente al fuego .....	44
3.4 Densidad .....	44
<b>CAPÍTULO 4 PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO .....</b>	<b>45</b>
4.1 Introducción.....	45
4.2 Valores tabulados .....	46
4.2.1 Campo de aplicación .....	46
4.2.2 Viga mixta formada por una viga de acero parcialmente embebida en hormigón.....	47
4.2.3 Pilares mixtos.....	49

4.3	Modelos de cálculo simplificados .....	52
4.3.1	Reglas generales para losas mixtas y vigas mixtas .....	52
4.3.2	Losas mixtas sin protección .....	53
4.3.3	Losas mixtas protegidas .....	54
4.3.4	Vigas mixtas .....	54
4.3.5	Pilares mixtos .....	63
4.4	Modelos de cálculo avanzados .....	65
4.4.1	Bases del análisis .....	65
4.4.2	Respuesta térmica .....	66
4.4.3	Respuesta mecánica .....	66
4.4.4	Validación de los modelos de cálculo avanzados .....	67
<b>CAPÍTULO 5 DETALLES CONSTRUCTIVOS .....</b>		<b>68</b>
5.1	Introducción .....	68
5.2	Vigas mixtas .....	68
5.3	Pilares mixtos .....	69
5.3.1	Pilares mixtos con perfiles de acero parcialmente embebidos .....	69
5.3.2	Pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón .....	69
5.4	Conexiones entre vigas y pilares mixtos .....	70
5.4.1	Generalidades .....	70
5.4.2	Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero embebidos en hormigón .....	71
5.4.3	Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón .....	71
5.4.4	Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón .....	72
<b>ANEXO A (Informativo) RELACIONES TENSIÓN-DEFORMACIÓN DE ACEROS ESTRUCTURALES A ELEVADAS TEMPERATURAS .....</b>		<b>73</b>
<b>ANEXO B (Informativo) RELACIONES TENSIÓN-DEFORMACIÓN DE HORMIGONES CON ÁRIDOS SILÍCEOS A ELEVADAS TEMPERATURAS .....</b>		<b>76</b>
<b>ANEXO C (Informativo) RELACIONES TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN ADAPTADAS A FUEGOS NATURALES CON UNA RAMA DE CALENTAMIENTO DESCENDENTE PARA USO EN MODELOS DE CÁLCULO AVANZADOS .....</b>		<b>78</b>
<b>ANEXO D (Informativo) MODELO PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOSAS MIXTAS SIN PROTECCIÓN EXPUESTAS AL FUEGO POR SU CARA INFERIOR DE ACUERDO CON LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA .....</b>		<b>80</b>
D.1	Resistencia al fuego en función del aislamiento térmico .....	80
D.2	Cálculo del momento resistente positivo $M_{fi,Rd^+}$ .....	81
D.3	Cálculo del momento resistente negativo $M_{fi,Rd^-}$ : .....	83
D.4	Espesor eficaz de una losa mixta .....	86
D.5	Campo de aplicación .....	86
<b>ANEXO E (Informativo) MODELO PARA EL CÁLCULO DE LOS MOMENTOS RESISTENTES POSITIVOS Y NEGATIVOS DE UNA VIGA DE ACERO CONECTADA A UNA LOSA DE HORMIGÓN Y EXPUESTA AL FUEGO POR LA CARA INFERIOR DE LA LOSA DE HORMIGÓN .....</b>		<b>87</b>
E.1	Cálculo del momento resistente positivo $M_{fi,Rd^+}$ .....	87

E.2	Cálculo del momento resistente negativo $M_{fi,Rd^-}$ en el apoyo intermedio (o en un apoyo empotrado).....	88
E.3	Resistencia local en los apoyos.....	89
E.4	Resistencia al esfuerzo cortante .....	90
<b>ANEXO F (Informativo) MODELO PARA EL CÁLCULO DE LOS MOMENTOS RESISTENTES NEGATIVOS Y POSITIVOS DE UNA VIGA DE ACERO PARCIALMENTE EMBEBIDA, CONECTADA A UNA LOSA DE HORMIGÓN Y EXPUESTA AL FUEGO POR LA CARA INFERIOR DE LA LOSA DE HORMIGÓN DE ACUERDO CON LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA....</b>		
F.1	Sección transversal reducida para el momento resistente positivo $M_{fi,Rd^+}$ .....	91
F.2	Sección transversal reducida para el momento resistente negativo $M_{fi,Rd^-}$ .....	95
F.3	Campo de aplicación .....	96
<b>ANEXO G (Informativo) MODELO DE CÁLCULO POR SUMA PONDERADA DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS PILARES MIXTOS CON SECCIONES DE ACERO PARCIALMENTE EMBEBIDAS, EXPUESTOS AL FUEGO ALREDEDOR DE TODO EL PILAR SEGÚN LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA, EN EL CASO DE FLEXIÓN RESPECTO AL EJE DÉBIL .....</b>		
G.1	Introducción.....	97
G.2	Alas del perfil de acero.....	98
G.3	Alma del perfil de acero.....	98
G.4	Hormigón .....	99
G.5	Barras para armaduras pasivas .....	100
G.6	Cálculo de la carga axil de pandeo a temperaturas elevadas .....	101
G.7	Cargas excéntricas.....	102
G.8	Campo de aplicación .....	102
<b>ANEXO H (Informativo) MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO PARA LOS PERFILES HUECOS RELLENOS DE HORMIGÓN EXPUESTOS AL FUEGO TODO ALREDEDOR DE TODO EL PILAR SEGÚN LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA .....</b>		
H.1	Introducción.....	105
H.2	Distribución de la temperatura .....	105
H.3	Valor de cálculo de la carga axil de pandeo a temperaturas elevadas.....	105
H.4	Cargas excéntricas.....	106
H.5	Campo de aplicación .....	106
<b>ANEXO I (Informativo) PLANIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS MODELOS EXPERIMENTALES .....</b>		
I.1	Introducción.....	110
I.2	Ensayo para una evaluación global.....	110
I.3	Ensayo para la información parcial.....	110

## PRÓLOGO

Esta Norma EN 1994-1-2:2005 *Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón: Parte 2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego*, ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña BSI.

El Comité Técnico CEN/TC 250 es responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

Esta norma europea debe recibir el rango de norma nacional, mediante la publicación de un texto idéntico a ella o mediante ratificación antes de finales de febrero de 2006, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de marzo de 2010.

Este Eurocódigo anula y sustituye a la Norma Europea Experimental ENV 1994-1-2:1994.

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, 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, Suecia y Suiza.

### Antecedentes del programa de Eurocódigos

En 1975, la Comisión de la Comunidad Europea 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 obras de construcción que, en una primera etapa, sirviera como alternativa a las reglas nacionales en vigor en los Estados miembros y, finalmente, las pudiera reemplazar.

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

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

---

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).

Los Eurocódigos Estructurales comprenden las siguientes normas, compuestas generalmente de diversas partes:

EN 1990	Eurocódigo:	Bases de cálculo de estructuras.
EN 1991	Eurocódigo 1:	Acciones en estructuras.
EN 1992	Eurocódigo 2:	Proyecto de estructuras de hormigón.
EN 1993	Eurocódigo 3:	Proyecto de estructuras de acero.
EN 1994	Eurocódigo 4:	Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón.
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.

Los 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 sigan siendo distintos de un Estado a otro.

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

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

- como medio para demostrar el cumplimiento de las obras de edificación y de ingeniería civil con los Requisitos Esenciales de la Directiva 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 diseñar las especificaciones técnicas armonizadas de productos de construcción (normas europeas, EN; y documentos de idoneidad técnica europeos, DITE).

Los Eurocódigos, en la medida en que están relacionados con las obras de construcción, tienen una relación directa con los Documentos Interpretativos<sup>2)</sup> a los que se hace referencia en el Artículo 12 de la DPC, aunque son de distinta naturaleza que las normas armonizadas de producto<sup>3)</sup>. Por ello, los Comités Técnicos de 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 (RE) con el fin de establecer los vínculos necesarios entre los requisitos esenciales y los mandatos para la elaboración de normas armonizadas y DITE/Guías de DITE.

3) Según 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 métodos para relacionar estas clases o niveles de requisitos con las especificaciones técnicas, por ejemplo, métodos de proyecto y de prueba, reglas técnicas para el cálculo en proyecto, etc.
- c) servir como 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 ER 1 y parte del ER 2.



Los Eurocódigos proporcionan reglas comunes de cálculo estructural de 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 de un experto.

### **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 CEN, pudiendo venir precedido de una portada nacional y de un preámbulo nacional, y puede tener a continuación un anexo nacional.

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

también puede contener:

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

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

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

### **Información adicional específica de la Norma EN 1994-1-2**

La Norma EN 1994-1-2 describe los principios, requisitos y reglas para el dimensionamiento estructural de edificios expuestos al fuego, incluyendo los siguientes aspectos.

#### *Requisitos de seguridad*

La Norma EN 1994-1-2 está dirigida a clientes (por ejemplo, la formulación de sus requisitos específicos), proyectistas, contratistas y autoridades públicas.

---

4) Véase el apartado 3.3 y el capítulo 12 de la DPC, así como los artículos 4.2, 4.3.1, 4.3.2 y 5.2 del Documento Interpretativo nº 1.

Los objetivos generales de la protección frente al fuego son los de limitar, en caso de incendio, los riesgos para las personas y la sociedad, las propiedades colindantes y, cuando proceda, al medioambiente o las propiedades directamente expuestas.

La Directiva 89/106/CEE sobre productos de construcción establece los siguientes requisitos esenciales para la limitación de los riesgos derivados del fuego:

“Las obras de construcción deben proyectarse y construirse de forma que, en el caso de producirse un incendio:

- se mantenga la capacidad de sustentación de la obra durante un período de tiempo determinado;
- se limite la aparición y la propagación del fuego y del humo dentro de la obra;
- se limite la propagación del fuego a obras vecinas;
- los ocupantes puedan abandonar la obra o ser rescatados por otros medios;
- se tenga en cuenta la seguridad de los equipos de rescate”.

De acuerdo con el Documento Interpretativo número 2 “Seguridad en caso de incendio<sup>5)</sup>” el requisito esencial puede observarse siguiendo diversas estrategias posibles de seguridad frente al fuego que prevalecen en los Estados miembros como escenarios de incendio convencionales (incendios nominales) o escenarios de incendio “naturales” (paramétricos), incluyendo medidas pasivas y/o activas de protección contra incendios.

Las partes de los Eurocódigos Estructurales referentes al fuego tratan de aspectos específicos de protección pasiva contra incendios en términos de dimensionamiento de estructuras y partes de las mismas para dotarlas de la adecuada capacidad portante y para limitar, cuando proceda, la propagación del fuego.

Las funciones y los niveles de prestaciones exigidos pueden especificarse bien en términos de clasificación de resistencia al fuego nominal (curva normalizada tiempo-temperatura), generalmente indicada en los reglamentos nacionales o bien, cuando lo permitan los reglamentos nacionales sobre incendios, mediante referencia a ingeniería de seguridad contra incendios para valorar las medidas pasivas y activas.

No se proporcionan en este documento requisitos complementarios referentes a, por ejemplo:

- la posible instalación y el mantenimiento de los sistemas de rociadores;
- las condiciones de ocupación del edificio o de compartimentación;
- el uso de aislamiento y materiales de revestimiento aceptados, incluyendo su mantenimiento;

por ser objeto de especificación por parte de la autoridad competente.

Los valores numéricos de los coeficientes parciales de seguridad y otros parámetros de fiabilidad se recomiendan como valores básicos que tienen un aceptable nivel de fiabilidad. Se han seleccionado suponiendo un nivel apropiado de gestión de la calidad y la mano de obra.

---

5) Véanse los apartados 2.2, 3.2 (4) y 4.2.3.3 del Documento Interpretativo nº 2.

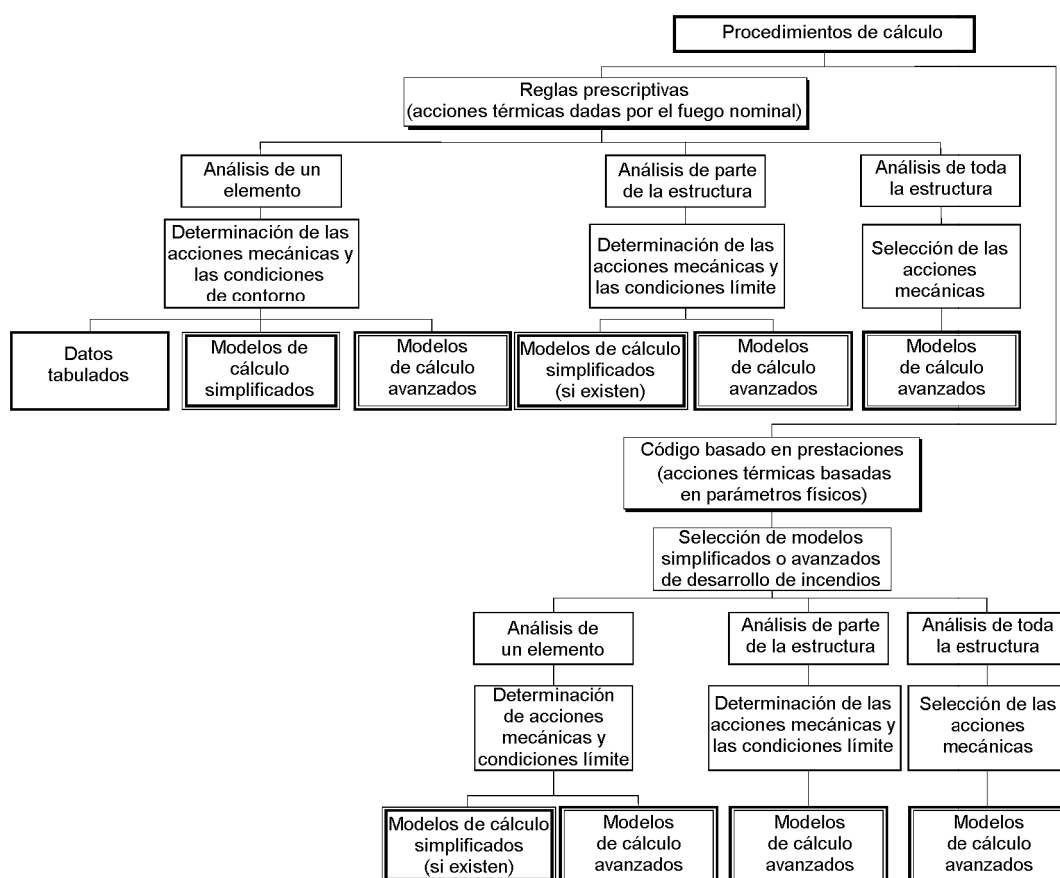
### Procedimientos de cálculo

Un procedimiento de análisis completo del proyecto de las estructuras sometidas al fuego tendría en cuenta el comportamiento de la estructura a elevadas temperaturas, una exposición potencial al calor y los efectos beneficiosos de los sistemas activos de protección contra incendios, junto con las incertidumbres asociadas a estas tres características y la importancia de la propia estructura (consecuencias del fallo).

En el momento actual es posible acometer un procedimiento para determinar el comportamiento adecuado que incorpore, si no todos, alguno de estos parámetros, y para demostrar que la estructura o sus componentes se van a comportar adecuadamente ante un incendio real en un edificio. Sin embargo, cuando el procedimiento se basa en un fuego nominal (curva normalizada tiempo-temperatura) el sistema de clasificación, que requiere tiempos específicos de resistencia al fuego, tiene en cuenta (aunque no explícitamente) las características e incertidumbres descritas arriba.

A continuación se ilustra la aplicación de esta norma. Se identifican el enfoque prescriptivo y el enfoque basado en prestaciones. El enfoque prescriptivo emplea fuegos nominales para generar acciones térmicas. El enfoque basado en prestaciones, que emplea ingeniería de seguridad contra incendios, hace referencia a acciones térmicas basadas en parámetros físicos y químicos.

Para proyectar de acuerdo con esta norma, es necesario el uso de la Norma EN 1991-1-2 para la determinación de acciones térmicas y mecánicas sobre la estructura.



**Figura 0.1 – Procedimientos de cálculo alternativos**

*Ayudas al dimensionamiento*

Aparte de los modelos de cálculo simplificados, la Norma EN 1994-1-2 proporciona soluciones de proyecto en forma de valores tabulados (basados en ensayos o en modelos avanzados de cálculo) que pueden emplearse dentro de los límites de validez especificados.

Se espera que sean organizaciones externas interesadas las que preparen las dimensionamiento en base a los modelos de cálculo indicados esta Norma EN 1994-1-2.

El cuerpo de la Norma EN 1994-1-2, junto con sus anexos informativos A a I, incluye los principales conceptos y reglas necesarios para el proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón sometidas al fuego.

**El anexo nacional de la Norma EN 1994-1-2**

Esta norma proporciona valores con anotaciones que indican en donde se pueden realizar las opciones nacionales. Por lo tanto, la norma nacional de adopción de la Norma EN 1994-1-2 debería tener un anexo nacional que contenga todos los Parámetros Determinación Nacional necesarios para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil que se vayan a construir en ese país determinado.

Se permite la elección nacional en los siguientes puntos de la Norma EN 1994-1-2:

- 1.1(16)
- 2.1.3(2)
- 2.3(1)P NOTA 1
- 2.3(2)P NOTA 1
- 2.4.2(3) NOTA 1
- 3.3.2(9) NOTA 1
- 4.1(1)P
- 4.3.5.1(10) NOTA 1

## CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

### 1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Esta parte 1-2 del Eurocódigo 4 cubre el proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón en la situación accidental de exposición al fuego, y está concebida para ser usada junto con las Normas EN 1994-1-1 y EN 1991-1-2. Esta norma sólo identifica diferencias o complementa el dimensionamiento a temperatura normal.

(2) Esta norma sólo cubre los métodos pasivos de protección frente al fuego. No se contemplan métodos activos.

(3) Esta norma se aplica a estructuras mixtas de acero y hormigón que tienen que cumplir ciertas funciones cuando están sometidas al fuego, en términos de:

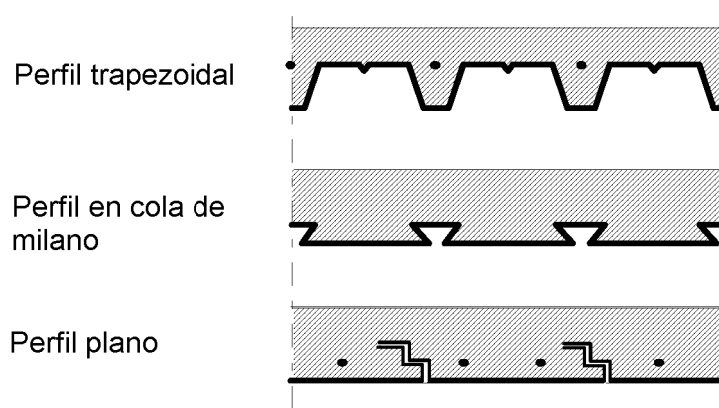
- prevención del derrumbamiento prematuro de la estructura (función portante);
- limitación de la expansión del fuego (llama, gases calientes, calor excesivo) más allá de las zonas designadas (función separadora).

(4) Esta norma establece los principios y las reglas de aplicación (véase la Norma EN 1991-1-2) para el proyecto de estructuras, con requisitos concretos respecto a dichas funciones y a los niveles de prestaciones.

(5) Esta norma se aplica a estructuras, o a partes de estructuras, dentro del objeto y campo de aplicación de la Norma EN 1994-1-1 y proyectadas de acuerdo con la misma. Sin embargo, no se dan reglas para elementos mixtos que incluyan partes de hormigón pretensado.

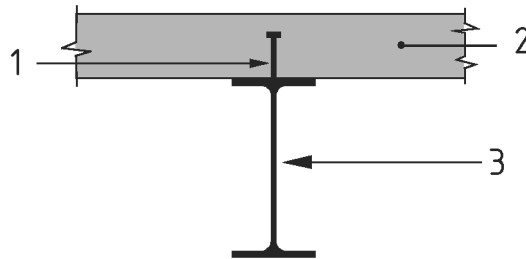
(6) Para todas las secciones transversales mixtas, la conexión a rasantes entre el acero y el hormigón debería ser conforme con la Norma EN 1994-1-1 o comprobarse mediante ensayos (véanse también 4.3.4.1.5 y el anexo I).

(7) La figura 1.1 presenta ejemplos típicos de losas de hormigón con chapas nervadas de acero con o sin armaduras pasivas.



**Figura 1.1 – Ejemplos típicos de losas de hormigón con chapas nervadas de acero con o sin armaduras pasivas**

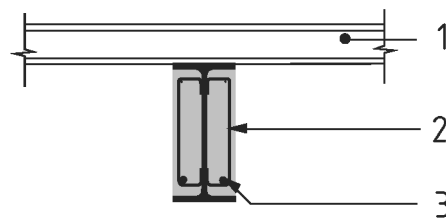
(8) Las figuras 1.2 a 1.5 ofrecen ejemplos típicos de vigas compuestas. El capítulo 5 desarrolla los correspondientes detalles constructivos.



Leyenda

- 1 Conectores a rasante
- 2 Losa plana de hormigón o losa mixta con chapa nervada
- 3 Perfiles con o sin protección

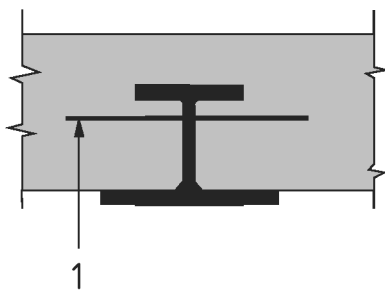
**Figura 1.2 – Viga mixta formada por viga de acero no embebida en hormigón**



Leyenda

- 1 Opcional
- 2 Estribos soldados al alma del perfil
- 3 Armadura pasiva

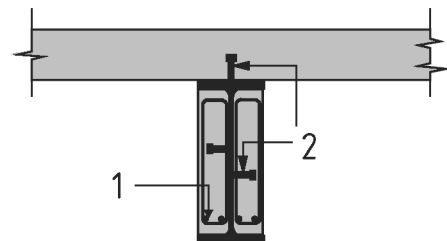
**Figura 1.3 – Viga de acero con parcialmente embebida en hormigón**



Leyenda

- 1 Armadura pasiva

**Figura 1.4 – Viga de acero parcialmente embebida en la losa**

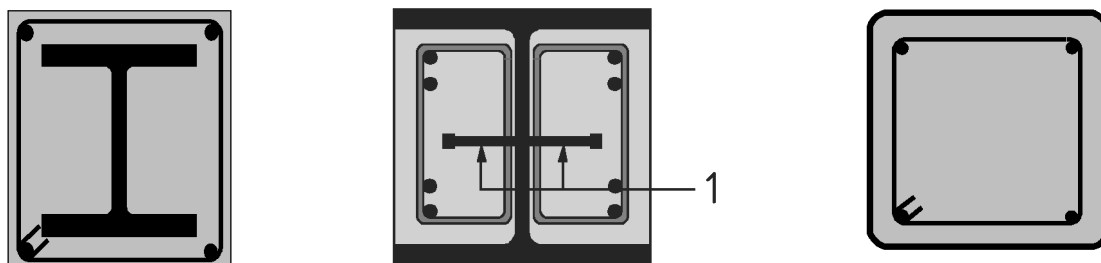


Leyenda

- 1 Armadura pasiva
- 2 Conectores de cortante

**Figura 1.5 – Viga mixta formada por viga de acero parcialmente embebida en hormigón**

(9) En las figuras 1.6 a 1.8 se ofrecen ejemplos típicos de pilares mixtos. El capítulo 5 desarrolla los correspondientes detalles constructivos.



Leyenda

1 Conectores de cortante soldados al alma del perfil

**Figura 1.6 – Perfiles embebidos en hormigón**

**Figura 1.7 – Perfiles parcialmente embebidos**

**Figura 1.8 – Perfiles rellenos de hormigón**

(10) También pueden emplearse formas diferentes de pilares, como secciones transversales circulares u octogonales. Cuando proceda, las armaduras pasivas pueden reemplazarse con secciones de acero.

(11) La resistencia al fuego de estos tipos de construcciones puede aumentarse aplicando materiales de protección frente al fuego.

NOTA Los principios y reglas de proyecto indicados en los apartados 4.2 y 4.3 y en el capítulo 5 se refieren a superficies de acero directamente expuestas al fuego y libres de todo material de protección frente al fuego, a no ser que explícitamente se especifique otra cosa.

(12)P Los métodos indicados en esta Norma EN 1994-1-2 se aplican al acero estructural de tipos S235, S275, S355, S420 y S460 según las Normas EN 10025, EN 10210-1 y EN 10219-1.

(13) Para las chapas nervadas de acero, se hace referencia al apartado 3.5 de la Norma EN 1994-1-1.

(14) Las armaduras pasivas deberían ser conformes con la Norma EN 10080.

(15) El hormigón de peso normal, según se define en la Norma EN 1994-1-1, es aplicable para el dimensionamiento frente al fuego de estructuras mixtas. Se permite el empleo de hormigón ligero en losas mixtas.

(16) Esta Norma EN 1994-1-2 no contempla el dimensionamiento de estructuras mixtas con hormigones de clases inferiores a C20/25 y LC20/22, ni superiores a C50/60 y LC50/55.

NOTA El capítulo 6 de la Norma EN 1992-1-2 contiene información sobre las clases resistentes de hormigón. El uso de estas clases resistentes de hormigón puede especificarse en el anexo Nacional.

(17) Para aquellos materiales no contemplados aquí, se debería hacer referencia a las correspondientes normas CEN de producto de o a los documentos de idoneidad técnica europeos (DITE).

## 1.2 Normas para consulta

(1)P Esta norma europea incorpora disposiciones de otras publicaciones por su referencia, con o sin fecha. Estas referencias normativas se citan en los lugares apropiados del texto de la norma y se relacionan a continuación. Para las referencias con fecha, no son aplicables las revisiones o modificaciones posteriores de ninguna de las publicaciones. Para las referencias sin fecha, se aplica la edición en vigor del documento normativo al que se haga referencia (incluyendo sus modificaciones).

EN 1365-1 *Resistencia al fuego de elementos portantes. Parte 1: Paredes.*

EN 1365-2 *Ensayos de resistencia al fuego de los elementos portantes. Parte 2: Suelos y cubiertas.*

EN 1365-3 *Ensayos de resistencia al fuego de los elementos portantes. Parte 3: Vigas.*

EN 1365-4 *Ensayos de resistencia al fuego de los elementos portantes. Parte 4: Pilares.*

EN 10025-1 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 1: Condiciones técnicas generales de suministro.*

EN 10025-2 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 2: Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales no aleados.*

EN 10025-3 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 3: Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grano fino en la condición de normalizado/laminado de normalización.*

EN 10025-4 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 4: Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grano fino laminados termomecánicamente.*

EN 10025-5 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 5: Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.*

EN 10025-6 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 6: Condiciones técnicas de suministro de los productos planos de aceros estructurales de alto límite elástico en la condición de templado y revenido.*

EN 10080 *Acero para el armado del hormigón. Acero soldable para armaduras de hormigón armado. Generalidades.*

EN 10210-1 *Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado y de grano fino. Parte 1: Condiciones técnicas de suministro.*

EN 10219-1 *Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino. Parte 1: Condiciones técnicas de suministro.*

ENV 13381-1 *Ensayos para determinar la contribución a la resistencia al fuego de los elementos estructurales. Parte 1: Membranas protectoras horizontales.*

ENV 13381-2 *Ensayos para determinar la contribución a la resistencia al fuego de los elementos estructurales. Parte 2: Membranas protectoras verticales.*

ENV 13381-3 *Ensayos para determinar la contribución a la resistencia al fuego de los elementos estructurales. Parte 3: Protección aplicada a elementos de hormigón.*

ENV 13381-4 *Ensayos para determinar la contribución a la resistencia al fuego de los elementos estructurales. Parte 4: Protección aplicada a elementos de acero.*

ENV 13381-5 *Ensayos para determinar la contribución a la resistencia al fuego de los elementos estructurales. Parte 5: Protección aplicada a elementos mixtos de hormigón/chapa de acero perfilada.*



ENV 13381-6 *Ensayos para determinar la contribución a la resistencia al fuego de los elementos estructurales. Parte 6: Protección aplicada a columnas de acero huecas rellenas de hormigón.*

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

EN 1991-1-1 *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1: Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios, y sobrecargas de uso en edificios.*

EN 1991-1-2 *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-2: Acciones generales. Acciones en estructuras expuestas al fuego.*

EN 1991-1-3 *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-3: Acciones generales. Cargas de nieve.*

EN 1991-1-4 *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento.*

EN 1992-1-1 *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.*

EN 1992-1-2 *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras frente al fuego.*

EN 1993-1-1 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios.*

EN 1993-1-2 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-2: Estructuras expuestas al fuego.*

EN 1993-1-5 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-5: Placas planas cargadas en su plano.*

EN 1994-1-1 *Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.*

### **1.3 Consideraciones**

(1)P Se aplican las consideraciones de las Normas EN 1990 y EN 1991-1-2.

### **1.4 Distinción entre principios y reglas de aplicación**

(1) Se aplican las reglas indicadas en el apartado 1.4 de la Norma EN 1990.

### **1.5 Definiciones**

(1)P Se aplican las reglas indicadas en el apartado 1.5 de las Normas EN 1990 y EN 1991-1-2.

(2)P Los siguientes términos se utilizan en esta Norma EN 1994-1-2, con los siguientes significados:

#### **1.5.1 Términos particulares relacionados con el proyecto**

##### **1.5.1.1 distancia al eje:**

Distancia entre el eje de las armaduras pasivas y el borde de hormigón más próximo.

##### **1.5.1.2 parte de la estructura:**

Parte aislada de una estructura con condiciones apropiadas de apoyo y de contorno.

##### **1.5.1.3 elementos protegidos:**

Elementos en los que se toman medidas para reducir el aumento de la temperatura en el elemento por causa del fuego.

**1.5.1.4 pórtico arriostrado:**

Pórtico con una resistencia a los desplazamientos horizontales proporcionada por un sistema de arriostramiento lo suficientemente rígido como para poder suponer que todas las cargas horizontales se resisten por el sistema de arriostramiento.

**1.5.2 Términos relacionados con las propiedades de materiales y productos****1.5.2.1 tiempo de fallo de la protección:**

Duración de la protección frente a la exposición directa al fuego; es decir, el momento en que las placas protectoras, u otra protección, se separan del elemento mixto, o en que otros elementos alineados con dicho elemento mixto se derrumban, o en el que se pierde la alineación con otros elementos debido a una deformación excesiva del elemento mixto.

**1.5.2.2 material de protección frente al fuego:**

Cualquier material o combinación de materiales aplicados a un elemento estructural con el fin de aumentar su resistencia al fuego.

**1.5.3 Términos relacionados con el análisis de la transferencia térmica****1.5.3.1 factor de forma:**

En un elemento de acero, la relación entre el área de la superficie expuesta y el volumen de acero; en un elemento encerrado, la relación entre la superficie interna del recubrimiento expuesto y el volumen de acero.

**1.5.4 Términos relacionados con el análisis del comportamiento mecánico****1.5.4.1 temperatura crítica del acero estructural:**

Para un nivel de carga dado, la temperatura en que se prevé el fallo en un elemento de acero estructural para una distribución de temperatura uniforme.

**1.5.4.2 temperatura crítica de la armadura pasiva:**

Para un nivel de carga dado, la temperatura de la armadura pasiva en la que se prevé que el fallo en un elemento.

**1.5.4.3 sección transversal eficaz:**

Sección transversal del elemento en el dimensionamiento estructural de comportamiento frente al fuego empleada en el método de la sección transversal eficaz. Se obtiene quitando partes de la sección en las que se supone que una resistencia y una rigidez nulas.

**1.5.4.4 máximo nivel de tensión:**

Para una temperatura dada, el nivel de tensión en que la relación tensión-deformación sufre un quiebro para presentar una meseta en la elasticidad.

**1.6 Símbolos**

(1)P A los efectos de esta Norma EN 1994-1-2, se aplican los siguientes símbolos:

*Mayúsculas latinas*

$A$	Área de la sección transversal o volumen de hormigón del elemento por metro de longitud de elemento
$A_{a,\theta}$	Área de la sección transversal del perfil de acero a la temperatura $\theta$
$A_{c,\theta}$	Área de la sección transversal de hormigón a la temperatura $\theta$
$A_f$	Área de la sección transversal del ala de acero
$A_{i,j}$	Área elemental de la sección transversal con una temperatura $\theta_i$ o $\theta_j$ , o área de la superficie expuesta de la parte $i$ de la sección transversal del acero por unidad de longitud

$A/L_r$	Coefficiente geométrico del nervio
$A_v/V_i$	Factor de forma [ $m^{-1}$ ] de la parte $i$ de la sección transversal de acero (elemento no protegido)
$A_m$	Área de la superficie del elemento calentada directamente por unidad de longitud
$A_m/V$	Factor de forma de elemento estructural
$A_{p,i}$	Área de la cara interior del material de protección frente al fuego por unidad de longitud de la parte $i$ del elemento de acero
$A_{p,i}/V_i$	Factor de forma [ $m^{-1}$ ] de la parte $i$ de la sección transversal del acero (con protección del contorno)
$A_r$	Área de la sección transversal de los rigidizadores
$A_r/V_r$	Factor de forma de los rigidizadores
$A_{s,\theta}$	Área de la sección transversal de las armaduras pasivas a la temperatura $\theta$
$E$	Criterio de integridad
$E\ 30$	o $E\ 60$ ,... un elemento que cumple con el criterio de integridad para 30, o 60.... minutos en una exposición al fuego normalizado
$E_a$	Valor característico del módulo de elasticidad del acero estructural a 20 °C
$E_{a,f}$	Valor característico del modulo de elasticidad del ala de un perfil de acero
$E_{a,\theta}$	Valor característico de la pendiente de la parte lineal elástica de la relación tensión-deformación del acero estructural a temperaturas elevadas
$E_{a,\theta,\sigma}$	Módulo tangencial de la relación tensión-deformación del perfil de acero a temperatura $\theta$ elevada y tensión $\sigma_{i,\theta}$
$E_{c,sec,\theta}$	Valor característico del módulo secante del hormigón en la situación de incendio, dado por $f_{c,\theta}$ dividido por $\varepsilon_{cu,\theta}$
$E_{c0,\theta}$	Valor característico del módulo tangencial en el origen de la relación tensión-deformación del hormigón a elevadas temperaturas y para cargas de corto plazo
$E_{c,\theta,\sigma}$	Módulo tangencial de la relación tensión-deformación del hormigón a temperaturas elevadas $\theta$ y tensión $\sigma_{i,\theta}$
$E_d$	Valor de cálculo del efecto de las acciones para el dimensionamiento a temperatura normal
$E_{fi,d}$	Valor de cálculo del efecto de las acciones en la situación de incendio, supuesto independiente del tiempo
$E_{fi,d,t}$	Valor de cálculo del efecto de las acciones, incluyendo las acciones y cargas indirectas del fuego en la situación de incendio, en el instante $t$
$(EI)_{fi,c,z}$	Rigidez a flexión en la situación de incendio (respecto al eje principal de inercia $Z$ de la sección transversal mixta)
$(EI)_{fi,eff}$	Rigidez eficaz a flexión en la situación de incendio
$(EI)_{fi,f,z}$	Rigidez a flexión de las dos alas del perfil de acero en la situación de incendio (respecto al eje principal de inercia $Z$ de la sección transversal mixta)

$(EI)_{fi,s,z}$	Rigidez a flexión de las armaduras pasivas en la situación de incendio (según el eje principal de inercia Z de la sección transversal mixta)
$(EI)_{fi,eff,z}$	Rigidez eficaz a flexión (para flexión respecto al eje Z) en la situación de incendio
$(EI)_{fi,w,z}$	Rigidez a flexión del alma del perfil de acero en la situación de incendio (respecto al eje principal de inercia Z de la sección transversal mixta)
$E_k$	Valor característico del módulo de elasticidad
$E_s$	Módulo de elasticidad de las armaduras pasivas
$E_{s,\theta}$	Valor característico de la pendiente de la parte lineal elástica de la relación tensión-deformación del acero para las armaduras pasivas a temperaturas elevadas
$E_{s,\theta,\sigma}$	Módulo tangencial de la relación tensión-deformación del acero para las armaduras pasivas a temperaturas elevadas $\theta$ y tensión $\sigma_{i,\theta}$
$F_a$	Esfuerzo axil de compresión en el perfil de acero
$F^+, F^-$	Esfuerzo axil de compresión total en la sección mixta en caso de momentos flectores positivos o negativos.
$F_c$	Esfuerzo axil de compresión en la losa
$G_k$	Valor característico de una acción permanente
$HC$	Curva de exposición al fuego de hidrocarburos
$I$	Criterio de aislamiento térmico
$I_{i,\theta}$	Momento de inercia del área, de la parte parcialmente reducida $i$ de la sección transversal para flexión respecto del eje débil o el eje fuerte en la situación de incendio
$I\ 30$	o $I\ 60$ ...un elemento que cumple con el criterio de aislamiento térmico para los 30, o 60... minutos de exposición al fuego normalizado
$L$	Longitud de sistema de un pilar en el piso correspondiente
$L_{ei}$	Longitud de pandeo de un pilar en un piso intermedio
$L_{et}$	Longitud de pandeo de un pilar en el último piso
$M$	Momento flector
$M_{fi,Rd^+}; M_{fi,Rd^-}$	Valor de cálculo del momento resistente positivo o negativo en la situación de incendio
$M_{fi,t,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente en la situación de incendio, en un instante $t$
$N$	Número de conectores de cortante en una longitud crítica, o carga axil
$N_{equ}$	Carga axil equivalente
$N_{fi,cr}$	Carga elástica crítica ( $\equiv$ carga de pandeo de Euler) en la situación de incendio
$N_{fi,cr,z}$	Carga elástica crítica ( $\equiv$ carga de pandeo de Euler) respecto al eje Z en la situación de incendio

$N_{fi,pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil de la sección transversal total en la situación de incendio
$N_{fi,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de un elemento en compresión axil ( $\equiv$ valor de cálculo de la carga axil de pandeo) en la situación de incendio
$N_{fi,Rd,z}$	Valor de cálculo de la resistencia de un elemento en compresión axil, para flexión respecto al eje Z, en la situación de incendio
$N_{fi,Sd}$	Valor de cálculo de la carga axil en la situación de incendio
$N_{Rd}$	Carga axil de pandeo a temperatura normal
$N_s$	Esfuerzo axil en la armadura de momento negativo ( $A_s \cdot f_{sy}$ )
$P_{Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un perno con cabeza soldado automáticamente
$P_{fi,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conector de cortante en la situación de incendio
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable predominante 1
$R$	Criterio de resistencia portante
$R\ 30$	o R 60, R 90, R 120, R 180, R 240... un elemento que cumple con el criterio de resistencia portante durante 30, 60, 90, 120, 180 ó 240 minutos de exposición al fuego normalizado
$R_d$	Valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura normal
$R_{fi,d,t}$	Valor de cálculo de la resistencia en la situación de incendio, en el instante t
$R_{fi,y,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia al aplastamiento en la situación de incendio
$T$	Esfuerzo axil de tracción
$V$	Volumen del elemento por unidad de longitud
$V_{fi,pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante en la situación de incendio
$V_{fi,Sd}$	Valor de cálculo de la fuerza cortante en la situación de incendio
$V_i$	Volumen de la parte i de la sección transversal de acero por unidad de longitud [m <sup>3</sup> /m]
$X$	Eje X (horizontal)
$X_{fi,d}$	Valores de cálculo de las propiedades mecánicas (resistencia y deformación) del material en la situación de incendio
$X_k$	Valor característico o nominal de una propiedad de resistencia o deformación para el dimensionamiento a temperatura normal
$X_{k\theta}$	Valor de una propiedad de un material en la situación de incendio, generalmente función de la temperatura del material
$Y$	Eje Y (vertical)
$Z$	Eje principal de inercia Z (pilar) de la sección transversal mixta

*Minúsculas latinas*

$a_w$	Espesor de garganta (conexión entre el alma de acero y los estribos)
$b$	Anchura del perfil de acero
$b_1$	Anchura del ala inferior del perfil de acero
$b_2$	Anchura del ala superior del perfil de acero
$b_c$	Canto del pilar mixto formado por una sección totalmente embebida o anchura de vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón
$b_{c,fi}$	Reducción de la anchura del hormigón envolvente entre las alas en la situación de incendio
$b_{c,fi,min.}$	Valor mínimo de la reducción de la anchura del hormigón envolvente entre las alas en la situación de incendio
$b_{eff}$	Anchura eficaz de la losa de hormigón
$b_{fi}$	Reducción de la anchura del ala superior en la situación de incendio
$c$	Calor específico, o Curva de pandeo, o Recubrimiento del hormigón desde el borde del hormigón hasta el borde del acero estructural
$c_a$	Calor específico del acero
$c_c$	Calor específico del hormigón de peso normal
$c_p$	Calor específico del material de protección frente al fuego
$d$	Diámetro del pilar mixto formado por una sección hueca rellena de hormigón, o Diámetro de los pernos soldados al alma del perfil de acero
$d_p$	Espesor del material de protección frente al fuego
$e$	Espesor del perfil o de la sección hueca
$e_1$	Espesor del ala inferior del perfil de acero
$e_2$	Espesor del ala superior del perfil de acero
$e_f$	Espesor del ala del perfil de acero
$e_w$	Espesor del alma del perfil de acero
$ef$	Curva de exposición al fuego exterior
$f_{ay,0}$	Máximo nivel de tensión o límite elástico eficaz del acero estructural en la situación de incendio
$f_{ay,0cr}$	Resistencia del acero a la temperatura crítica $\theta_{cr}$

$f_{ap,0}; f_{sp,0}$	Límite proporcional del acero estructural o para armaduras pasivas en la situación de incendio
$f_{au,0}$	Resistencia última a tracción del acero estructural o del acero para los pernos conectores en la situación de incendio, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación
$f_{ay}$	Valor característico o nominal del límite elástico del acero estructural a 20 °C
$f_c$	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a los 28 días y a 20 °C
$f_{c,j}$	Resistencia característica de la parte j de hormigón a 20 °C
$f_{c,\theta}$	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica en la situación de incendio a una temperatura de $\theta$ °C
$f_{c,0n}$	Resistencia a compresión residual del hormigón calentado a una temperatura máxima (con n capas)
$f_{c,0y}$	Resistencia a compresión residual del hormigón calentado a temperatura máxima
$f_{fi,d}$	Valor de cálculo de una propiedad resistente en la situación de incendio
$f_k$	Valor característico de la resistencia del material
$f_{ry}, f_{sy}$	Valor característico o nominal del límite elástico de las armaduras pasivas a 20 °C
$f_{sy,0}$	Nivel de tensión máximo o límite elástico eficaz del acero para las armaduras pasivas en la situación de incendio
$f_{y,i}$	Límite elástico nominal $f_y$ del área elemental $A_i$ tomado como positivo en el lado de la compresión de la fibra neutra y negativa en el lado de la tracción.
$h$	Canto o altura del perfil de acero
$h_1$	Altura de la parte de hormigón de una losa mixta por encima del encofrado
$h_2$	Altura de la parte de hormigón de una losa mixta dentro del encofrado
$h_3$	Espesor de la capa de compresión situada por encima del hormigón
$h_c$	Profundidad del pilar mixto formado por una sección totalmente embebida, o espesor de la losa de hormigón
$h_{eff}$	Espesor eficaz de una losa mixta
$h_{fi}$	Reducción de la altura del hormigón envolvente entre las alas en la situación de incendio
$\dot{h}_{net}$	Valor de cálculo del flujo térmico neto por unidad de superficie
$\dot{h}_{net,c}$	Valor de cálculo del flujo térmico neto por unidad de superficie por convección
$\dot{h}_{net,r}$	Valor de cálculo del flujo térmico neto por unidad de superficie por radiación
$h_u$	Espesor de la zona de compresión

$h_{u,n}$	Espesor de la zona de compresión (con n capas)
$h_v$	Altura del perno soldado al alma del perfil de acero
$h_w$	Altura del alma del perfil de acero
$k_{c,\theta}$	Coefficiente de reducción de la resistencia a compresión del hormigón que da la resistencia a temperaturas elevadas $f_{c,\theta}$
$k_{E,\theta}$	Coefficiente de reducción para el modulo de elasticidad del acero estructural que da la pendiente de la parte lineal elástica a temperaturas elevadas $E_{a,\theta}$
$k_{y,\theta}$	Coefficiente de reducción para el límite elástico del acero estructural que da el máximo nivel de tensión a temperaturas elevadas $f_{ay,\theta}$
$k_{p,\theta}$	Coefficiente de reducción para el límite elástico del acero estructural o de las armaduras pasivas que da el límite proporcional a temperaturas elevadas $f_{ap,\theta}$ o $f_{sp,\theta}$
$k_r, k_s$	Coefficiente de reducción para el límite elástico de las armaduras pasivas
$k_{shadow}$	Coefficiente de reducción para el efecto sombra
$k_{u,\theta}$	Coefficiente de reducción para el límite elástico del acero estructural que da el nivel de tensión del endurecimiento por deformación a temperaturas elevadas $f_{au,\theta}$
$k_\theta$	Coefficiente de reducción de una propiedad de resistencia o deformación dependiente de la temperatura del material en la situación de incendio
$\ell$	Longitud o luz de pandeo
$\ell_1, \ell_2, \ell_3$	Dimensiones específicas del perfil de chapa de acero en cola de milano o del perfil de chapa de acero trapezoidal
$\ell_w$	Longitud (conexión entre el perfil de acero y el hormigón envolvente)
$\ell_\theta$	Longitud de pandeo del pilar en situación de incendio
$s_s$	Longitud del soporte rígido (cálculo de la resistencia al aplastamiento de los rigidizadores)
$t$	Tiempo de exposición al fuego
$t_{fi,d}$	Valor de cálculo de la resistencia al fuego normalizada de un elemento en la situación de incendio
$t_{fi,requ}$	Resistencia al fuego normalizada requerida en la situación de incendio
$t_i$	Resistencia al fuego respecto al aislamiento térmico
$u$	Media geométrica de las distancias $u_1$ y $u_2$ al eje (sección mixta con perfil de acero parcialmente embebido)
$u_1; u_2$	Menor distancia entre el centro de las barras de las armaduras pasivas y el ala de acero interior o el borde de hormigón más próximo
$z_i; z_j$	Distancia entre la fibra neutra plástica y el centro de gravedad del área elemental $A_i$ o $A_j$



*Mayúsculas griegas*

$\Delta l$	Dilatación térmica de un elemento
$\Delta l/l$	Dilatación térmica relativa
$\Delta t$	Intervalo de tiempo
$\Delta \theta_{a,t}$	Aumento de la temperatura de una viga de acero durante un intervalo de tiempo $\Delta t$
$\Delta \theta_t$	Aumento de la temperatura del gas [°C] durante un intervalo de tiempo $\Delta t$ .
$\Phi$	Coefficiente de configuración o de vista

*Minúsculas griegas*

$\alpha$	Ángulo del alma
$\alpha_c$	Coefficiente de transferencia de calor por convección
$\alpha_{slab}$	Coefficiente que considera la hipótesis de una distribución rectangular de tensiones al dimensionar las losas
$\gamma_G$	Coefficiente parcial de seguridad de una acción permanente $G_k$
$\gamma_{M,fi}$	Coefficiente parcial de seguridad de una propiedad de un material en situación de incendio
$\gamma_{M,fi,a}$	Coefficiente parcial de seguridad de la resistencia del acero estructural en la situación de incendio
$\gamma_{M,fi,c}$	Coefficiente parcial de seguridad de la resistencia del hormigón en la situación de incendio
$\gamma_{M,fi,s}$	Coefficiente parcial de seguridad de la resistencia de las armaduras pasivas en situación de incendio
$\gamma_{M,fi,v}$	Coefficiente parcial de seguridad de la resistencia a cortante de los pernos conectores en la situación de incendio
$\gamma_Q$	Coefficiente parcial de seguridad de una acción variable
$\gamma_v$	Coefficiente parcial de seguridad de la resistencia a cortante de los pernos conectores a temperatura normal
$\delta$	Excentricidad
$\varepsilon$	Deformación unitaria
$\varepsilon_a$	Deformación unitaria axial del perfil de acero del pilar
$\varepsilon_{a,0}$	Deformación unitaria en la situación de incendio
$\varepsilon_{ae,0}$	Deformación unitaria última en la situación de incendio
$\varepsilon_{ay,0}$	Deformación unitaria remanente en la situación de incendio
$\varepsilon_{ap,0}$	Deformación unitaria en el límite proporcional en la situación de incendio
$\varepsilon_{au,0}$	Deformación unitaria límite para el límite elástico en la situación de incendio

$\varepsilon_c$	Deformación unitaria axial del hormigón del pilar
$\varepsilon_{c,\theta}$	Deformación unitaria del hormigón en la situación de incendio
$\varepsilon_{ce,\theta}$	Deformación unitaria máxima del hormigón en la situación de incendio
$\varepsilon_{ce,\theta_{\text{máx.}}}$	Deformación unitaria máxima del hormigón en la situación de incendio a la temperatura máxima
$\varepsilon_{cu,\theta}$	Deformación unitaria del hormigón correspondiente a $f_{c,\theta}$
$\varepsilon_{cu,\theta_{\text{máx.}}}$	Deformación unitaria del hormigón a la temperatura máxima del hormigón
$\varepsilon_f$	Coefficiente de emisividad del fuego
$\varepsilon_m$	Coefficiente de emisividad relacionado con el material de superficie del elemento
$\varepsilon_s$	Deformación unitaria axial del acero para las armaduras pasivas del pilar
$\phi_b$	Diámetro de una barra
$\phi_s$	Diámetro de un estribo
$\phi_r$	Diámetro de una armadura longitudinal en la esquina de los estribos
$\eta$	Nivel de carga conforme a la Norma EN 1994-1-1
$\eta_{fi}$	Coefficiente de reducción aplicado a $E_d$ para obtener $E_{fi,d}$
$\eta_{fi,t}$	Nivel de carga para cálculo del comportamiento frente al fuego
$\theta$	Temperatura
$\theta_a$	Temperatura del acero estructural
$\theta_{a,t}$	Temperatura del acero en el instante t, supuesta uniforme en cada parte de la sección transversal del acero
$\theta_c$	Temperatura del hormigón
$\theta_{cr}$	Temperatura crítica de un elemento estructural
$\theta_i$	Temperatura en el área elemental $A_i$
$\theta_{lim}$	Temperatura límite
$\theta_{\text{máx.}}$	Temperatura máxima
$\theta_r$	Temperatura de un rigidizador
$\theta_R$	Temperatura de la armadura adicional en el nervio
$\theta_s$	Temperatura del acero para las armaduras pasivas
$\theta_t$	Temperatura del gas en el instante t

$\theta_v$	Temperatura de los pernos conectores
$\theta_w$	Temperatura en el alma
$\lambda_a$	Conductividad térmica del acero
$\lambda_c$	Conductividad térmica del hormigón
$\lambda_p$	Conductividad térmica del material de protección frente al fuego
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa
$\bar{\lambda}_0$	Esbeltez relativa de los rigidizadores en la situación de incendio
$\xi$	Coefficiente de reducción de una acción permanente desfavorable $G_k$
$\rho_a$	Densidad del acero
$\rho_c$	Densidad del hormigón
$\rho_{c,NC}$	Densidad del hormigón de peso normal (NC – normal weight concrete)
$\rho_{c,LC}$	Densidad del hormigón ligero (LC – lightweight concrete)
$\rho_p$	Densidad del material de protección frente al fuego
$\sigma$	Tensión
$\sigma_{a,0}$	Tensión del perfil de acero en la situación de incendio
$\sigma_{c,0}$	Tensión del hormigón bajo compresión en la situación de incendio
$\sigma_{s,0}$	Tensión del acero para las armaduras pasivas en la situación de incendio
$\varphi_{a,0}$	Coefficiente de reducción para el perfil de acero dependiente del efecto de las tensiones térmicas en la situación de incendio
$\varphi_{c,0}$	Coefficiente de reducción para el hormigón dependiente del efecto de las tensiones térmicas en la situación de incendio
$\varphi_{s,0}$	Coefficiente de reducción de las armaduras pasivas dependiendo del efecto de las tensiones térmicas en la situación de incendio
$\chi$	Coefficiente de reducción o de corrección
$\chi_z$	Coefficiente de reducción o de corrección (para flexión respecto al eje z)
$\psi_{0,1}$	Factor de combinación del valor característico o raro de una acción variable
$\psi_{1,1}$	Factor de combinación del valor frecuente de una acción variable
$\psi_{2,1}$	Factor de combinación del valor cuasipermanente de una acción variable
$\psi_{fi}$	Factor de combinación de una acción variable en la situación de incendio, dada por $\psi_{1,1}$ o por $\psi_{2,1}$

## CAPÍTULO 2 BASES DE PROYECTO

### 2.1 Requisitos

#### 2.1.1 Requisitos fundamentales

(1)P Cuando se requiera resistencia mecánica en caso de incendio, las estructuras mixtas de acero y hormigón se deben proyectar y construir de forma que mantengan su función portante durante la exposición al fuego pertinente.

(2)P Cuando se requiera compartimentación los elementos que forman los contornos de la compartimentación, incluyendo las juntas, se deben proyectar y construir de forma que mantengan su función portante durante la exposición al fuego pertinente. Esto debe asegurar, cuando proceda, que:

- no se produce un fallo en la integridad;
- no se produce un fallo en el aislamiento.

NOTA 1 Véase las definiciones de los apartados 1.5.1.8 y 1.5.1.9 de la Norma EN 1991-1-2.

NOTA 2 En el caso de una losa mixta, el criterio de radiación térmica no es relevante.

(3)P Se debe aplicar el criterio de deformación cuando los medios de protección, o el criterio de dimensionamiento para los elementos separadores, requieran considerar la deformación de la estructura portante.

(4) No es necesario considerar la deformación de la estructura portante en los siguientes casos, según proceda:

- la eficacia de los medios de protección se ha evaluado de acuerdo con el apartado 3.3.4; y
- los elementos separadores tienen que satisfacer los requisitos de acuerdo con una exposición nominal al fuego.

#### 2.1.2 Exposición nominal al fuego

(1)P Para una exposición al fuego normalizado, los elementos deben cumplir con los criterios “R”, “E” e “I”, como sigue:

- únicamente función separadora: integridad (criterio “E”) y, cuando se requiera, aislamiento (criterio “I”);
- únicamente función portante: resistencia mecánica (criterio “R”);
- función separadora y portante: criterios “R”, “E” y, cuando se requiera, “I”.

(2) Se considera que se satisface el criterio “R” cuando se mantiene la función portante durante el tiempo de exposición al fuego requerido.

(3) Se puede considerar se satisface que el criterio “I” cuando el aumento medio de temperatura de toda la superficie no expuesta se limita a 140 K, y el aumento máximo de temperatura en cualquier punto de esa superficie no supera los 180 K.

(4) Los mismos criterios deberían aplicarse con la curva de exposición al fuego externo, sin embargo, la referencia a esta curva específica debería identificarse con las letras “ef”.

NOTA Véanse los apartados 1.5.3.5 y 3.2.2 de la Norma EN 1991-1-2.

(5) Con la curva de exposición al fuego de hidrocarburo deberían aplicarse los mismos criterios, sin embargo, la referencia a esta curva específica debería identificarse con las letras “HC”.

NOTA Véanse los apartados 1.5.3.11 y 3.2.3 de la Norma EN 1991-1-2.

### 2.1.3 Exposición al fuego paramétrico

(1) Se asegura la función portante cuando se previene el derrumbe durante todo el tiempo que dure del incendio, incluida la fase de extinción, o durante un periodo de tiempo requerido.

(2) Se asegura la función separadora respecto al aislamiento cuando:

- en el momento de máxima temperatura del gas, el aumento medio de temperatura en toda la superficie no expuesta se limita a 140 K, y el aumento máximo de temperatura en cualquier punto de esa superficie no supera los 180 K;
- durante la fase de extinción del fuego, el aumento medio de temperatura en toda la superficie no expuesta debería limitarse a  $\Delta\theta_1$ , y el aumento máximo de temperatura en cualquier punto de esa superficie no debería superar  $\Delta\theta_2$ .

NOTA Los valores de  $\Delta\theta_1$  y  $\Delta\theta_2$  para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son:  $\Delta\theta_1 = 200$  K y  $\Delta\theta_2 = 240$  K.

## 2.2 Acciones

(1)P Las acciones mecánicas y térmicas se deben tomar de la Norma EN 1991-1-2.

(2) Además de lo indicado en el punto (6) del apartado 3.1 de la Norma EN 1991-1-2, el coeficiente de emisividad del acero y del hormigón en relación a la superficie del elemento debería ser  $\varepsilon_m = 0,7$ .

## 2.3 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales

(1)P Los valores de cálculo de las propiedades mecánicas (resistencia y deformación)  $X_{fi,d}$  de los materiales se definen como sigue:

$$X_{fi,d} = k_\theta \cdot X_k / \gamma_{M,fi} \quad (2.1)$$

donde

$X_k$  es el valor característico o nominal de una propiedad de resistencia o de deformación (*generalmente*  $f_k$  o  $E_k$ ) para el dimensionamiento a temperatura normal conforme a la Norma EN 1994-1-1;

$k_\theta$  es el coeficiente de reducción de una propiedad de resistencia o deformación ( $X_{k,\theta}/X_k$ ) dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3.2;

$\gamma_{M,fi}$  es el coeficiente parcial de seguridad de la propiedad correspondiente de un material, en la situación de incendio.

NOTA 1 Para las propiedades mecánicas del acero y hormigón, los valores recomendado del coeficiente parcial de seguridad para la situación de incendio son  $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$ ;  $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$ ;  $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$ ;  $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$ . Cuando se necesiten modificaciones, se pueden definir en los correspondientes anexos nacionales a las Normas EN 1992-1-2 y EN 1993-1-2.

NOTA 2 Si se modifican los valores recomendados, puede ser necesario adaptar los valores tabulados.

(2)P Los valores de cálculo de las propiedades térmicas de los materiales  $X_{fi,d}$  se definen como sigue:

- si un incremento de la propiedad es favorable para la seguridad;

$$X_{fi,d} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi} \quad (2.2a)$$

- si un incremento de la propiedad es desfavorable para la seguridad:

$$X_{fi,d} = \gamma_{M,fi} X_{k,\theta} \quad (2.2b)$$

donde

$X_{k,0}$  es el valor de una propiedad de un material en la situación de incendio, generalmente dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3.3;

$\gamma_{M,fi}$  es el coeficiente parcial de seguridad de la propiedad correspondiente del material, para la situación de incendio.

NOTA1 Para las propiedades térmicas del acero y hormigón, el valor recomendado del coeficiente parcial de seguridad para la situación de incendio es  $\gamma_{M,fi} = 1,0$ . Cuando se necesiten modificaciones, se pueden definir en los correspondientes anexos nacionales de las Normas EN 1992-1-2 y EN 1993-1-2.

NOTA 2 Si se modifican los valores recomendados, puede ser necesario adaptar los valores tabulados.

(3) El valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón debería ser  $1,0 f_c$  dividido por  $\gamma_{M,fi,c}$ , antes de aplicar la necesaria reducción de resistencia debida a la temperatura y indicada en el apartado 3.3.2.

## 2.4 Métodos de comprobación

### 2.4.1 Generalidades

(1)P El modelo del sistema estructural adoptado para proyectar con esta Norma EN 1994-1-2 debe reflejar el comportamiento esperado frente al fuego de la estructura.

(2)P Para el correspondiente tiempo de exposición al fuego  $t$  se debe comprobar:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (2.3)$$

donde

$E_{fi,d,t}$  es el efecto de cálculo de las acciones para la situación de incendio, determinado conforme a la Norma EN 1991-1-2, incluyendo los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas;

$R_{fi,d,t}$  es la correspondiente resistencia de cálculo en la situación de incendio.

(3) El cálculo estructural para la situación de incendio debería llevarse a cabo de acuerdo con el punto (2) del apartado 5.1.4 de la Norma EN 1990.

NOTA Para comprobar el requisito de resistencia al fuego normalizado, es suficiente un análisis por elementos aislados.

(4) Los casos en que las reglas de aplicación indicadas en esta parte 1-2 sólo sean válidas para la curva normalizada tiempo-temperatura se identifican en los correspondientes apartados.

(5) Los valores tabulados indicados en el apartado 4.2 se basan en la curva normalizada tiempo-temperatura.

(6)P Como alternativa al dimensionamiento mediante cálculos, el proyecto frente a incendios puede basarse en los resultados de ensayos a fuego, o de ensayos a fuego en combinación con cálculos, véase el apartado 5.2 de la Norma EN 1990.

### 2.4.2 Análisis por elementos aislados

(1) El efecto de las acciones debería determinarse para un tiempo  $t = 0$  usando los factores de combinación  $\psi_{1,1}$  o  $\psi_{2,1}$  de acuerdo con el punto (2) del apartado 4.3.1 de la Norma EN 1991-1-2.

(2) Como simplificación al punto (1), el efecto de las acciones  $E_{fi,d,t}$  puede obtenerse a partir de un cálculo estructural para el dimensionamiento a temperatura normal, como:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (2.4)$$

donde

$E_d$  es el valor de cálculo del esfuerzo correspondiente para el dimensionamiento a temperatura normal, en una combinación fundamental de acciones (véase la Norma EN 1990);

$\eta_{fi}$  es el coeficiente de reducción de  $E_d$ .

(3) El coeficiente de reducción  $\eta_{fi}$  para la combinación de cargas (6.10) en la Norma EN 1990 debería tomarse como:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5)$$

o para las combinaciones de carga (6.10a) y (6.10b) en la Norma EN 1990 como el menor valor resultante de las dos expresiones siguientes:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} \quad (2.5a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5b)$$

donde

$Q_{k,1}$  es el valor característico de la acción variable predominante 1

$G_k$  es el valor característico de una acción permanente

$\gamma_G$  es el coeficiente parcial de seguridad de una acción permanente

$\gamma_{Q,1}$  es el coeficiente parcial de seguridad de una acción variable 1

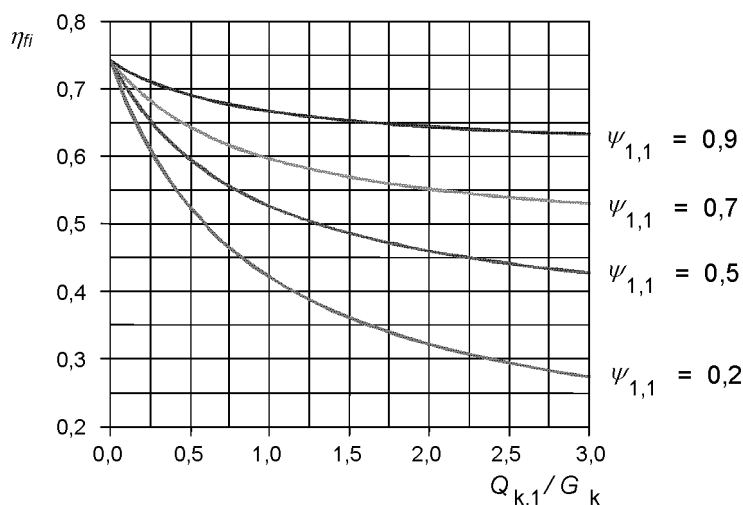
$\xi$  es el coeficiente de reducción de una acción permanente desfavorable  $G_k$

$\psi_{0,1}$  es el factor de combinación del valor característico de una acción variable

$\psi_{fi}$  es el factor de combinación en situación de incendio, dado por  $\psi_{1,1}$  (valor frecuente) o por  $\psi_{2,1}$  (valor cuasipermanente) de acuerdo con el punto (2) del apartado 4.3.1 de la Norma EN 1991-1-2

NOTA 1 La figura 2.1 muestra un ejemplo de la variación del coeficiente de reducción  $\eta_{fi}$  frente a la relación de cargas  $Q_{k,1}/G_k$  para distintos valores del factor de combinación  $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$  de acuerdo con la ecuación (2.5), con las siguientes hipótesis:  $\gamma_G = 1,35$  y  $\gamma_Q = 1,5$ . Los coeficientes parciales de seguridad se especifican en los correspondientes anexos nacionales de la Norma EN 1990. Las ecuaciones (2.5a) y (2.5b) dan valores ligeramente mayores.

NOTA 2 Se puede usar como una simplificación el valor  $\eta_{fi} = 0,65$  recomendado, excepto para cargas impuestas de acuerdo con la categoría E según se indica en la Norma EN 1991-1-1 (áreas susceptibles de acumulación de bienes, incluyendo las áreas de acceso), en las que el valor recomendado es 0,7.



**Figura 2.1 – Variación del coeficiente de reducción  $\eta_{fi}$  con la relación de cargas  $Q_{k,1}/G_k$**

(4) Sólo es necesario considerar los efectos de las deformaciones térmicas producidas por gradientes térmicos a través de la sección transversal. Los efectos de expansiones térmicas axiales o en el plano pueden despreciarse.

(5) Las condiciones de contorno en los apoyos y extremos de un elemento pueden suponerse constantes a lo largo de la exposición al fuego.

(6) Los valores tabulados, los modelos de cálculo simplificados o avanzados indicados, respectivamente, en los apartados 4.2, 4.3 y 4.4, son adecuados para la comprobación de los elementos bajo las condiciones de incendio.

### 2.4.3 Análisis de parte de la estructura

(1) El efecto de las acciones debería determinarse para un tiempo  $t = 0$  usando los factores de combinación  $\psi_{1,1}$  y  $\psi_{2,1}$  de acuerdo con el punto (2) del apartado 4.3.1 de la Norma EN 1991-1-2.

(2) Como alternativa a la realización de un cálculo estructural para la situación de incendio en el instante  $t = 0$ , las reacciones en los apoyos y los esfuerzos internos en los contornos de parte de la estructura pueden obtenerse de un cálculo estructural a temperatura normal, como se indica en el apartado 2.4.2.

(3) La parte de la estructura a analizar se debería especificar en base a las potenciales expansiones y deformaciones térmicas de modo que su interacción con otras partes de la estructura se pueda aproximar mediante condiciones de apoyo y de contorno independientes del tiempo durante la exposición al fuego.

(4)P Dentro de la parte de la estructura a analizar, se deben tener en cuenta el modo de fallo correspondiente a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).

(5) Se puede considerar que las condiciones de contorno en los apoyos y los esfuerzos en los contornos de parte de la estructura permanecen constantes a lo largo de toda la exposición al fuego.

### 2.4.4 Cálculo estructural global

(1)P Cuando se realiza un cálculo estructural global de la situación de incendio, se deben tener en cuenta el modo de fallo correspondiente a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las expansiones y las deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).



## CAPÍTULO 3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

### 3.1 Generalidades

- (1)P En condiciones de incendio se deben tener en cuenta las propiedades dependientes de la temperatura.
- (2) Las propiedades mecánicas y térmicas del acero y hormigón deberían determinarse conforme a los apartados siguientes.
- (3)P Los valores de las propiedades de los materiales indicados en el apartado 3.2 deben tratarse como valores característicos, véase el punto (1)P del apartado 2.3.
- (4) Las propiedades mecánicas del hormigón y del acero tanto para armaduras pasivas como activas a temperatura normal (20 °C) se deberían tomar como las indicadas en la Norma EN 1992-1-1 para el dimensionamiento a temperatura normal.
- (5) Las propiedades mecánicas del acero a 20 °C deberían tomarse como las indicadas en la Norma EN 1993-1-1 para el dimensionamiento a temperatura normal.

### 3.2 Propiedades mecánicas

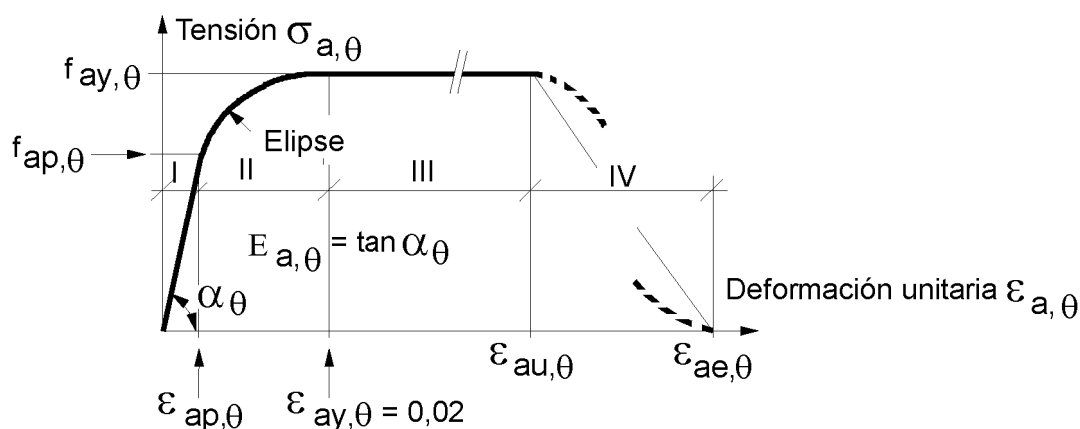
#### 3.2.1 Propiedades de resistencia y deformación del acero estructural

- (1) Para velocidades de aumento de temperatura entre 2 y 50 K/min, las propiedades de resistencia y deformación del acero estructural a temperaturas elevadas deberían obtenerse a partir de la relación tensión-deformación indicada en la figura 3.1.

NOTA Para las reglas de esta norma, se supone que las velocidades de aumento de temperatura entran dentro de los límites especificados.

- (2) Las relaciones tensión-deformación indicadas en la figura 3.1 y en la tabla 3.1 se definen por tres parámetros:

- la pendiente del dominio lineal elástico  $E_{a,\theta}$ ;
- el límite proporcional  $f_{ap,\theta}$ ;
- el nivel máximo de tensión o el límite elástico eficaz  $f_{ay,\theta}$ .



**Figura 3.1 – Modelo matemático para las relaciones tensión-deformación del acero estructural a elevadas temperaturas**

**Tabla 3.1 – Relación entre los distintos parámetros del modelo matemático de la figura 3.1**

<b>Dominio de deformación</b>	<b>Tensión <math>\sigma</math></b>	<b>Módulo tangencial</b>
I/elástico $\varepsilon \leq \varepsilon_{ap,\theta}$	$E_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
II/Tránsito elíptico $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{ay,\theta}$	$(f_{ap,\theta} - c) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}$ <p>con</p> $a^2 = (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c / E_{a,\theta})$ $b^2 = E_{a,\theta} (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) c + c^2$ $c = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{E_{a,\theta} (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$	$\frac{b (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})}{a \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}}$
III/plástico $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0

(3) La tabla 3.2 indica, para elevadas temperaturas del acero  $\theta_a$ , los coeficientes de reducción  $k_\theta$  a aplicar al valor apropiado  $E_a$  o  $f_{ay}$  para determinar los parámetros definidos en el punto (2). Para valores intermedios de la temperatura se pueden hacer interpolaciones lineales.

(4) Como alternativa, para temperaturas menores que 400 °C, las relaciones tensión-deformación especificadas en el punto (2) se amplían para tener en el endurecimiento por deformación indicado en la tabla 3.2, siempre que se evite la inestabilidad local y se limite a 1,25 la relación  $f_{au,\theta}/f_{ay}$ .

NOTA La opción para tener en cuenta endurecimiento por deformación se detalla en el anexo A informativo.

(5) El efecto del endurecimiento por deformación sólo debería tenerse en cuenta si el análisis se basa en modelos de cálculo avanzado de acuerdo con el apartado 4.4. Esto sólo se permite si se prueba que los fallos locales (es decir, pandeo local, fallo por cortante, desconchado del hormigón, etc.) no se producen por incrementos en las deformaciones.

NOTA Los valores de  $\varepsilon_{au,\theta}$  y  $\varepsilon_{ae,\theta}$  que definen el rango de las ramas de máxima tensión y las ramas decrecientes de acuerdo con la figura 3.1, pueden tomarse del anexo A informativo.

(6) La formulación de las relaciones tensión-deformación ha sido deducida de ensayos de tracción. Estas relaciones también pueden aplicarse al acero comprimido.

(7) En el caso de las acciones térmicas de acuerdo con el apartado 3.3 de la Norma EN 1991-1-2 (modelos de fuego natural), particularmente cuando se considere la rama de temperatura decreciente, pueden emplearse como una aproximación suficientemente precisa los valores especificados en la tabla 3.2 para las relaciones tensión-deformación del acero estructural.

**Tabla 3.2 – Coeficientes de reducción  $k_\theta$  para la relaciones tensión–deformación del acero estructural a elevadas temperaturas**

Temperatura del acero $\theta_a$ [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1 000	0,0450	0,0250	0,04	
1 100	0,0225	0,0125	0,02	
1 200	0	0	0	

### 3.2.2 Propiedades de resistencia y deformación del hormigón

(1) Para velocidades de calentamiento entre 2 y 50 K/min, las propiedades de resistencia y deformación del hormigón a elevadas temperaturas deberían obtenerse de las relaciones tensión-deformación indicadas en la figura 3.2.

NOTA Se supone, en las reglas indicadas en esta norma, que las velocidades de calentamiento se encuentran dentro de los límites especificados.

(2)P Las propiedades de resistencia y deformación del hormigón sometido a tensión uniaxial a elevadas temperaturas deben obtenerse de las relaciones tensión-deformación de la Norma EN 1992-1-2 y como se indica en la figura 3.2.

(3) Las relaciones tensión-deformación indicadas en la figura 3.2 se definen por dos parámetros:

- la resistencia a compresión  $f_{c,\theta}$ ; y
- la deformación unitaria  $\varepsilon_{cu,\theta}$  correspondiente a  $f_{c,\theta}$ .

(4) La tabla 3.3 proporciona, para temperaturas elevadas de hormigón  $\theta_c$ , el coeficiente de reducción  $k_{c,\theta}$  que hay que aplicar a  $f_c$  con el fin de determinar  $f_{c,\theta}$  y la deformación unitaria  $\varepsilon_{cu,\theta}$ . Los valores intermedios de temperatura se obtienen por interpolación lineal.

NOTA Debido a las distintas maneras de ensayar las probetas,  $\varepsilon_{cu,\theta}$  muestra una dispersión considerable, lo que viene representado en la tabla B.1. Los valores recomendados para  $\varepsilon_{ce,\theta}$  que definen el rango de la rama descendente pueden tomarse del anexo B.

(5) Para el hormigón ligero los valores de  $\varepsilon_{cu,\theta}$  se deberían obtener, si fuera necesario, a partir de ensayos.

(6) Los parámetros especificados en la tabla 3.3 son válidos para todas las calidades de hormigón con áridos silíceos. Para las calidades de hormigón calcáreo pueden emplearse los mismos parámetros. Normalmente esto queda del lado de la seguridad. Si se necesita información más precisa, se debería hacer referencia a la tabla 3.1 de la Norma EN 1992-1-2.

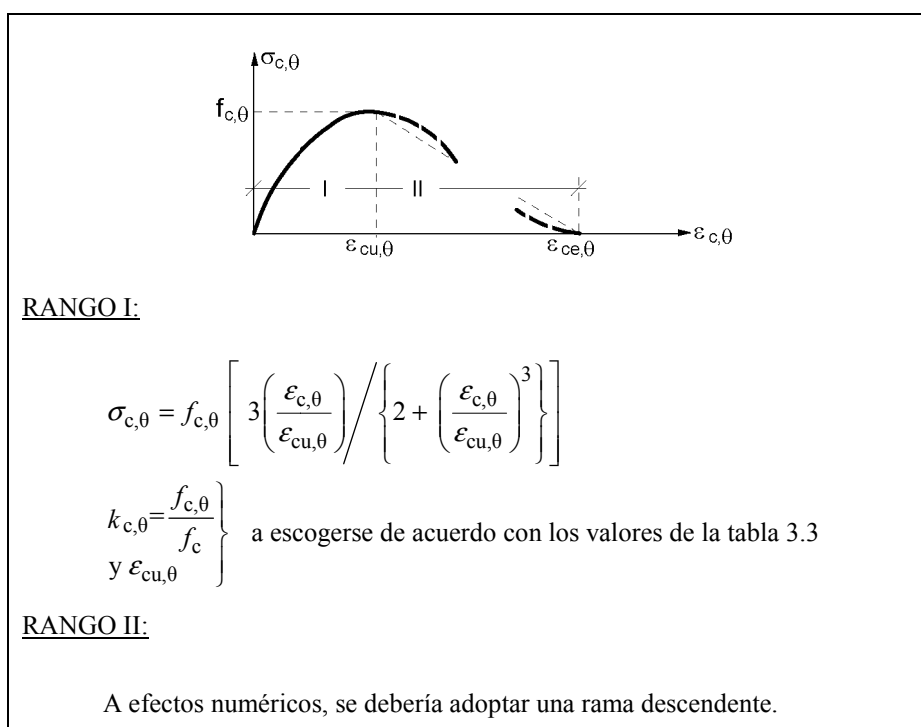
(7) En el caso de acciones térmicas de acuerdo con el apartado 3.3 de la Norma EN 1992-1-2 (modelos de fuego natural), particularmente cuando se considera la rama de temperatura descendente, se debería modificar el modelo matemático de las relaciones tensión-deformación del hormigón especificado en la figura 3.2.

NOTA Dado que el hormigón enfriado tras haber sido calentado no recupera su resistencia a compresión inicial, se puede emplear la propuesta del anexo informativo C en un modelo de cálculo avanzado de acuerdo con el apartado 4.4.

(8) Desde el punto de vista de la seguridad, se puede suponer que la resistencia a tracción del hormigón es nula.

(9) Si se tiene en cuenta la resistencia a tracción del hormigón en las comprobaciones realizadas con un modelo de cálculo avanzado, ésta no debería superar los valores basados en el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1992-1-2.

(10) En el caso de tensiones de tracción en el hormigón, los modelos con una rama descendente de tensión-deformación deberían tomarse como se indica en la figura 3.2.



**Figura 3.2 – Modelo matemático para las relaciones tensión-deformación del hormigón sometido a compresión a elevadas temperaturas**

**Tabla 3.3 – Valores para los dos parámetros principales de las relaciones tensión-deformación del hormigón de peso normal (NC)<sup>1)</sup> y del hormigón ligero (LC)<sup>2)</sup> a temperaturas elevadas**

Temperatura $\theta_c$ [°C] del hormigón	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ NC
	NC <sup>1)</sup>	LC <sup>2)</sup>	
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1 000	0,04	0,16	25,0
1 100	0,01	0,04	25,0
1 200	0	0	–
1) NC: Normal weight concrete			
2) LC: Lightweight concrete. Se designa también como HL.			

### 3.2.3 Aceros para armaduras pasivas

(1) Las propiedades de resistencia y deformación de los aceros para armaduras pasivas a elevadas temperaturas pueden obtenerse mediante el mismo modelo matemático que el presentado en el apartado 3.2.1 para el acero estructural.

(2) Para aceros laminados en caliente pueden emplearse los tres parámetros principales indicados en la tabla 3.2, excepto que el valor de  $k_{u,\theta}$  no debería ser mayor que 1,1.

(3) En la tabla 3.4 (véase también la tabla 3.2a de la Norma EN 1992-1-2) se dan los tres parámetros principales del acero para armaduras pasivas estirado en frío.

NOTA Normalmente no se utilizarán armaduras activas en estructuras mixtas.

(4) En el caso de las acciones térmicas de acuerdo con el apartado 3.3 de la Norma EN 1991-1-2 (modelos de fuego natural), en particular cuando considera la rama de temperatura descendente, los valores especificados en la tabla 3.2 para las relaciones tensión-deformación del acero estructural, pueden utilizarse para los aceros para armaduras pasivas laminados en caliente como una aproximación suficientemente precisa.

**Tabla 3.4 – Coeficientes de reducción  $k_0$  para las relaciones tensión-deformación del acero para las armaduras pasivas estirado en frío**

Temperatura $\theta_s$ [°C] del hormigón	$k_{E,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{f_{sy}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy}}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,96	1,00
200	0,87	0,92	1,00
300	0,72	0,81	1,00
400	0,56	0,63	0,94
500	0,40	0,44	0,67
600	0,24	0,26	0,40
700	0,08	0,08	0,12
800	0,06	0,06	0,11
900	0,05	0,05	0,08
1 000	0,03	0,03	0,05
1 100	0,02	0,02	0,03
1 200	0	0	0

### 3.3 Propiedades térmicas

#### 3.3.1 Aceros estructurales y para armaduras pasivas

(1) La dilatación térmica del acero  $\Delta l/l$ , válido para todos los tipos de acero estructural y para armaduras pasivas, se puede obtener a como sigue:

$$\Delta l/l = -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 750^\circ\text{C} \quad (3.1a)$$

$$\Delta l/l = 11 \cdot 10^{-3} \quad \text{para } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \quad (3.1b)$$

$$\Delta l/l = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta_a \quad \text{para } 860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1\,200^\circ\text{C} \quad (3.1c)$$

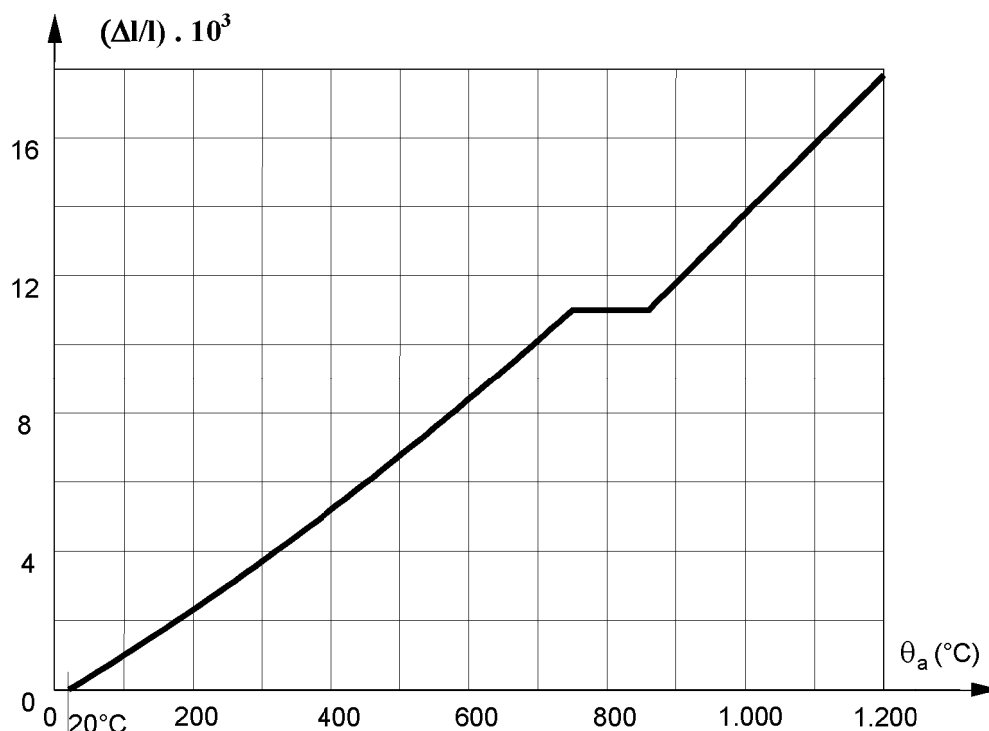
donde

$l$  es la longitud a  $20^\circ\text{C}$  del elemento de acero;

$\Delta l$  es la dilatación debida a la temperatura del elemento de acero;

$\theta_a$  es la temperatura del acero.

(2) La figura 3.3 ilustra la variación con la temperatura de la dilatación térmica.



**Figura 3.3 – Alargamiento térmico del acero en función de la temperatura**

(3) En los modelos simplificados de cálculo (véase 4.3) la relación entre la dilatación térmica y la temperatura del acero puede considerarse lineal. En este caso el alargamiento del acero debería determinarse a partir de:

$$\Delta l / l = 14 \cdot 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (3.1d)$$

(4) El calor específico del acero  $c_a$ , válido para todos los tipos de acero estructural y para armaduras pasivas se puede obtener a partir de:

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3 \quad [\text{J/kgK}] \quad \text{para } 20 \leq \theta_a \leq 600 \text{ °C} \quad (3.2a)$$

$$c_a = 666 - \left( \frac{13\,002}{\theta_a - 738} \right) \quad [\text{J/kgK}] \quad \text{para } 600 < \theta_a \leq 735 \text{ °C} \quad (3.2b)$$

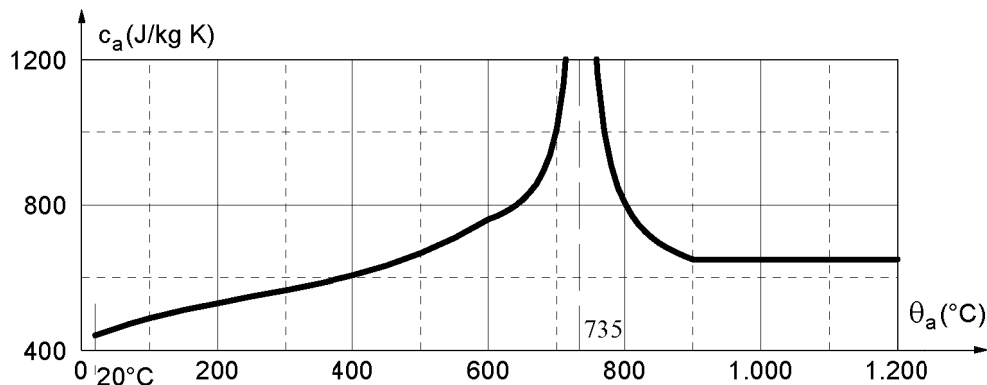
$$c_a = 545 + \left( \frac{17\,820}{\theta_a - 731} \right) \quad [\text{J/kgK}] \quad \text{para } 735 < \theta_a \leq 900 \text{ °C} \quad (3.2c)$$

$$c_a = 650 \quad [\text{J/kgK}] \quad \text{para } 900 < \theta_a \leq 1\,200 \text{ °C} \quad (3.2d)$$

donde

$\theta_a$  es la temperatura del acero.

(5) La figura 3.4 ilustra la variación del calor específico con la temperatura.



**Figura 3.4 – Calor específico del acero en función de la temperatura**

(6) En los modelos simplificados de cálculo (véase 4.3) el calor específico puede considerarse independiente de la temperatura del acero. En este caso debería tomarse el siguiente valor medio:

$$c_a = 600 \quad [\text{J/kgK}] \quad (3.2e)$$

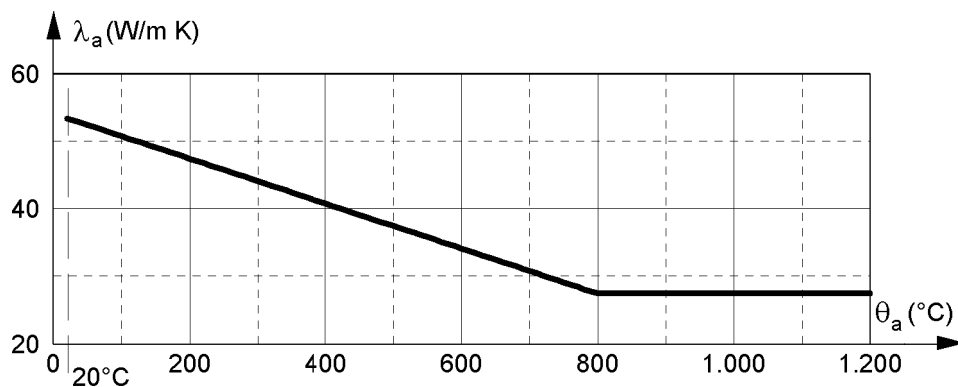
(7) La conductividad térmica del acero  $\lambda_a$ , válida para todos los tipos de acero estructural y para armaduras pasivas, se puede obtener como sigue:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C} \quad (3.3a)$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } 800^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1\,200^\circ\text{C} \quad (3.3b)$$

donde  $\theta_a$  es la temperatura del acero.

(8) La figura 3.5 ilustra la variación con la temperatura de la conductividad térmica.



**Figura 3.5 – Conductividad térmica del acero en función de la temperatura**

(9) En los modelos simplificados de cálculo (véase 4.3) la conductividad térmica puede considerarse independiente de la temperatura del acero. En este caso debería tomarse el siguiente valor medio:

$$\lambda_a = 45 \quad [\text{W/mK}] \quad (3.3c)$$



### 3.3.2 Hormigón de peso normal

(1) La dilatación térmica  $\Delta l/l$  del hormigón de peso normal y del hormigón con árido silíceo, puede obtenerse como sigue:

$$\Delta l/l = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta_c^3 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C} \quad (3.4a)$$

$$\Delta l/l = 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{para } 700^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1\,200^\circ\text{C} \quad (3.4b)$$

donde

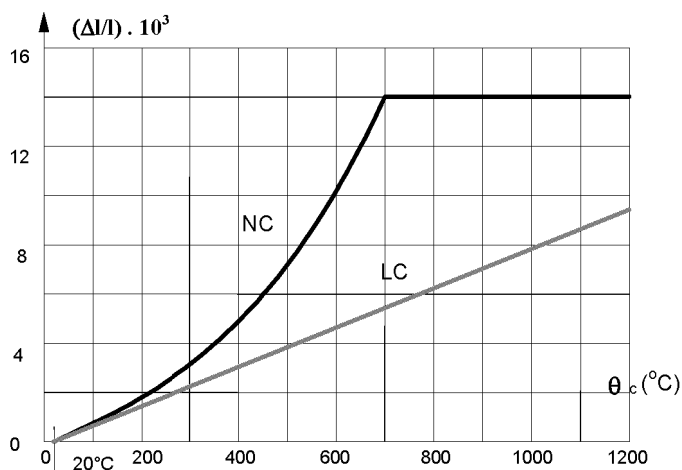
$l$  es la longitud del elemento de hormigón a  $20^\circ\text{C}$ ;

$\Delta l$  es la dilatación del elemento de hormigón debida a la temperatura;

$\theta_c$  es la temperatura del hormigón.

NOTA En el punto (1) del apartado 3.3.1 de la Norma EN 1992-1-2 se hace referencia al hormigón calcáreo.

(2) La figura 3.6 ilustra la variación de la dilatación térmica con la temperatura.



**Figura 3.6 – Dilatación térmica del hormigón de peso normal (NC) y del hormigón ligero (LC) en función de la temperatura**

(3) En los modelos simplificados de cálculo (véase 4.3) la relación entre la dilatación térmica y la temperatura del hormigón puede considerarse lineal. En este caso la dilatación térmica del hormigón debería determinarse a partir de:

$$\Delta l/l = 18 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (3.4c)$$

(4) El calor específico  $c_c$  del hormigón de peso normal seco, silíceo o calcáreo, puede deducirse de:

$$c_c = 900 \quad [\text{J/kg K}] \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100^\circ\text{C} \quad (3.5a)$$

$$c_c = 900 + (\theta_c - 100) \quad [\text{J/kg K}] \quad \text{para } 100^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C} \quad (3.5b)$$

$$c_c = 1\,000 + (\theta_c - 200)/2 \quad [\text{J/kg K}] \quad \text{para } 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C} \quad (3.5c)$$

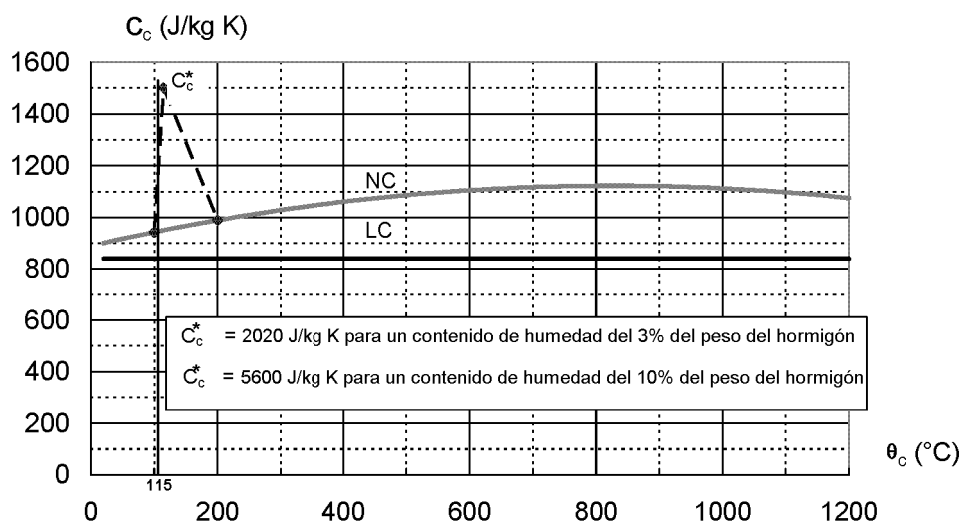
$$c_c = 1100 \quad [\text{J/kg K}] \quad \text{para } 400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1\,200^\circ\text{C} \quad (3.5d)$$

donde  $\theta_c$  es la temperatura del hormigón.

NOTA Se puede aproximar la variación de  $c_c$  como una función de la temperatura mediante:

$$c_{c,\theta} = 890 + 56,2 (\theta_c / 100) - 3,4 (\theta_c / 100)^2 \quad (3.5e)$$

(5) La figura 3.7 ilustra la variación del calor específico con la temperatura de acuerdo con la ecuación (3.5e).



**Figura 3.7 – Calor específico del hormigón de peso normal (NC) y del hormigón ligero (LC) en función de la temperatura**

(6) En los modelos de cálculo simplificados (véase 4.3) se puede considerar el calor específico independiente de la temperatura del hormigón. En este caso se debería tomar el siguiente valor:

$$c_c = 1\,000 \quad [\text{J/kg K}] \quad (3.5f)$$

(7) El contenido de humedad del hormigón debería tomarse igual al contenido de humedad de equilibrio. Si no se dispone de estos datos, el contenido de humedad no debería superar el 4% del peso del hormigón.

(8) Si el contenido de humedad no se considera explícitamente en el equilibrio térmico, las ecuaciones indicadas en el punto (4) para el calor específico pueden completarse con un valor pico, que se muestra en la figura 3.7, situado entre 100 °C y 200 °C, como 115 °C.

$$c_c^* = 2\,020 \quad \text{para un contenido de humedad del 3\% del peso del hormigón} \quad [\text{J/kg K}] \quad (3.5g)$$

$$c_c^* = 5\,600 \quad \text{para un contenido de humedad del 10\% del peso del hormigón} \quad [\text{J/kg K}] \quad (3.5h)$$

La última situación puede darse en perfiles huecos rellenos de hormigón.

(9) La conductividad térmica  $\lambda_c$  del hormigón de peso normal se puede determinar entre los límites inferior y superior indicados en el punto (10).

NOTA 1 El valor de la conductividad térmica puede establecerse en el anexo nacional dentro del rango definido por los límites superior o inferior.

NOTA 2 El límite superior se ha obtenido de ensayos de elementos estructurales mixtos de acero y hormigón. Se recomienda el uso del límite superior.

(10) El límite superior de la conductividad térmica  $\lambda_c$  del hormigón de peso normal se puede obtener a partir de:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\theta_c / 100) + 0,0107 (\theta_c / 100)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1\,200^\circ\text{C} \quad (3.6a)$$

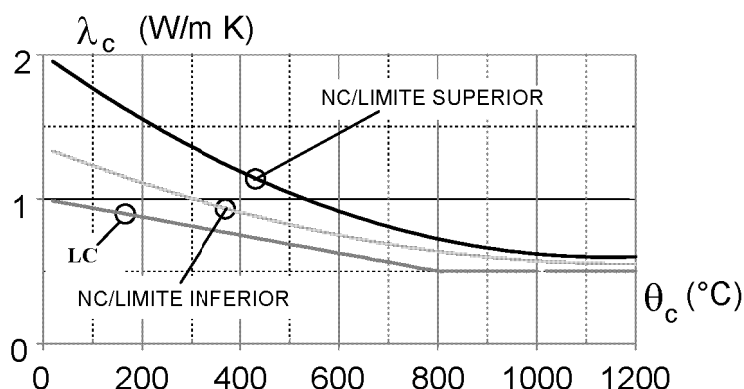
donde  $\theta_c$  es la temperatura del hormigón.

El límite inferior de la conductividad térmica  $\lambda_c$  del hormigón de peso normal puede obtenerse de:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta_c / 100) + 0,0057 (\theta_c / 100)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1\,200^\circ\text{C} \quad (3.6b)$$

donde  $\theta_c$  es la temperatura del hormigón.

(11) La figura 3.8 ilustra la variación de la conductividad térmica con la temperatura.



**Figura 3.8 – Conductividad térmica del hormigón de peso de peso normal (NC) y del hormigón ligero (LC) en función de la temperatura**

(12) En los modelos de cálculo simplificados (véase 4.3) la conductividad térmica puede considerarse independiente de la temperatura del hormigón. En este caso debería tomarse el siguiente valor:

$$\lambda_c = 1,60 \quad [\text{W/mK}] \quad (3.6c)$$

### 3.3.3 Hormigón ligero

(1) La dilatación térmica  $\Delta l / l$  del hormigón ligero se puede obtener a partir de:

$$\Delta l / l = 8 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (3.7)$$

donde

$l$  es la longitud del elemento de hormigón ligero a la temperatura ambiente;

$\Delta l$  es la dilatación debida a la temperatura del elemento de hormigón ligero;

$\theta_c$  es la temperatura del hormigón ligero [ $^\circ\text{C}$ ].

(2) El calor específico  $c_c$  del hormigón ligero puede considerarse independiente de la temperatura del hormigón:

$$c_c = 840 \quad [\text{J/kg K}] \quad (3.8)$$

(3) La conductividad térmica  $\lambda_c$  del hormigón ligero se puede obtener como sigue:

$$\lambda_c = 1,0 - (\theta_c / 1600) \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 800^\circ\text{C} \quad (3.9a)$$

$$\lambda_c = 0,5 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } \theta_c > 800^\circ\text{C} \quad (3.9b)$$

(4) Las figuras 3.6, 3.7 y 3.8 ilustran la variación de la dilatación térmica con la temperatura, del calor específico y de la conductividad térmica.

(5) El contenido de humedad del hormigón debería tomarse igual al contenido de humedad de equilibrio. Si no se dispone de estos datos, el contenido de humedad no debería superar el 5% del peso del hormigón.

### 3.3.4 Materiales de protección frente al fuego

(1)P Las propiedades y el comportamiento de los materiales de protección frente al fuego deben evaluarse usando los métodos de ensayo indicados en las Normas ENV 13381-1, ENV 13381-2; ENV 13381-4, ENV 13381-5 y ENV 13381-6.

## 3.4 Densidad

(1)P La densidad del acero  $\rho_a$  se debe considerar independiente de la temperatura de éste. Se debe tomar el siguiente valor:

$$\rho_a = 7\,850 \quad [\text{kg/m}^3] \quad (3.10)$$

(2) Para las cargas estáticas se puede considerar que la densidad del hormigón  $\rho_c$  es independiente de la temperatura del hormigón. Para el cálculo de la respuesta térmica se puede considerar la variación de  $\rho_c$  en función de la temperatura de acuerdo con el punto (3) del apartado 3.3.2 de la Norma EN 1992-1-2.

NOTA La variación de  $\rho_c$  en función de la temperatura se puede aproximar mediante:

$$\rho_{c,\theta} = 2354 - 23,47 (\theta_c / 100) \quad (3.11)$$

(3) Para el hormigón de peso normal (NC) sin armar se puede adoptar el siguiente valor:

$$\rho_{c,NC} = 2\,300 \quad [\text{kg/m}^3] \quad (3.12a)$$

(4)P La densidad del hormigón ligero (LC) sin armar, considerada en esta Norma EN 1994-1-2 para el dimensionamiento de estructuras sometidas al fuego, debe estar en el rango siguiente:

$$\rho_{c,LC} = 1\,600 \text{ a } 2\,000 \quad [\text{kg/m}^3] \quad (3.12b)$$

## CAPÍTULO 4 PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO

### 4.1 Introducción

(1)P La comprobación del comportamiento de una estructura en una situación de incendio se debe basa en los requisitos del capítulo 5 “Detalles constructivos” y en uno de los siguientes procedimientos de cálculo permitidos:

- soluciones de cálculo reconocidas, llamadas valores tabulados, para tipos específicos de elementos estructurales;
- modelos de cálculo simplificados para tipos específicos de elementos estructurales;
- modelos de cálculo avanzados para simular el comportamiento de toda la estructura (véase 2.4.4), de partes de la estructura (véase 2.4.3) o de un sólo elemento estructural (véase 2.4.2).

NOTA La decisión sobre el uso de modelos de cálculo avanzados para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional.

(2)P La aplicación de valores tabulados o de modelos de cálculo simplificados se limita a elementos estructurales individuales, considerados como directamente expuestos al fuego en toda su longitud. La acción térmica se toma de acuerdo con la exposición al fuego normalizado, y se da por hecho que existe la misma distribución de temperatura a lo largo de toda la longitud de los elementos estructurales. No se permite la extrapolación fuera del rango de la evidencia experimental.

(3) Los valores tabulados y los modelos de cálculo simplificados deberían dar resultados conservadores en comparación con los de los ensayos correspondientes o con los modelos de cálculo avanzados.

(4)P La aplicación de modelos de cálculo avanzados contempla la respuesta al fuego de los elementos estructurales, subsistemas o estructuras completas y permite, cuando proceda, la comprobación de la interacción entre partes de la estructura directamente expuestas al fuego y aquéllas que no lo están.

(5)P En los modelos de cálculo avanzados, los principios de ingeniería se deben aplicar a cada caso de una manera realista.

(6)P Cuando no son aplicables ni los valores tabulados ni los modelos de cálculo simplificados, es necesario usar bien un método de cálculo avanzado o bien un método basado en los resultados de ensayos.

(7)P Los niveles de carga se definen por la relación entre el correspondiente valor de cálculo del efecto de las acciones y el valor de cálculo de la resistencia:

$$\eta = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,0 ; \text{ nivel de carga referido a la Norma EN 1994-1-1.} \quad (4.1)$$

donde

$E_d$  es el efecto de cálculo de las acciones para el dimensionamiento a temperatura normal; y

$R_d$  es el valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura normal;

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} ; \text{ nivel de carga para el cálculo frente a incendio.}$$

donde

$E_{fi,d,t}$  es el efecto de cálculo de las acciones en la situación de incendio, en el instante  $t$ .

(8)P Para un análisis global de la estructura (estructuras completas) se deben combinar las acciones mecánicas utilizando la combinación accidental indicada en el apartado 4.3 de la Norma EN 1991-1-2.

(9)P Para cualquier tipo de cálculo estructural de acuerdo con los apartados 2.4.2, 2.4.3 y 2.4.4, el criterio de fallo portante “R” se alcanza cuando el valor de cálculo de la resistencia en situación de incendio  $R_{fi,d,t}$  ha disminuido hasta el nivel del efecto de cálculo de las acciones en situación de incendio  $E_{fi,d,t}$ .

(10) Para el modelo de cálculo de los “valores tabulados” del apartado 4.2,  $R_{fi,d,t}$  puede calcularse como  $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$

(11) Los modelos de cálculo simplificados para losas y vigas pueden basarse en distribuciones de temperatura conocidas en la sección transversal, como se indica en el apartado 4.3, y en propiedades de los materiales, como se indica en el capítulo 3.

(12) Para losas y vigas en las que las distribuciones de la temperatura se determinan por otros métodos apropiados o por ensayos, la resistencia de las secciones transversales puede calcularse directamente utilizando las propiedades de los materiales indicadas en el capítulo 3, siempre que se eviten la inestabilidad u otros efectos de fallo prematuros.

(13) Para una viga conectada a una losa, la resistencia a rasante aportada por la armadura transversal debería determinarse según el apartado 6.6.6 de la Norma EN 1994-1-1. En este caso, debería ignorarse la contribución de la chapa conformada de acero cuando su temperatura sea superior a los 350 °C. La anchura eficaz  $b_{eff}$  a elevadas temperaturas puede tomarse como el valor del apartado 5.4.1.2 de la Norma EN 1994-1-1.

(14) La regla (13) se aplica si la distancia al eje de estas armaduras transversales satisface lo expuesto en la columna 3 de la tabla 5.8 de la Norma EN 1992-1-2.

(15) En este documento, se entiende que los pilares sometidos a condiciones de incendio se calientan de igual forma alrededor de toda su sección transversal, mientras que las vigas que sujetan un forjado sólo se calientan por los tres lados inferiores.

(16) Para vigas conectadas a losas con chapas nervadas de acero se puede suponer una exposición al fuego por tres caras, cuando al menos el 85% de la parte superior del perfil de acero esté directamente cubierto por la chapa de acero.

## 4.2 Valores tabulados

### 4.2.1 Campo de aplicación

(1) Las siguientes reglas se refieren al análisis por elementos aislados de acuerdo con el apartado 2.4.2. Éstas sólo son válidas para una exposición al fuego normalizado.

(2) Los datos indicados a continuación dependen del nivel de carga  $\eta_{fi,t}$  de acuerdo con los puntos (7)P, (9)P y (10) del apartado 4.1.

(3) El efecto de cálculo de las acciones en la situación de incendio, supuesto independiente del tiempo, puede tomarse como  $E_{fi,d}$  de acuerdo con el punto (2) del apartado 2.4.2.

(4)P Se debe comprobar que  $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$ .

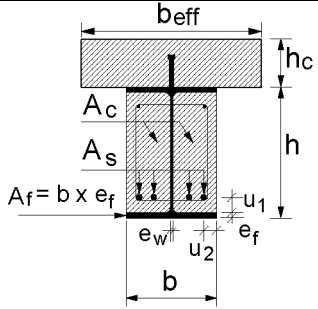
(5) Para los valores tabulados indicados en las tablas 4.1 a 4.7, se permite la interpolación lineal para todos los parámetros físicos.

NOTA Cuando por el momento es imposible la clasificación, esto se indica con “-” en las tablas.

#### 4.2.2 Viga mixta formada por una viga de acero parcialmente embebida en hormigón

(1) Las vigas mixtas formadas por una viga de acero parcialmente embebida en hormigón (figura 1.5) pueden clasificarse en función del nivel de carga  $\eta_{fi,t}$ , la anchura de la viga  $b$  y la armadura adicional  $A_s$  relacionada con el área del ala inferior  $A_f$  tal y como se indica en la tabla 4.1.

**Tabla 4.1 – Dimensiones mínimas  $b$  de la sección transversal y armaduras pasivas adicionales mínimas en relación al área del ala  $A_s/A_f$ , para vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón**

		Resistencia al fuego normalizado				
		R30	R60	R90	R120	R180
1	Condiciones de aplicación:					
	losa: $h_c \geq 120 \text{ mm};$ $b_{\text{eff}} \leq 5 \text{ m};$					
	perfil de acero: $b/e_w \geq 15;$ $e_f/e_w \leq 2;$					
	área de armadura pasiva adicional, en relación al área total entre las alas: $A_s/(A_c + A_s) \leq 5\%$					
	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,3$					
	$b$ (mm) mínimo y armadura pasiva adicional $A_s$ en relación al área del ala $A_s/A_f$					
1.1	$h \geq 0,9 \times b$ mínimo	70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0
1.2	$h \geq 1,5 \times b$ mínimo	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
1.3	$h \geq 2,0 \times b$ mínimo	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
2	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,5;$					
	$b$ (mm) mínimo y armadura $A_s$ adicional en relación al área del ala $A_s/A_f$					
2.1	$h \geq 0,9 \times b$ mínimo	80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	—
2.2	$h \geq 1,5 \times b$ mínimo	80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5
2.3	$h \geq 2,0 \times b$ mínimo	70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3
2.4	$h \geq 3,0 \times b$ mínimo	60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3
3	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,7;$					
	$b$ (mm) mínimo y armadura $A_s$ adicional en relación al área del ala $A_s/A_f$					
3.1	$h \geq 0,9 \times b$ mínimo	80/0,0	270/0,4	300/0,6	—	—
3.2	$h \geq 1,5 \times b$ mínimo	80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	—
3.3	$h \geq 2,0 \times b$ mínimo	70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0
3.4	$h \geq 3,0 \times b$ mínimo	70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8

(2) Los valores dados en la tabla 4.1 son válidos para vigas simplemente apoyadas.

(3) Al determinar  $R_d$  y  $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$  en conexión con la tabla 4.1, se deberían observar las siguientes reglas:

- el espesor del alma  $e_w$  no supera 1/15 de la anchura  $b$ ;
- el espesor del ala inferior  $e_f$  no supera dos veces el espesor del alma  $e_w$ ;
- el espesor de la losa de hormigón  $h_c$  es, al menos, 120 mm;
- el área de la armadura adicional en relación con el área total entre las alas  $A_s/(A_c + A_s)$  no supera el 5%;
- el valor de  $R_d$  se calcula en base a la Norma EN 1994-1-1 siempre que:

la anchura eficaz de la losa  $b_{eff}$  no supera los 5 m,

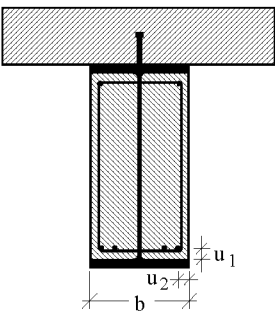
la armadura adicional  $A_s$  no se tiene en cuenta.

(4) Los valores dados en la tabla 4.1 son válidos para el acero estructural de tipo S355. Si se emplea otra clase de acero, los valores mínimos de las armaduras adicionales indicados en la tabla 4.1 deberían multiplicarse por la relación entre el límite elástico de este otro tipo de acero y el límite elástico para el tipo S355.

(5) Los valores indicados en la tabla 4.1 son válidos para el acero de tipo B500 empleados para la armadura pasiva adicional  $A_s$ .

(6) Los valores indicados en las tablas 4.1 y 4.2 son válidos para las vigas conectadas a losas planas de hormigón armado.

**Tabla 4.2 – Mínima distancia de la armadura pasiva adicional de las vigas mixtas**

	Anchura del perfil $b$ [mm]	Mínima distancia [mm]	Resistencia al fuego normalizado			
			R60	R90	R120	R180
170		$u_1$	100	120	–	–
		$u_2$	45	60	–	–
200		$u_1$	80	100	120	–
		$u_2$	40	55	60	–
250		$u_1$	60	75	90	120
		$u_2$	35	50	60	60
$\geq 300$		$u_1$	40	50	70	90
		$u_2$	25*	45	60	60

NOTA \* Este valor tiene que comprobarse de acuerdo con el apartado 4.4.1.2 de la Norma EN 1992-1-1.

(7) Los valores indicados en las tablas 4.1 y 4.2 pueden utilizarse en vigas conectadas a forjados mixtos con chapas nervadas de acero, si al menos el 85% de la parte superior del perfil de acero está cubierta directamente por la chapa conformada. En caso contrario, es necesario emplear material de relleno de huecos encima de las vigas.

(8) El material empleado para rellenar los huecos debería ser adecuado para proteger el acero frente al fuego (véanse las Normas Experimentales ENV 13381-4 y/o la ENV 13381-5).

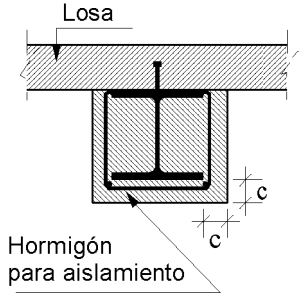
(9) La armadura pasiva adicional tiene que colocarse lo más cerca posible del ala inferior teniendo en cuenta la distancia  $u_1$  y  $u_2$  de la tabla 4.2.



(10) Si el hormigón que envuelve la viga de acero tiene sólo una función aislante, la resistencia al fuego R30 a R180 puede satisfacerse con un recubrimiento del hormigón  $c$  del perfil de acero de acuerdo con la tabla 4.3.

NOTA Para R30, sólo es necesario situar el hormigón entre las alas del perfil de acero.

**Tabla 4.3 – Recubrimiento mínimo de hormigón de un perfil de acero con el hormigón actuando como protección frente al fuego**

	Resistencia al fuego normalizado				
	R30	R60	R90	R120	R180
Recubrimiento del hormigón $c$ [mm]	0	25	30	40	50

(11) Cuando el hormigón envolvente tiene sólo una función aislante, la malla se debería colocar de acuerdo con el punto (6) del apartado 5.1, excepto para R30.

#### 4.2.3 Pilares mixtos

##### 4.2.3.1 Generalidades

(1) Las tablas 4.4, 4.6 y 4.7 son válidas para pórtico arriostrados.

(2) Los niveles de carga  $\eta_{fi,t}$  en las tablas 4.6 y 4.7 se definen en el punto (7)P del apartado 4.1, suponiendo que para el cálculo de  $R_d$  se trata de apoyos rematados en articulaciones, siempre que ambos extremos del pilar tengan la rotación coaccionada en la situación de incendio.

(3) Al usar las tablas 4.6 y 4.7,  $R_d$  tiene que basarse en dos veces la longitud de pandeo utilizada en la situación de proyecto de incendio.

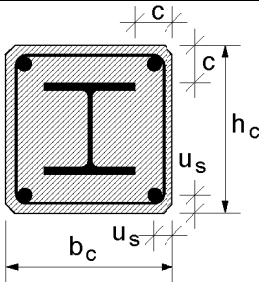
(4) Las tablas 4.4 a 4.7 son válidas tanto para cargas axiales concéntricas como para cargas excéntricas aplicadas a los pilares. Al determinar  $R_d$ , el valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura normal se debería tener en cuenta la excentricidad de la carga.

(5) Los valores tabulados indicados en las tablas 4.4 a 4.7 son válidos para pilares con una longitud máxima de 30 veces la mínima dimensión externa de la sección transversal escogida.

##### 4.2.3.2 Pilares mixtos formados por perfiles de acero totalmente embebidos

(1) Los pilares mixtos formados por perfiles de acero totalmente embebidos pueden clasificarse en función de la dimensión  $b_c$  y  $h_c$  del recubrimiento  $c$  de hormigón del perfil de acero y de la mínima distancia  $u_s$  al eje de las armaduras pasivas indicadas en las dos soluciones alternativas de la tabla 4.4.

**Tabla 4.4 – Dimensiones mínimas de la sección transversal, recubrimiento mínimo de hormigón del perfil de acero y distancia mínima al eje de las armaduras pasivas, de pilares mixtos formados por perfiles de acero totalmente embebidos**

		Resistencia al fuego normalizado					
		R30	R60	R90	R120	R180	R240
1.1	Dimensiones mínimas $h_c$ y $b_c$ [mm]	150	180	220	300	350	400
1.2	recubrimiento mínimo con hormigón del perfil de acero $c$ [mm]	40	50	50	75	75	75
1.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm]	20*	30	30	40	50	50
2.1	dimensiones mínimas $h_c$ y $b_c$ [mm]	-	200	250	350	400	-
2.2	recubrimiento mínimo con hormigón del perfil $c$ [mm]	-	40	40	50	60	-
2.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm]	-	20*	20*	30	40	-

NOTA \* Estos valores tienen que comprobarse de acuerdo con el apartado 4.4.1.2 de la Norma EN 1992-1-1.

(2) Se pueden usar todos los niveles de carga  $\eta_{fi,t}$  si se aplica el punto (10) del apartado 4.1.

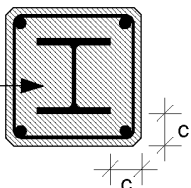
(3) La armadura pasiva debería consistir de un mínimo de 4 barras de 12 mm de diámetro. En todos los casos el porcentaje mínimo de armadura longitudinal debería cumplir los requisitos de la Norma EN 1994-1-1.

(4) El porcentaje máximo de armadura longitudinal debería cumplir los requisitos de la Norma EN 1994-1-1. Para los estribos debería hacerse referencia a la Norma EN 1992-1-1.

(5) Si el recubrimiento del hormigón del perfil de acero tiene sólo una función aislante, al dimensionar el pilar a temperatura normal, la resistencia al fuego R30 a R180 puede satisfacerse con un recubrimiento del hormigón  $c$  del perfil de acero de acuerdo con la tabla 4.5.

NOTA Para R30, sólo es necesario colocar hormigón entre las alas del perfil de acero

**Tabla 4.5 – Recubrimiento mínimo de hormigón para un perfil de acero con el hormigón actuando como protección frente al fuego**

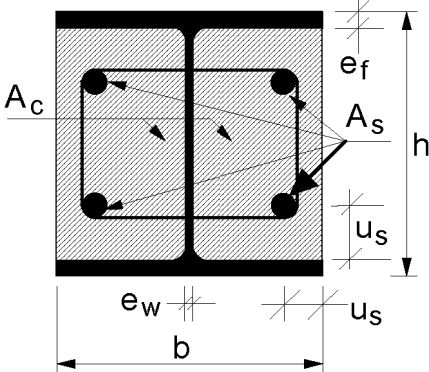
	Resistencia al fuego normalizado				
	R30	R60	R90	R120	R180
Recubrimiento del hormigón $c$ [mm]	0	25	30	40	50

(6) Cuando el hormigón envolvente tiene sólo una función aislante, la malla se debería colocar de acuerdo con el punto (6) del apartado 5.1, excepto para R30.

#### 4.2.3.3 Pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos

(1) Los pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos pueden clasificarse en función del nivel de carga  $\eta_{fi,t}$ , la dimensión  $b$  o  $h$ , la distancia mínima al eje de las armaduras pasivas  $u_s$  y la relación entre el espesor del alma  $e_w$  y el espesor del ala  $e_f$  dados en la tabla 4.6.

**Tabla 4.6 – Dimensiones mínimas de la sección transversal, distancias mínimas al eje y cuantías entre armaduras mínimas de pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos**

		Resistencia al fuego normalizado			
		R30	R60	R90	R120
	Minimum ratio of web to flange thickness $e_w/e_f$	0,5	0,5	0,5	0,5
1	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,28$				
1.1	dimensiones mínimas $h$ y $b$ [mm]	160	200	300	400
1.2	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm]	-	50	3	4
1.3	cuantía mínima de armaduras $A_s/(A_c + A_s)$ en %	-	4		
2	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,47$				
2.1	dimensiones mínimas $h$ y $b$ [mm]	160	300	400	-
2.2	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm]	-	50	70	-
2.3	cuantía mínima de armaduras $A_s/(A_c + A_s)$ en %	-	4	4	-
3	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,66$				
3.1	dimensiones mínimas $h$ y $b$ [mm]	160	400	-	-
3.2	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm]	40	70	-	-
3.3	cuantía mínima de armaduras $A_s/(A_c + A_s)$ en %	1	4	-	-

NOTA Los valores del nivel de carga  $\eta_{fi,t}$  han sido adaptados a las reglas de cálculo para pilares mixtos en la Norma EN 1994-1-1.

(2) Al determinar  $R_d$  y  $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$ , en conexión con la tabla 4.6, no se deberían tener en cuenta cuantías de las armaduras  $A_s/(A_c + A_s)$  mayores que el 6% o menores que el 1%.

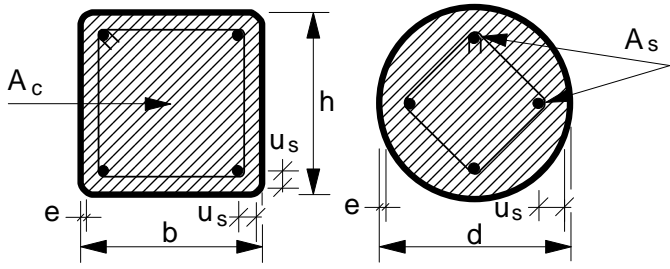
(3) La tabla 4.6 puede utilizarse para los aceros estructurales de tipos S235, S275 y S355.

#### 4.2.3.4 Pilares mixtos formados por perfiles huecos rellenos de hormigón

(1) Los pilares mixtos formados por perfiles huecos rellenos de hormigón pueden clasificarse en función del nivel de carga  $\eta_{fi,t}$ , de la dimensión  $b$ ,  $h$  o  $d$  de la sección transversal, de la cuantía de la armadura  $A_s/(A_c + A_s)$  y de la distancia mínima al eje de las armaduras  $u_s$  de acuerdo con la tabla 4.7.

NOTA Como alternativa a este método, pueden usarse las reglas de cálculo de los apartados 5.3.2 ó 5.3.3 de la Norma EN 1992-1-2 cuando no se tenga en cuenta el tubo de acero.

**Tabla 4.7 – Dimensiones mínimas de la sección transversal, cuantías mínimas de armaduras y distancias mínimas de las armaduras pasivas de pilares mixtos formados por perfiles huecos rellenos de hormigón**

	 <p>perfil de acero: <math>(b/e) \geq 25</math> o <math>(d/e) \geq 25</math></p>	Resistencia al fuego normalizado				
		R30	R60	R90	R120	R180
1	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,28$ ;					
1.1	dimensiones mínimas h y b o diámetro mínimo d [mm];	160	200	220	260	400
1.2	cuantía mínima de armadura $A_s/(A_c + A_s)$ en %;	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm].	-	30	40	50	60
2	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,47$ ;					
2.1	dimensiones mínimas h y b o mínimo diámetro d [mm];	260	260	400	450	500
2.2	cuantía mínima de armadura $A_s/(A_c + A_s)$ en %;	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm].	-	30	40	50	60
3	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,66$ ;					
3.1	dimensiones mínimas h y b o diámetro mínimo d [mm];	260	450	550	-	-
3.2	cuantía mínima de armadura $A_s/(A_c + A_s)$ en %;	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm].	25	30	40	-	-

NOTA Los valores del nivel de carga  $\eta_{fi,t}$  han sido adaptadas a las reglas de cálculo para pilares mixtos en la Norma EN 1994-1-1.

(2) Al calcular  $R_d$  y  $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$ , en conexión con la tabla 4.7, se aplican las siguientes reglas:

- independientemente del tipo de acero de las perfiles huecos, se tiene emplea un límite elástico nominal de  $235 \text{ N/mm}^2$ ;
- se considera el espesor e de la pared del perfil hueco hasta un máximo de  $1/25$  de b o d;
- no se tienen en cuenta las cuantías de armaduras  $A_s/(A_c + A_s)$  superiores al 3%;
- se considera la resistencia del hormigón del dimensionamiento a temperatura normal.

(3) Los valores indicados en la tabla 4.7 son válidos para un acero de tipo B500 empleado en la armadura  $A_s$ .

### 4.3 Modelos de cálculo simplificados

#### 4.3.1 Reglas generales para losas mixtas y vigas mixtas

(1) Las siguientes reglas se refieren a análisis de elementos de acuerdo con el apartado 2.4.2. Sólo son válidas para la exposición al fuego normalizado.

(2) A continuación se dan reglas que son comunes para las losas mixtas y para las vigas mixtas. Además, en los apartados 4.3.2 y 4.3.2 se dan reglas para losas y en el apartado 4.3.4 para vigas mixtas.

(3)P Para vigas mixtas en que la sección eficaz es de clase 1 o clase 2 (véase la Norma EN 1993-1-1), y para losas mixtas, el valor de cálculo de la resistencia a flexión debe determinarse mediante la teoría plástica.

(4) La fibra neutra plástica de una losa mixta o de una viga mixta se puede obtener mediante:

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \left( \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) + \alpha_{losa} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \left( \frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) = 0 \quad (4.2)$$

donde

$\alpha_{losa}$  es el coeficiente que tiene en cuenta la hipótesis del bloque rectangular de tensiones al calcular losas  
 $\alpha_{losa} = 0,85$ ;

$f_{y,i}$  es el límite elástico nominal  $f_y$  para el área elemental de acero  $A_i$ , tomado como positivo en el lado de la compresión de la fibra neutra plástica y negativo en el lado de tracción;

$f_{c,j}$  es el valor de cálculo de la resistencia del área elemental de hormigón  $A_j$  a 20 °C. La tracción no se tiene en cuenta en las partes de hormigón;

$k_{y,\theta,i}$  o  $k_{c,\theta,j}$  se definen en la tabla 3.2 o la tabla 3.3

(5) El valor de cálculo del momento resistente  $M_{fi,t,Rd}$  pueden determinarse a partir de:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} \left( \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}} \right) + \alpha_{losa} \sum_{j=1}^m A_j z_j k_{c,\theta,j} \left( \frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) \quad (4.3)$$

donde

$z_i, z_j$  es la distancia entre la fibra neutra plástica y el centro de gravedad del área elemental  $A_i$  o  $A_j$ .

(6) Para losas y vigas mixtas continuas, se aplican las reglas indicadas en las Normas EN 1992-1-2 y EN 1994-1-1 para garantizar la capacidad de rotación necesaria.

### 4.3.2 Losas mixtas sin protección

(1) En la figura 1.1 se dan ejemplos típicos de losas mixtas con chapas nervadas de acero con o sin armaduras pasivas.

(2) Las reglas siguientes se aplican al cálculo de la resistencia al fuego normalizado de las losas de hormigón tanto simplemente apoyadas como continuas, con chapas nervadas y armaduras pasivas de acero, según se describe a continuación, cuando se calientan de acuerdo con la curva normalizada tiempo-temperatura por la cara inferior.

(3) Este método sólo es aplicable a chapas nervadas directamente calentadas sin protección de aislamiento alguno y a losas mixtas sin aislamiento entre la losa mixta y la capa de compresión (véanse las figuras 4.1 y 4.2).

NOTA El capítulo D.4 proporciona un método para el cálculo del espesor eficaz  $h_{eff}$

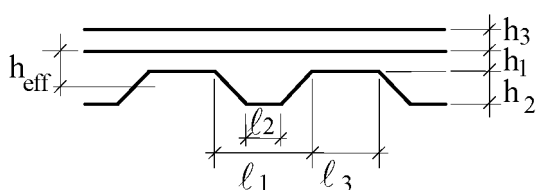


Figura 4.1 – Símbolos cuando se usa chapa trapezoidal

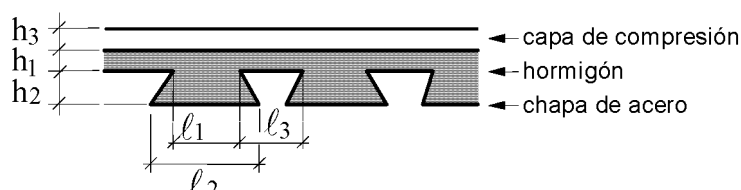


Figura 4.2 – Símbolos cuando se usa chapa en cola de milano

(4) El posible efecto sobre la resistencia al fuego de la coacción axial no considera en las reglas siguientes.

(5) Para un dimensionamiento conforme con la Norma EN 1994-1-1, la resistencia al fuego de las losas mixtas con chapas nervadas de acero, con o sin armadura adicional es de, al menos, 30 min, cuando se evalúa bajo el criterio de capacidad portante “R” de acuerdo con el criterio (1)P del apartado 2.1.2. En cuanto a los medios para comprobar el cumplimiento del criterio de aislamiento térmico “I”, véase de a continuación.

(6) En losas mixtas, el criterio de integridad “E” se considera satisfecho.

NOTA 1 El capítulo D.1 proporciona un método para el cálculo de la resistencia al fuego respecto al criterio de aislamiento térmico “I”.

NOTA 2 Los capítulos D.2 y D.3 proporcionan un método para el cálculo de la resistencia al fuego respecto al criterio de resistencia mecánica “R” y en relación con las resistencias de los momentos positivos y negativos.

(7) Se puede emplear el hormigón ligero definido en los apartados 3.3.3 y 3.4.

### 4.3.3 Losas mixtas protegidas

(1) Se puede obtener una mejora de la resistencia al fuego de losas mixtas mediante el empleo de un sistema de protección aplicado a la chapa de acero con el fin de reducir la transferencia térmica a la losa mixta.

(2) El comportamiento del sistema de protección empleado con la losa mixta debería evaluarse de acuerdo con:

- la Norma ENV 13381-1 para los falsos techos;
- la Norma ENV 13381-5 para los materiales de protección.

(3) El criterio de aislamiento térmico “I” se evalúa obteniendo el grosor equivalente de hormigón del sistema de protección a partir del espesor eficaz  $h_{\text{eff}}$  (véase la Norma ENV 13381-5).

(4) El criterio de capacidad portante “R” se cumple siempre que la temperatura de la chapa de acero de la losa mixta sea menor o igual a 350 °C, cuando se la calienta desde abajo con el fuego normalizado.

NOTA La resistencia al fuego de losas mixtas protegidas respecto al criterio de capacidad portante “R” es de, al menos, 30 min (véase el punto (5) del apartado 4.3.2).

### 4.3.4 Vigas mixtas

#### 4.3.4.1 Comportamiento estructural

##### 4.3.4.1.1 Generalidades

(1)P Las vigas mixtas de deben comprobar a:

- resistencia a flexión (4.3.4.1.2) de la sección transversal crítica de acuerdo con el punto del apartado 6.1.1(P) de la Norma EN 1994-1-1.
- esfuerzo cortante (4.3.4.1.3);
- resistencia a esfuerzo rasante (4.3.4.1.5).

NOTA En el apartado (4)P del apartado 6.1.1 de la Norma EN 1994-1-1 se proporcionan orientaciones sobre las secciones transversales críticas.

(2) Cuando en la situación de incendio se dispone de evidencia de ensayos (véase la Norma EN 1365-3) de acción combinada entre la losa del forjado y la viga de acero, las vigas que no se consideran en condiciones normales como mixtas se pueden considerar como mixtas en condiciones de incendio.

(3) La distribución de la temperatura en la sección transversal se puede determinar a partir de ensayos, modelos de cálculo avanzados (4.4.2) o, para vigas mixtas formadas por perfiles de acero sin recubrimiento del hormigón, a partir del modelo de cálculo simplificado del apartado 4.3.4.2.2.

#### 4.3.4.1.2 Resistencia a flexión de las secciones transversales de vigas

(1) El valor de cálculo de la resistencia a flexión se puede determinar mediante la teoría plástica para cualquiera de las secciones transversales, excepto para la de clase 4.

(2) Para vigas simplemente apoyadas, el ala de acero en compresión puede considerarse como clase 1, independientemente de su clase, siempre que esté conectada a la losa de hormigón mediante conectores de cortante colocados de acuerdo con el apartado 6.6.5.5 de la Norma EN 1994-1-1.

(3) Para secciones transversales de acero de la clase 4, se hace referencia al apartado 4.2.3.6 de la Norma EN 1993-1-2.

#### 4.3.4.1.3 Resistencia a esfuerzo cortante de las secciones transversales de vigas

(1)P La resistencia a esfuerzo cortante debe tomarse como la resistencia del perfil de acero estructural (véanse los puntos (6) del apartado 4.2.3.3 y (4) del apartado 4.2.3.4 de la Norma EN 1993-1-2), a no ser que se haya establecido mediante ensayos el valor de una contribución de la parte de hormigón de la viga.

NOTA El capítulo E.4 proporciona un método para el cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante del perfil de acero estructural.

(2) En vigas simplemente apoyadas con las almas embebidas en hormigón, no es necesaria ninguna comprobación siempre que para el cálculo normal se suponga que el alma resiste todo el cortante.

#### 4.3.4.1.4 Combinación de flexión y cortante

(1) Para vigas parcialmente embebidas sometidas a momento flector negativo, el alma puede resistir el cortante incluso si dicha alma no contribuye al momento resistente.

NOTA 1 El punto (7) del capítulo F.2 proporciona un método para vigas parcialmente embebidas sometidas a momento flector negativo.

NOTA 2 Los capítulos E.2 y E.4 proporcionan un método para vigas mixtas formadas por vigas de acero no embebidas en hormigón.

#### 4.3.4.1.5 Resistencia a esfuerzo rasante

(1)P El valor de cálculo del esfuerzo rasante total se debe determinar de una manera consistente con el valor de cálculo resistencia a flexión, teniendo en cuenta la diferencia en la fuerza normal en el hormigón y en el acero estructural a lo largo de una longitud crítica.

(2) En el caso de dimensionamiento mediante conexión a cortante parcial en la situación de incendio, debería considerarse la variación de esfuerzos de rasantes.

(3) El valor de cálculo del esfuerzo rasante total a lo largo de una longitud crítica en el área de la flexión positiva se calcula a partir del esfuerzo axial de compresión en la losa dada por el menor valor entre:

$$F_c = \alpha_{losa} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \left( \frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) \quad (4.4)$$

o por el esfuerzo axial de tracción en el perfil de acero dada por:

$$F_a = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \left( \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) \text{ el que sea más pequeño} \quad (4.5)$$

NOTA El capítulo E.2 proporciona un método para el cálculo del esfuerzo rasante en el área de la flexión negativa.

(4)P Se debe disponer de una armadura longitudinal adecuada para distribuir el esfuerzo rasante de acuerdo con el apartado 6.6.6.2 de la Norma EN 1994-1-1.

#### 4.3.4.2 Vigas mixtas formadas por vigas de acero no embebidas en hormigón

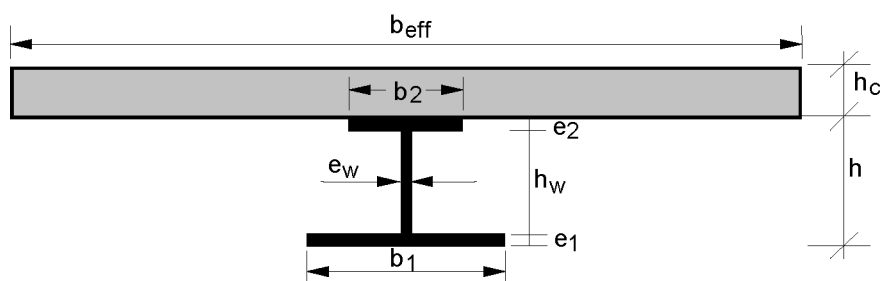
##### 4.3.4.2.1 Generalidades

(1) La siguiente comprobación de la resistencia al fuego de una viga mixta formada por una viga de acero no embebida en hormigón es aplicable a elementos y vigas continuas simplemente apoyadas (véase la figura 1.2).

##### 4.3.4.2.2 Calentamiento de la sección transversal

###### *Viga de acero*

(1) Al calcular la distribución de la temperatura en el perfil de acero, la sección transversal puede dividirse en varias partes de acuerdo con la figura 4.3.



**Figura 4.3 – Elementos de una sección transversal**

(2) Se supone que no existe transferencia térmica entre estas distintas partes ni entre el ala superior y la losa de hormigón.

(3) El aumento de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  de las distintas partes de una viga de acero sin protección durante el intervalo de  $\Delta t$  se puede obtener a partir de:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{\text{sombra}} \left( \frac{1}{c_a \rho_a} \right) \left( \frac{A_i}{V_i} \right) \dot{h}_{\text{net}} \Delta t \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (4.6)$$

donde

$k_{\text{sombra}}$  es el coeficiente de corrección del efecto sombra (véase el punto (4))

$c_a$  es el calor específico del acero de acuerdo con el punto (4) del apartado 3.3.1 [J/kgK]

$\rho_a$  es la densidad del acero de acuerdo con el punto (1)P del apartado 3.4 [kg/m<sup>3</sup>]

$A_i$  es la superficie expuesta de la parte i de la sección transversal de acero por unidad de longitud [m<sup>2</sup>/m]

$A_i/V_i$  es el factor de forma [m<sup>-1</sup>] de la parte i de la sección transversal del acero

$V_i$  es el volumen de la parte i de la sección transversal del acero por unidad de longitud [m<sup>3</sup>/m]

$\dot{h}_{\text{net}}$  es el valor de cálculo del flujo de calor neto por unidad de superficie de acuerdo con el apartado 3.1 de la Norma EN 1991-1-2



$$\dot{h}_{\text{net}} = \dot{h}_{\text{net,c}} + \dot{h}_{\text{net,r}} \quad [\text{W/m}^2]$$

$$\dot{h}_{\text{net,c}} = \alpha_c (\theta_t - \theta_{a,t}) \quad [\text{W/m}^2]$$

$$\dot{h}_{\text{net,r}} = \varepsilon_m \varepsilon_f (5,67 \cdot 10^{-8}) \left[ (\theta_t + 273)^4 - (\theta_{a,t} + 273)^4 \right] \quad [\text{W/m}^2]$$

$\varepsilon_m$  tal y como se define en el punto (2) del apartado 2.2

$\varepsilon_f$  es la emisividad del fuego de acuerdo con el punto (6) del apartado 3.1 de la Norma EN 1991-1-2

$\theta_t$  es la temperatura ambiente del gas en el instante  $t$  [°C]

$\theta_{a,t}$  es la temperatura del acero en el instante  $t$  supuesta uniforme en cada parte de la sección transversal acero [°C]

$\Delta t$  es el intervalo de tiempo [seg]

(4) El efecto sombra se puede obtener a partir de:

$$k_{\text{sombra}} = 0,9 \left( \frac{e_1 + e_2 + 1/2 \cdot b_1 + \sqrt{h_w^2 + 1/4 \cdot (b_1 - b_2)^2}}{h_w + b_1 + 1/2 \cdot b_2 + e_1 + e_2 - e_w} \right) \quad (4.7)$$

con  $e_1$ ,  $b_1$ ,  $e_w$ ,  $h_w$ ,  $e_2$ ,  $b_2$  y las dimensiones de la sección transversal de acuerdo con la figura 4.3.

NOTA La ecuación que proporciona el efecto sombra ( $k_{\text{sombra}}$ ) anterior y su uso en el punto (3), es una aproximación basada en los resultados de una gran cantidad de cálculos sistemáticos; para modelos de cálculo más precisos se debería aplicar el concepto de coeficiente de configuración presentado en el apartado 3.1 y en el anexo G de la Norma EN 1991-1-2.

(5) El valor de  $\Delta t$  no se debería tomar mayor que 5 s para el punto (3).

(6) El aumento de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  de varias partes de una **viga de acero aislada** durante un intervalo de tiempo  $\Delta t$  puede obtenerse de:

$$\Delta\theta_{a,t} = \left[ \left( \frac{\lambda_p/d_p}{c_a \rho_a} \right) \left( \frac{A_{p,i}}{V_i} \right) \left( \frac{1}{1+w/3} \right) (\theta_t - \theta_{a,t}) \Delta t \right] - \left[ \left( e^{w/10} - 1 \right) \Delta\theta_t \right] \quad (4.8)$$

con  $w = \left( \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} \right) d_p \left( \frac{A_{p,i}}{V_i} \right)$  y

donde

$\lambda_p$  es la conductividad térmica del material de protección frente al fuego especificado en el punto (1)P del apartado 3.3.4 [W/mK]

$d_p$  es el espesor del material de protección frente al fuego [m]

$A_{p,i}$  es el área de la cara interior del material de protección frente al fuego por unidad de longitud de la parte  $i$  del elemento de acero. [m²/m]

$c_p$  es el calor específico del material de protección contra el fuego especificado en el punto (1)P del apartado 3.3.4 [J/kgK]

$\rho_p$  es la densidad del material de protección frente al fuego [kg/m<sup>3</sup>]

$\theta_t$  es la temperatura ambiente del gas en el instante  $t$  [°C]

$\Delta\theta_t$  es el aumento de temperatura ambiente del gas [°C] durante un intervalo de tiempo  $\Delta t$

(7) Cualquier incremento negativo de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  obtenido mediante el punto (6) debería sustituirse por cero.

(8) El valor de  $\Delta t$  no debería tomarse mayor que 30 s para el punto (6).

(9) Para elementos no protegidos y elementos con protección en su contorno, la relación de sección  $A_i/V_i$  o  $A_{p,i}/V_i$  debería calcularse como sigue:

para el ala inferior:

$$A_i/V_i \text{ o } A_{p,i}/V_i = 2 (b_1 + e_1) / b_1 e_1 \quad (4.9a)$$

para el ala superior, cuando al menos el 85% del ala superior del perfil de acero esté en contacto con la losa de hormigón o, cuando cualquier hueco formado entre el ala superior y una chapa conformada de acero esté relleno de material no combustible:

$$A_i/V_i \text{ o } A_{p,i}/V_i = (b_2 + 2e_2) / b_2 e_2 \quad (4.9b)$$

para el ala superior cuando se emplee con un forjado mixto cuando menos del 85% del ala superior del perfil de acero esté en contacto con la chapa de acero conformada:

$$A_i/V_i \text{ o } A_{p,i}/V_i = 2 (b_2 + e_2) / b_2 e_2 \quad (4.9c)$$

(10) Si el canto  $h$  de la viga no supera 500 mm, se puede tomar una temperatura para el alma igual a la del ala inferior.

(11) Para elementos con protección cajeadada, se puede suponer una temperatura uniforme en todo el canto del perfil cuando se use el punto (6) junto con  $A_p/V$ .

donde

$A_p$  es el área de la cara interior de la protección cajeadada por unidad de longitud de viga de acero [m<sup>2</sup>/m]

$V$  es el volumen de toda la sección transversal de la viga de acero por unidad de longitud [m<sup>3</sup>/m]

(12) Como una alternativa al punto (6), las temperaturas en un perfil de acero después de un cierto tiempo de duración de un incendio pueden obtenerse a partir de los diagramas de flujo obtenidos de acuerdo con las Normas EN 13381-3 y EN 13381-4.

(13) La protección de una viga de acero situada bajo un forjado de hormigón, puede obtenerse con una malla horizontal por debajo, y el desarrollo de su temperatura puede calcularse de acuerdo con el apartado 4.2.5.3 de la Norma EN 1993-1-2.

### ***Sistema de losa plana de hormigón o de hormigón con chapa de acero***

(14) Las reglas (15) y (16) siguientes pueden utilizarse en sistemas de losas plana de hormigón o de hormigón con chapa de acero trapezoidal o en cola de milano.

(15) Se puede suponer una distribución uniforme de la temperatura en toda la anchura eficaz  $b_{\text{eff}}$  de la losa de hormigón.

NOTA La tabla D.5 proporciona un método para determinar la distribución de temperaturas a lo largo del espesor de la losa de hormigón.

(16) En el análisis mecánico se puede suponer que para temperaturas del hormigón menores que 250 °C no se producen reducciones en la resistencia del hormigón.

#### 4.3.4.2.3 Comportamiento estructural – modelo de la temperatura crítica

(1) Al usar el siguiente método de la temperatura crítica, se supone que la temperatura del perfil de acero es uniforme.

(2)P El modelo es aplicable a secciones simétricas de canto  $h$  máximo de 500 mm, y un canto de losa  $h_c$  máximo superior a 120 mm, usado en conexión con vigas simplemente apoyadas sometidas exclusivamente a momentos flectores positivos.

(3) La temperatura crítica  $\theta_{\text{cr}}$  se puede determinar a partir del nivel de carga  $\eta_{\text{fi,t}}$  aplicado a la sección mixta y a partir de la resistencia del acero a elevadas temperaturas  $f_{\text{ay},\theta_{\text{cr}}}$  de acuerdo con la relación:

$$\text{para R30} \quad 0,9 \eta_{\text{fi,t}} = f_{\text{ay},\theta_{\text{cr}}} / f_{\text{ay}} \quad (4.10a)$$

$$\text{en cualquier otro caso} \quad 1,0 \eta_{\text{fi,t}} = f_{\text{ay},\theta_{\text{cr}}} / f_{\text{ay}} \quad (4.10b)$$

donde  $\eta_{\text{fi,t}} = E_{\text{fi,d,t}} / R_d$  y  $E_{\text{fi,d,t}} = \eta_{\text{fi}} E_d$  se definen el punto (7)P del apartado 4.1 y del punto (3) del apartado 2.4.2.

(4) El aumento de temperatura en el perfil de acero se puede determinar a partir de los puntos (3) o (6) del apartado 4.3.4.2.2 empleando el factor de forma  $A_f / V_f$  o  $A_{\text{pi}} / V_i$  del ala inferior del perfil de acero.

#### 4.3.4.2.4 Comportamiento estructural – modelo del momento resistente

(1) Como alternativa al apartado 4.3.4.2.3, el momento resistente puede calcularse mediante la teoría plástica, teniendo en cuenta la variación de las propiedades de los materiales debida a la temperatura (véase 4.3.4.1.2).

(2) Los momentos resistentes positivos y negativos pueden calcularse teniendo en cuenta el grado de la conexión a cortante.

NOTA El anexo E proporciona un método para el cálculo de los momentos resistentes positivos y negativos.

#### 4.3.4.2.5 Comprobación de la resistencia a cortante de los pernos conectores

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante en la situación de incendio de un perno con cabeza soldado debería determinarse para sistemas de losas tanto de hormigón macizo como con chapa conformada de acero conforme a la Norma EN 1994-1-1, excepto que el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_v$  debería reemplazarse por  $\gamma_{\text{M,fi,v}}$ , y que hay que usar el menor de los dos valores reducidos siguientes:

$$P_{\text{fi,Rd}} = 0,8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{\text{Rd}}, \text{ con } P_{\text{Rd}} \text{ según se obtiene de la ecuación 6.18 de la Norma EN 1994-1-1; o} \quad (4.11a)$$

$$P_{\text{fi,Rd}} = k_{c,\theta} \cdot P_{\text{Rd}}, \text{ con } P_{\text{Rd}} \text{ según se obtiene de la ecuación 6.19 de la Norma EN 1994-1-1; y} \quad (4.11b)$$

donde los valores de  $k_{u,\theta}$  y  $k_{c,\theta}$  se toman de las tablas 3.2 y 3.3, respectivamente.

(2) La temperatura  $\theta_v$  [°C] de los pernos conectores y  $\theta_c$  [°C] del hormigón pueden tomarse como el 80% y el 40%, respectivamente, de la temperatura del ala superior de la viga.

#### 4.3.4.3 Vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón

##### 4.3.4.3.1 Generalidades

(1) El momento resistente a flexión de una viga de acero parcialmente embebida en hormigón y conectada a una losa de hormigón puede calcularse empleando el apartado 4.3.4.1.2 o usando, como alternativa, el método indicado a continuación.

(2) La siguiente evaluación de la resistencia al fuego de una viga mixta formada por una viga de acero parcialmente embebida en hormigón de acuerdo con la figura 1.5 se aplica a vigas simplemente apoyadas o continuas incluyendo las partes en voladizo.

(3) Las reglas siguientes se aplican a vigas mixtas calentadas desde abajo siguiendo la curva normalizada tiempo-temperatura.

(4)P El efecto de las temperaturas sobre las características de los materiales se considera bien reduciendo las dimensiones de las partes que componen la sección transversal, o bien multiplicando los valores característicos de las propiedades mecánicas de los materiales por un coeficiente de reducción.

NOTA El anexo F proporciona un método para el cálculo de este coeficiente de reducción.

(5)P Se supone que no hay reducción de la resistencia a cortante de los conectores soldados al ala superior, siempre que los conectores estén fijados directamente sobre la anchura eficaz de dicho ala.

NOTA En el capítulo F.1 proporciona un método para la evaluación de dicha anchura eficaz.

(6) Este método se puede emplear para clasificar las vigas mixtas en las clases de resistencia al fuego normalizado R30, R60, R90, R120 o R180.

(7) Este método puede utilizarse en conexión con una losa con chapas nervadas de acero si en perfiles trapezoidales se emplean materiales para rellenar los huecos encima de las vigas, si se escogen secciones en forma de cola de milano o si se cumple el punto (16) del apartado 4.1

(8) El espesor de la losa  $h_c$  (véase la figura 4.4) debería ser mayor que el espesor mínimo de losa dado en la tabla 4.8. Esta tabla puede utilizarse para sistemas de losa de hormigón macizo o de hormigón sobre chapa nervada de acero.

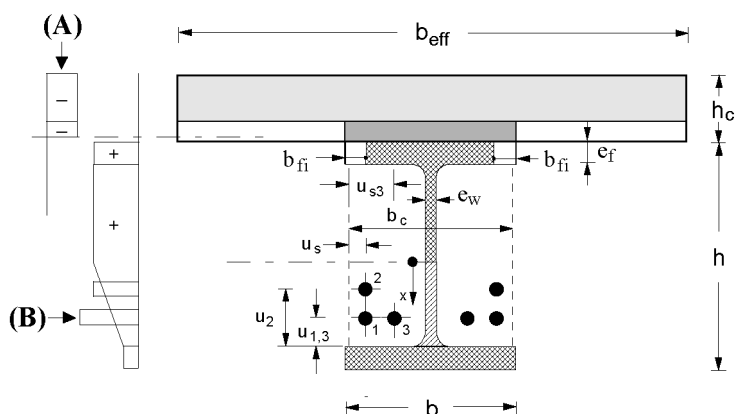
**Tabla 4.8 – Espesor mínimo de losa**

Resistencia al fuego normalizado	Espesor mínimo de losa $h_c$ [mm]
R30	60
R60	80
R90	100
R120	120
R180	150

##### 4.3.4.3.2 Comportamiento estructural

(1) Para una viga simplemente apoyada, el máximo momento flector positivo producido por las cargas debería compararse con el momento resistente positivo calculado de acuerdo con el apartado 4.3.4.3.3.

(2) La figura 4.4 muestra un modo de calcular el momento resistente positivo  $M_{fi,Rd+}$



Nota a la figura 4.4: (A) Ejemplo de la distribución de tensiones en el hormigón;  
(B) Ejemplo de la distribución de tensiones en el acero.

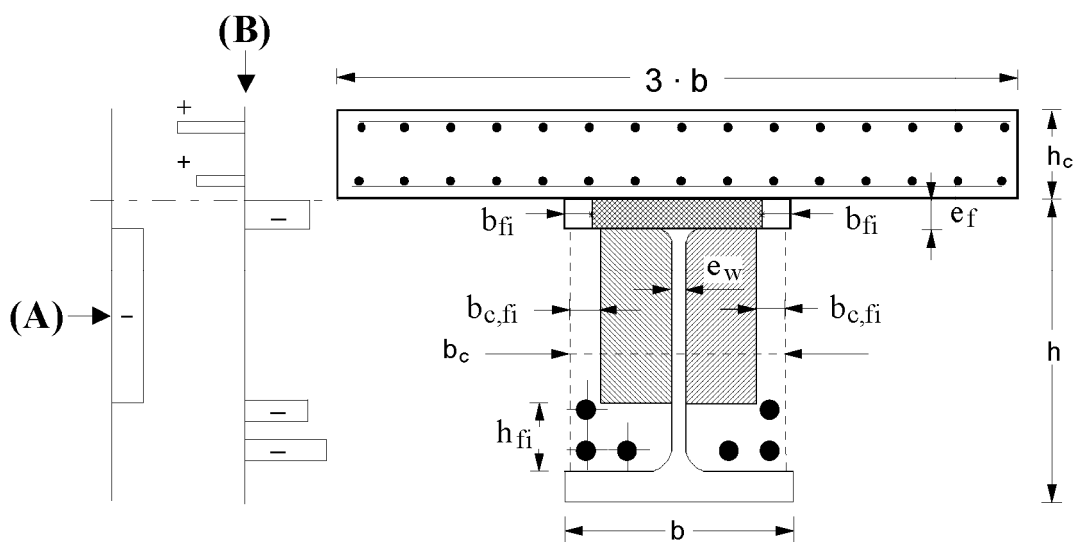
#### Figura 4.4 – Elementos de una sección transversal para el cálculo del momento resistente positivo

(3)P Para un vano de una viga continua, el momento resistente positivo en cualquier sección transversal crítica y el momento resistente negativo en cada apoyo deben calcularse de acuerdo con los apartados 4.3.4.3.3 y 4.3.4.3.4.

(4) La figura 4.5 muestra un modo de calcular el momento resistente negativo  $M_{fi,Rd}^-$ .

(5) Para el cálculo del momento resistente que corresponde a las distintas clases de fuego, se pueden adoptar las siguientes características mecánicas:

- para el perfil, el límite elástico  $f_{ay}$  posiblemente reducido;
- para las armaduras pasivas, el límite elástico reducido  $k_{r,fy}$  o  $k_{s,f_{sy}}$ ;
- para el hormigón, la resistencia a compresión en probeta cilíndrica  $f_c$ .



Nota a la figura 4.5: (A) Ejemplo de la distribución de tensiones en el hormigón  
(B) Ejemplo de la distribución de tensiones en el acero

#### Figura 4.5 – Elementos de una sección transversal para el cálculo del momento resistente negativo

(6)P Los valores de cálculo de las características mecánicas indicadas en el punto (5) se obtienen aplicando los coeficientes parciales indicados en el punto (1)P del apartado 2.3.

(7) Las vigas consideradas como simplemente apoyadas para el dimensionamiento a temperatura normal pueden considerarse continuas en la situación de incendio si se cumple el punto (5) del apartado 5.4.1.

#### **4.3.4.3.3 Momento resistente positivo $M_{fi,Rd}^+$**

(1) La anchura  $b_{eff}$  de la losa de hormigón debería ser igual a la anchura eficaz escogida de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 de la Norma EN 1994-1-1.

(2) Para calcular el momento resistente positivo se deberían tener en cuenta el hormigón de la losa en compresión, el ala superior del perfil, el alma del perfil, el ala inferior del perfil y las armaduras pasivas. Para cada una de estas partes de la sección transversal una regla específica puede definir el efecto de la temperatura. El hormigón en tracción de la losa y el hormigón entre las alas del perfil se deberían despreciar (véase la figura 4.4).

(3) Sobre la base de las condiciones de equilibrio esenciales y sobre la base de la teoría plástica, se puede definir el momento resistente la fibra neutra de flexión y se puede calcular el momento resistente positivo.

#### **4.3.4.3.4 Momento resistente negativo $M_{fi,Rd}^-$**

(1) La anchura eficaz de la losa de hormigón se reduce a tres veces la anchura del perfil de acero (véase la figura 4.5). Esta anchura eficaz determina las armaduras pasivas a considerar.

(2) Para calcular el momento resistente negativo se deberían tener en cuenta las armaduras pasivas de la losa de hormigón, el ala superior del perfil excepto cuando se aplique el punto (4), y el hormigón en compresión entre las alas del perfil. Para cada una de estas partes de la sección transversal una regla específica puede definir el efecto de la temperatura. El hormigón en tracción de la losa, el alma y el ala inferior del perfil se deberían despreciar.

NOTA En el capítulo F.2 proporciona un método para el dimensionamiento del alma a esfuerzo cortante.

(3) Las barras de la armadura pasiva situadas entre las alas pueden colaborar a compresión y considerarse en el cálculo del momento resistente negativo, siempre que los estribos correspondientes cumplan los correspondientes requisitos establecidos en la Norma EN 1992-1-1, con el fin de coaccionar las barras de la armadura contra el pandeo local, y siempre que tanto el perfil de acero como las armaduras pasivas sean continuas en el apoyo o se aplique el punto (5) del apartado 5.4.1.

(4) En el caso de una viga simplemente apoyada de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.4.1, el ala superior no debería tenerse en cuenta si está trabajando a tracción.

(5) Se puede definir la fibra neutra de flexión y calcular el momento resistente negativo sobre la base de las condiciones fundamentales de equilibrio y sobre la base de la teoría plástica.

(6)P Los principios del análisis plástico global se aplican en la combinación de momentos flectores negativos y positivos si se desarrollan bielas plásticas en los apoyos.

(7) Se puede suponer que las vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebida en hormigón no fallan en la situación de incendio por pandeo por torsión lateral.

#### **4.3.4.4 Vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón**

(1) Si la viga parcialmente embebida sostiene una losa de hormigón sin conexión a cortante de acuerdo con la figura 1.3, pueden aplicarse las reglas indicadas en el apartado 4.3.4.3 suponiendo que la losa de hormigón armado no tiene resistencia mecánica.

### 4.3.5 Pilares mixtos

#### 4.3.5.1 Comportamiento estructural

(1)P Los modelos de cálculo simplificados descritos a continuación sólo deben aplicarse a pilares en pórticos arriostrados.

NOTA El punto (1) del apartado 6.7.3.1 de la Norma EN 1994-1-1 limita en todos los casos la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  para el cálculo normal a un máximo de 2.

(2) En los modelos de cálculo simplificados, el valor de cálculo en la situación de incendio de la resistencia de pilares mixtos a compresión normal (carga de pandeo) debería obtenerse de:

$$N_{fi,Rd} = \chi \cdot N_{fi,pl,Rd} \quad (4.12)$$

donde

$\chi$  es el coeficiente de reducción para la curva c de pandeo del apartado 6.3.1 de la Norma EN 1993-1-1 y función de la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}_0$ ,

$N_{fi,pl,Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial en la situación de incendio.

(3) La sección transversal de un pilar mixto puede dividirse en varias partes. Éstas se designan “a” para el perfil de acero, “s” para las armaduras pasivas y “c” para el hormigón.

(4) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial en la situación de incendio se obtiene de:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (4.13)$$

donde

$A_{i,\theta}$  es el área de cada elemento de la sección transversal ( $i = a$  o  $c$  o  $s$ ) que puede verse afectado por el fuego.

(5) La esbeltez a flexión eficaz se calcula como

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j \left( \varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta} \right) + \sum_k \left( \varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta} \right) + \sum_m \left( \varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta} \right) \quad (4.14)$$

donde

$I_{i,\theta}$  es el momento de inercia de la parte parcialmente reducida  $i$  de la sección transversal para la flexión respecto al eje débil o al eje fuerte;

$\varphi_{i,\theta}$  es el coeficiente de reducción dependiente del efecto de las tensiones térmicas;

$E_{c,sec,\theta}$  es el valor característico del módulo secante del hormigón en situación de incendio, dado por  $f_{c,\theta}$  dividido por  $\varepsilon_{cu,\theta}$  (véase la figura 3.2).

NOTA El capítulo G.6 proporciona un método para la evaluación del coeficiente de reducción de las secciones de acero parcialmente embebidas.

(6) La carga de pandeo de Euler o la carga crítica elástica en la situación de incendio es la siguiente:

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / \ell_0^2 \quad (4.15)$$

donde

$\ell_0$  es la longitud de pandeo del pilar en la situación de incendio.

(7) La esbeltez relativa se obtiene de:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr}} \quad (4.16)$$

donde

$N_{fi,pl,R}$  es el valor de  $N_{fi,pl,Rd}$  de acuerdo con el punto (4) cuando los coeficientes  $\gamma_{M,fi,a}$ ,  $\gamma_{M,fi,s}$  y  $\gamma_{M,fi,c}$  se toman como 1,0.

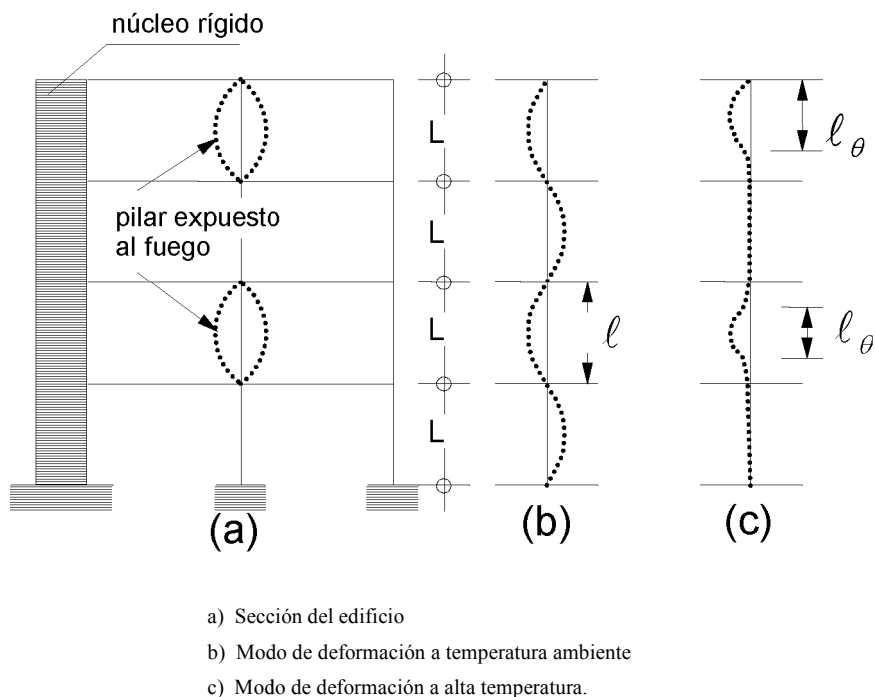
(8) Para la determinación de la longitud de pandeo  $\ell_\theta$  de los pilares se aplican las reglas de la Norma EN 1994-1-1, con las excepciones indicadas a continuación.

(9) Un pilar en la planta considerada, completamente conectado a los pilares superior e inferior, puede considerarse efectivamente empotrado en tales conexiones siempre que la resistencia al fuego de los elementos del edificio que separan las plantas consideradas sea, al menos, igual a la resistencia al fuego del pilar.

(10) En el caso un pórtico mixto para el que cada uno de los pisos se pueden considerar como compartimentado frente al fuego con suficiente resistencia al fuego, la longitud de pandeo  $\ell_\theta$  de un pilar en un piso intermedio sometido al fuego viene dado por  $L_{ei}$ . Para un pilar sobre el forjado superior de la planta más alta sometida al fuego, la longitud de pandeo  $\ell_\theta$  en la situación de incendio viene dada por  $L_{et}$  (véase la figura 4.6). Para un pilar bajo el forjado inferior de la planta más baja sometida al fuego, la longitud de pandeo  $\ell_\theta$  puede variar, dependiendo de la rigidez de rotación de la base del pilar, entre  $L_{ei}$  y  $L_{et}$ .

NOTA 1 Los valores de  $L_{ei}$  y  $L_{et}$  pueden definirse en el anexo nacional. Los valores recomendados son 0,5 y 0,7 veces la longitud  $L$  del sistema.

NOTA 2 Para la longitud de pandeo se puede hacer referencia a los puntos (2) del apartado 5.3.2 y (3) del apartado 5.3.3 de la Norma EN 1992-1-2 y al punto (4) del apartado 4.2.3.2 de la Norma EN 1993-1-2.



**Figura 4.6 – Comportamiento estructural de pilares en pórticos arriostrados**



(11) Las reglas siguientes se aplican a pilares mixtos calentados por todas sus caras según la curva normalizada tiempo-temperatura.

#### **4.3.5.2 Perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón**

(1) La resistencia al fuego de pilares mixtos de perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón de acuerdo con la figura 1.7 puede calcularse mediante modelos de cálculo simplificados.

NOTA 1 El anexo G proporciona un método para perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón.

NOTA 2 El capítulo G.7 proporciona un método para cargas excéntricas.

(2) Para los detalles constructivos se hace referencia a los apartados 5.1, 5.3.1 y 5.4.

#### **4.3.5.3 Perfiles huecos sin protección rellenos de hormigón**

(1) La resistencia al fuego de pilares formados por perfiles cuadrados o circulares huecos sin protección rellenos de hormigón puede calcularse mediante modelos de cálculo simplificados.

NOTA 1 El anexo H proporciona un método para los perfiles huecos sin protección rellenos de hormigón.

NOTA 2 El capítulo H.4 proporciona un método para cargas excéntricas.

(2) Para los detalles constructivos se hace referencia a los apartados 5.1, 5.3.2 y 5.4.

#### **4.3.5.4 Perfiles huecos protegidos rellenos de hormigón**

(1) Se puede obtener una mejora de la resistencia al fuego de perfiles huecos rellenos de hormigón empleando un sistema de protección alrededor del pilar de acero con objeto de reducir la transferencia térmica.

(2) La eficacia del sistema de protección usado para los perfiles huecos rellenos de hormigón debería comprobarse de acuerdo con:

- la Norma EN 13381-2 en lo relativo a pantallas verticales, y
- la Norma EN 13381-6 en lo relativo a materiales de revestimiento o pulverizados.

(3) Se puede suponer que el criterio de capacidad portante “R” se cumple siempre que la temperatura del perfil hueco sea menor que 350 °C.

### **4.4 Modelos de cálculo avanzados**

#### **4.4.1 Bases del análisis**

(1)P Los modelos de cálculo avanzados deben proporcionar un análisis realista de las estructuras expuestas al fuego. Se deben basar en un comportamiento físico fundamental de manera que conduzca a una aproximación fiable del comportamiento previsto del elemento estructural pertinente en la situación de incendio.

NOTA En comparación con los valores tabulados y con modelos simplificados de cálculo, los modelos de cálculo avanzados dan una aproximación mejorada del verdadero comportamiento estructural bajo condiciones de incendio.

(2) Los modelos de cálculo avanzados pueden emplearse en elementos individuales, en subconjuntos de elementos o en toda la estructura.

(3) Los modelos de cálculo avanzados pueden emplearse con cualquier tipo de sección transversal.

(4) Los modelos de cálculo avanzados pueden incluir modelos de cálculo independientes para la determinación de:

- el desarrollo y distribución de la temperatura dentro de los elementos estructurales (modelo de respuesta térmica); y
- el comportamiento mecánico de la estructura o de cualquier parte de ella (modelo de respuesta mecánica).

(5)P Cualquier fallo potencial no cubierto por el modelo avanzado de cálculo (incluyendo el pandeo local, la capacidad de rotación insuficiente, el desconchado y el fallo a cortante) debe prevenirse mediante medios apropiados que pueden ser detalles constructivos.

(6) Los modelos de cálculo avanzados pueden usarse cuando se requiera información relativa a la evolución de la tensión y la deformación, las deformaciones y/o los campos de temperaturas.

(7) Los modelos de cálculo avanzados pueden emplearse asociados a cualquier curva tiempo-temperatura de calentamiento, siempre que se conozcan las características de los materiales para el correspondiente rango de temperaturas.

#### **4.4.2 Respuesta térmica**

(1)P Los modelos de cálculo avanzados para la respuesta térmica se deben basar en los principios e hipótesis conocidos de la teoría de transferencia térmica.

(2)P El modelo de respuesta térmica debe considerar:

- las acciones térmicas pertinentes, especificadas en la Norma EN 1991-1-2; y
- la variación de las propiedades térmicas de los materiales de acuerdo con los apartados 3.1 y 3.3.

(3) Cuando resulte apropiado, se pueden incluir los efectos de una exposición térmica no uniforme y de la transferencia térmica a componentes de edificios próximos.

(4) La influencia de cualquier contenido de humedad y de cualquier migración de humedad dentro del hormigón y del material de protección puede despreciarse, quedando del lado de la seguridad.

#### **4.4.3 Respuesta mecánica**

(1)P Los modelos de cálculo avanzados para la respuesta mecánica deben basarse en principios e hipótesis conocidos de la teoría de la mecánica estructural, teniendo en cuenta los efectos de la temperatura.

(2)P El modelo de respuesta mecánica debe también tener en cuenta:

- los efectos combinados de las acciones mecánicas, las imperfecciones geométricas y las acciones térmicas;
- las variaciones de las propiedades mecánicas de los materiales con la temperatura;
- los efectos geométricos no lineales; y
- los efectos de propiedades no lineales de los materiales, incluyendo los efectos de la descarga sobre la rigidez estructural.

(3)P Se deben tener en cuenta los efectos de las deformaciones y tensiones debidas tanto al aumento de temperatura como a los diferenciales de temperatura.

(4) No es necesario considerar de forma explícita el efecto de la fluencia a altas temperaturas siempre que se usen las relaciones tensión-deformación indicadas en los apartados 3.1 y 3.2.

(5)P Las deformaciones en estado límite último, resultantes del modelo de cálculo, se deben limitar según sea necesario para asegurar que se mantiene la compatibilidad entre todas las partes de la estructura.

#### **4.4.4 Validación de los modelos de cálculo avanzados**

(1)P La validez de cualquier modelo de cálculo avanzado debe comprobarse mediante la aplicación de los puntos (2)P y (4)P siguientes.

(2)P Se debe hacer una comprobación de los resultados del cálculo sobre la base de los correspondientes resultados de ensayos.

(3) Los resultados del cálculo pueden referirse a deformaciones, temperaturas y tiempos de resistencia al fuego.

(4)P Se deben comprobar los parámetros críticos, mediante un análisis de sensibilidad, para asegurar que el modelo cumple con principios de ingeniería reconocidos.

(5) Los parámetros críticos pueden referirse a la longitud de pandeo, el tamaño de los elementos, el nivel de carga, etc.

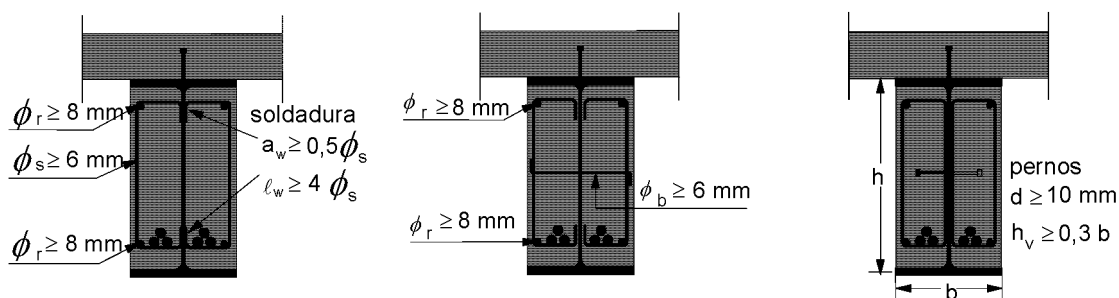
## CAPÍTULO 5 DETALLES CONSTRUCTIVOS

### 5.1 Introducción

- (1)P Los detalles constructivos deben garantizar el nivel exigido de conexión a cortante entre el acero y el hormigón en pilares y vigas mixtas, para el dimensionamiento a temperatura normal y en situación de incendio.
- (2)P Si esta conexión a cortante no puede mantenerse bajo condiciones de incendio, bien el acero o bien el hormigón de la sección mixta deben cumplir los requisitos de resistencia al fuego de forma independiente.
- (3) En perfiles huecos rellenos de hormigón y en perfiles parcialmente embebidos, los conectores de cortante no deberían juntarse a las partes sin protección de los perfiles de acero directamente calentadas. Sin embargo se aceptan bloques gruesos de apoyo con pernos conectores (véanse las figuras 5.5 y 5.6).
- (4) Si se emplean secciones soldadas, las partes de acero directamente expuestas al fuego deberían unirse a las partes de acero protegidas mediante soldaduras suficientemente resistentes.
- (5) Para superficies de hormigón expuestas al fuego, los recubrimientos de hormigón de las armaduras pasivas definidos en el apartado 4.4.1 de la Norma EN 1992-1-1 deberían estar, en todos los casos, entre 20 mm y 50 mm. Este requisito es necesario para reducir el peligro de desconchado ante la exposición al fuego.
- (6) En los casos en que el recubrimiento de hormigón tenga sólo una función aislante, se coloca alrededor del perfil una armadura a base de malla de acero con una separación máxima entre barras de 250 mm y un diámetro mínimo de 4 mm en ambas direcciones, y se debería satisfacer el punto (5).
- (7) Cuando el recubrimiento del hormigón de las armaduras sea superior a 50 mm, se debe colocar una malla de acero cerca de la superficie expuesta para satisfacer el punto (5).

### 5.2 Vigas mixtas

- (1)P Para las vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebida en hormigón, el hormigón entre las alas se debe armar y fijar al alma de la viga.
- (2) El hormigón empleado en vigas parcialmente embebidas debería armarse con estribos de un diámetro mínimo  $\phi_s$  de 6 mm, o con una malla para armaduras pasivas con un diámetro mínimo de 4 mm. El recubrimiento del hormigón de los estribos no debería superar 35 mm. La separación entre los estribos no debería superar 250 mm. En las esquinas de los estribos se debería colocar una armadura longitudinal de un diámetro mínimo  $\phi_r$  de 8 mm (véase la figura 5.1).



a) Soldadura de los estribos al alma

b) Barras a través de perforaciones en el alma, fijadas a los estribos

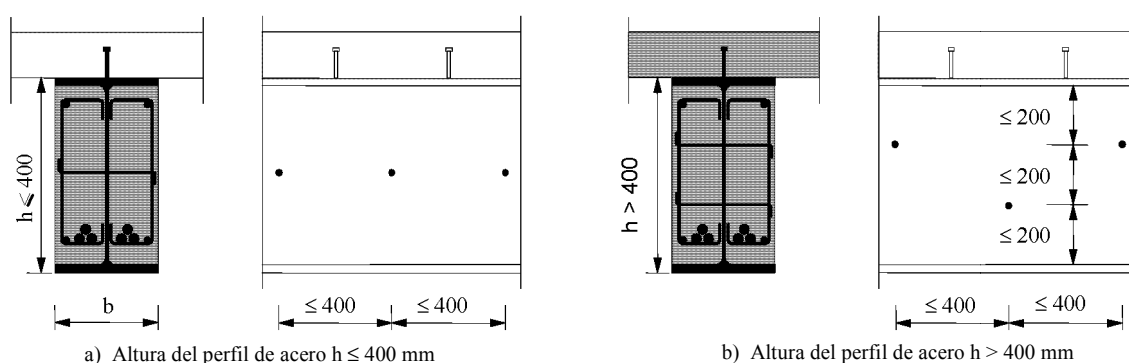
c) Soldadura de los pernos al alma

**Figura 5.1 – Medios que aseguran la conexión entre el perfil de acero y el hormigón envolvente**

- (3) El hormigón entre las alas puede fijarse al alma soldando los estribos al alma mediante un cordón con espesor de garganta mínima  $a_w$  de  $0,5 \phi_s$  y una longitud mínima  $l_w$  de  $4 \phi_s$  (véase la figura 5.1 a).

(4) El hormigón entre las alas puede fijarse al alma de la viga mediante barras, que atraviesan en el alma a través de perforaciones, o mediante pernos soldados a ambos lados del alma con las siguientes condiciones:

- las barras tienen un diámetro mínimo  $\varnothing_b$  de 6 mm (véase la figura 5.1 b); y
- los pernos tienen un diámetro mínimo  $d$  de 10 mm y una longitud mínima  $h_v$  de  $0,3b$ . Su cabeza debería quedar cubierta por, al menos, 20 mm de hormigón (véase la figura 5.1 c);
- los barras o los pernos se disponen de la forma indicada en la figura 5.2 a) para perfiles de acero de una altura máxima  $h$  de 400 mm, o de la forma indicada en la figura 5.2 b) para perfiles de acero de una altura  $h$  mayor que 400 mm. Cuando la altura sea mayor que 400 mm, las filas de conectores dispuestos al tresbolillo deberían estar a una distancia menor o igual a 200 mm.



**Figura 5.2 – Disposición de las barras o los pernos para asegurar la conexión entre el perfil de acero y el hormigón envolvente**

### 5.3 Pilares mixtos

#### 5.3.1 Pilares mixtos con perfiles de acero parcialmente embebidos

(1)P El hormigón entre las alas del perfil de acero se debe fijar al alma bien mediante estribos o bien mediante pernos (véase la figura 5.1).

(2) Los estribos deberían soldarse al alma o penetrar en el alma a través de perforaciones. Si se usan pernos éstos deberían soldarse al alma.

(3) La separación de estribos o pernos a lo largo del eje del pilar no debería superar 500 mm. En las zonas de actuación de las cargas esta separación debería reducirse conforme a la Norma EN 1994-1-1.

NOTA Para secciones de acero con una altura del perfil  $h$  de más de 400 mm, los pernos y estribos pueden escogerse de acuerdo con la figura G.2.

#### 5.3.2 Pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón

(1)P No debe haber ninguna conexión a cortante adicional a lo largo del pilar, entre las conexiones de viga con pilar.

(2) La armadura adicional debería mantenerse en su lugar utilizando estribos y separadores.

(3) La separación de los estribos a lo largo del eje del pilar no debería superar 15 veces el menor diámetro de las armaduras pasivas longitudinales.

(4)P El perfil hueco de acero debe contener orificios de un diámetro no menor que 20 mm, localizados al menos una en la parte superior y otra en la parte inferior del pilar en cada piso.

(5) La separación de estas perforaciones no debería nunca superar 5 m.

## 5.4 Conexiones entre vigas y pilares mixtos

### 5.4.1 Generalidades

(1)P Las conexiones de viga y pilar deben dimensionarse y construirse de modo que soporten los esfuerzos aplicados para el mismo tiempo de resistencia al fuego que el del elemento que transmite las acciones.

(2) Para elementos protegidos frente al fuego, uno de los medios de conseguir el requisito del punto (1)P es aplicar, al menos, la misma protección que la aplicada al elemento que transmite las acciones, y asegurar para la conexión una relación de carga menor o igual que la de la viga.

NOTA El punto (6) del apartado 4.2.1 y el anexo D de la Norma EN 1993-1-2 establecen métodos para el dimensionamiento de conexiones protegidas frente al fuego.

(3) Las vigas y los pilares mixtos se pueden conectar empleando bloques de apoyo o pletinas de cortante soldadas al perfil de acero del pilar mixto. Las vigas descansan sobre los bloques de apoyo o sus almas son roblonadas a las pletinas de cortante. Si se emplean bloques de apoyo, los detalles constructivos apropiados deberían garantizar que la viga no puede deslizarse y salirse de los apoyos durante la fase de enfriamiento.

(4) Si se realizan las conexiones de acuerdo con las figuras 5.4 a 5.6, se puede suponer que su resistencia al fuego cumple con los requisitos de los elementos estructurales adyacentes. Se pueden emplear bloques de apoyo soldados a los pilares mixtos con vigas de acero protegidas.

(5) En el dimensionamiento de una viga simplemente apoyada a temperatura normal, se puede desarrollar un momento negativo en el apoyo en la situación de incendio, siempre que la losa de hormigón esté armada de manera que se garantice la continuidad de la losa y siempre que exista una transmisión eficaz del esfuerzo axial de compresión a través de la conexión de acero (véase la figura 5.3).

(6) Siempre se puede desarrollar un momento negativo de acuerdo con el punto (5) y la figura 5.3 en la situación de incendio si:

- la separación es  $< 10$  mm
- $10 \text{ mm} \leq \text{separación} < 15$  mm, para R30 hasta R180 y una luz de viga de más de 5 m.

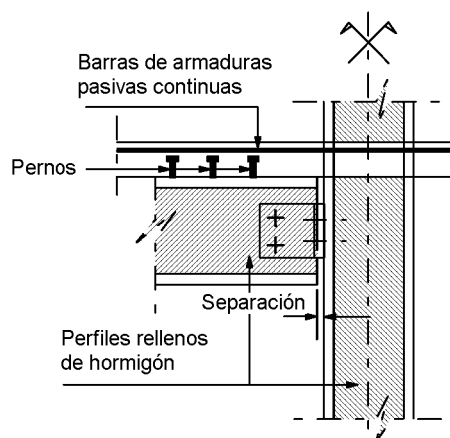


Figura 5.3 – Conexión que desarrolla momentos negativos en caso de incendio

### 5.4.2 Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero embebidos en hormigón

(1) Se pueden soldar directamente al ala del perfil metálico del pilar mixto bloques de apoyo o pletinas de cortante de acuerdo con la figura 5.4.

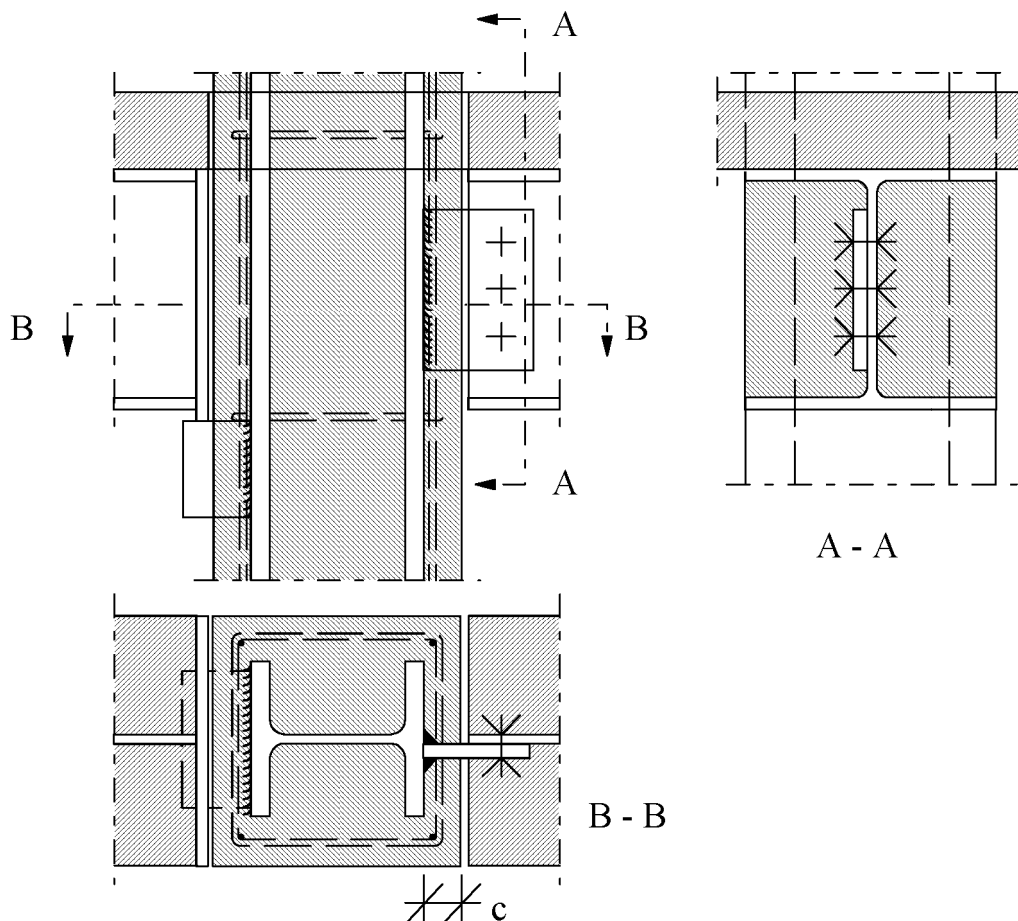


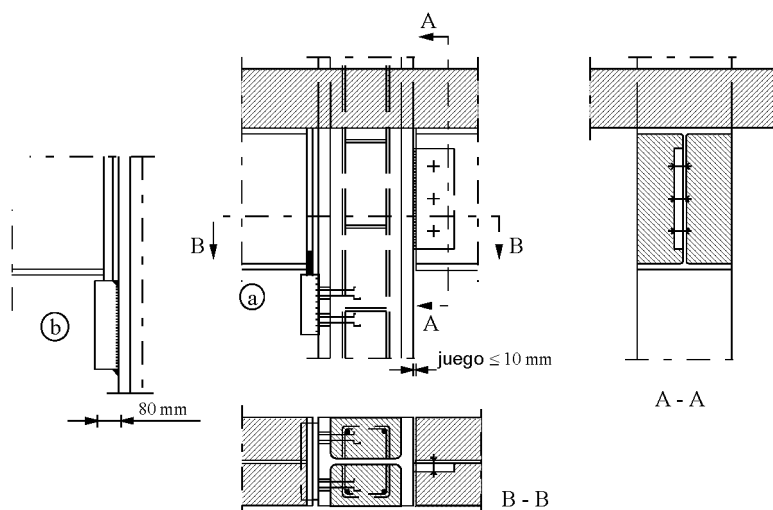
Figura 5.4 – Ejemplos de conexiones a un perfil de un pilar de acero totalmente embebido

### 5.4.3 Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón

(1) Si se usan bloques de apoyo sin protección se deberían disponer pernos adicionales (véase la figura 5.5 a) pues las soldaduras están expuestas al fuego. La resistencia al cortante de los pernos debería comprobarse de acuerdo con el punto (1) del apartado 4.3.4.2.5 con una temperatura del perno igual a la temperatura media del bloque de apoyo.

(2) Para clases de resistencia al fuego hasta R120, no se necesitan los pernos adicionales si se cumplen las condiciones siguientes (véase la figura 5.5 b):

- el bloque de apoyo sin protección tiene un espesor mínimo de 80 mm;
- el bloque de apoyo sin protección está soldado de forma continua al ala del pilar por los cuatro lados;
- la soldadura superior, protegida contra la radiación directa, tiene un espesor de al menos 1,5 veces el espesor de las soldaduras que la rodean y debería, en el dimensionamiento a temperatura normal, resistir al menos el 40% de la carga de cálculo a cortante.



**Figura 5.5 – Ejemplos de conexiones a un perfil de acero parcialmente embebido**

(3) Si se emplean pletinas de cortante la separación remanente entre la viga y el pilar no necesita protección adicional si es menor que 10 mm (véase la figura 5.5 a)

(4) Para tipos de conexiones distintas, se hace referencia al punto (1)P del apartado 5.4.1.

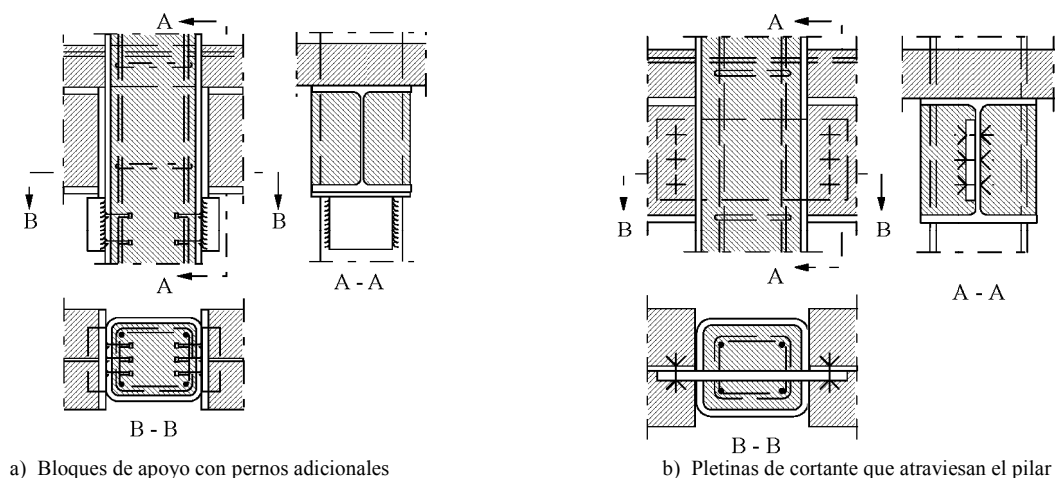
#### **5.4.4 Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón**

(1) Se pueden conectar vigas mixtas y pilares compuestos con perfiles huecos rellenos de hormigón empleando bloques de apoyo o pletinas de cortante (véase la figura 5.6).

(2)P Los esfuerzos de tracción y cortante deben transmitirse mediante medios adecuados desde la viga hasta el núcleo de hormigón armado de este tipo de pilar mixto.

(3) Si se emplean bloques de apoyo (véase la figura 5.6 a) la transmisión de carga de cortante en caso de incendio debería asegurarse mediante pernos adicionales. La resistencia a cortante de los pernos debería comprobarse de acuerdo con el punto (1) del apartado 4.3.4.2.5 con una temperatura de los pernos igual a la temperatura media del bloque de apoyo.

(4) Si se usan pletinas de cortante (véase la figura 5.6 b), éstas deberían atravesar el pilar y conectarse a ambas paredes por soldadura.



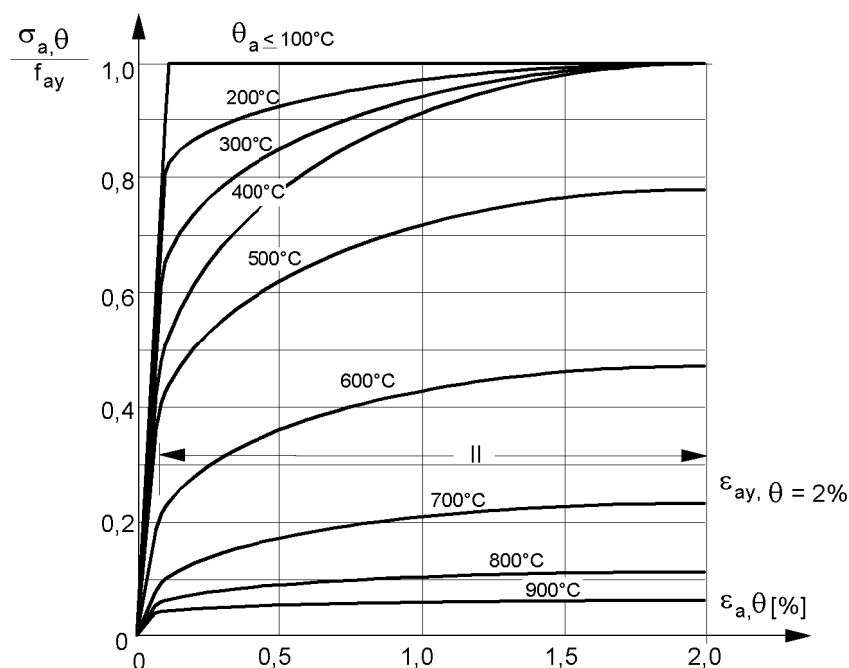
**Figura 5.6 – Ejemplos de conexiones a un perfil hueco relleno de hormigón**



## ANEXO A (Informativo)

## RELACIONES TENSIÓN-DEFORMACIÓN DE ACEROS ESTRUCTURALES A ELEVADAS TEMPERATURAS

(1) En la figura A.1 se muestra una representación gráfica de las relaciones tensión-deformación del acero de tipo S235, hasta una deformación unitaria máxima de  $\varepsilon_{a,\theta} = 2\%$ . Esta representación corresponde a los rangos I y II de la figura 3.1 y a los valores tabulados de la tabla 3.2 sin endurecimiento por deformación, según se especifica en el apartado 3.2.1.



**Figura A.1 – Representación gráfica de las relaciones tensión-deformación para un acero de tipo S235 hasta una deformación unitaria del 2%**

(2) Para los tipos de acero S235, S275, S355, S420 y S460 las relaciones tensión-deformación pueden evaluarse hasta una deformación unitaria máxima del 2% mediante las ecuaciones indicadas en la tabla 3.1.

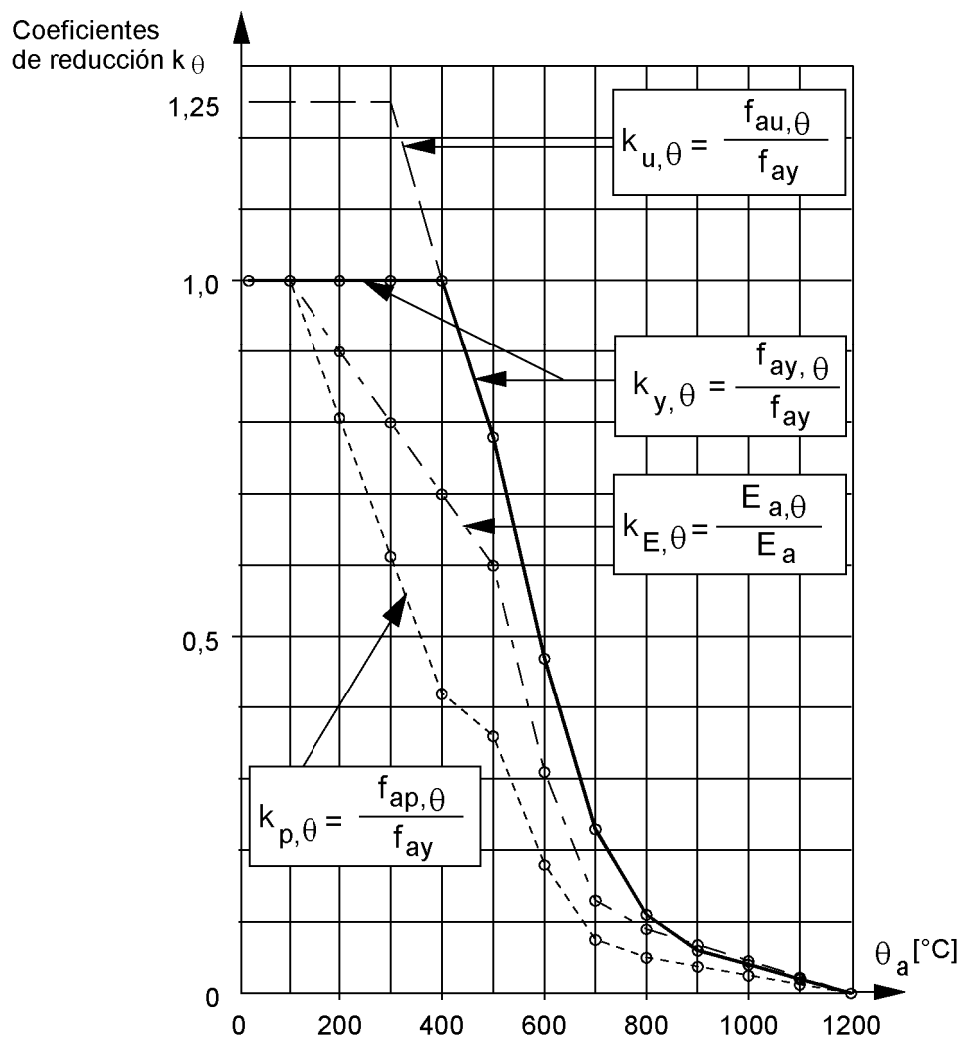
(3) Para temperaturas menores que 400 °C, se puede usar la opción alternativa de endurecimiento por deformación mencionada en el punto (4) del apartado 3.2.1, como se indica en los puntos (4), (5) y (6).

(4) En la figura A.2 se muestra una representación gráfica de las relaciones tensión-deformación, incluyendo el endurecimiento por deformación, donde:

- para deformaciones de hasta el 2%, la figura A.2 es conforme con la figura A.1 (rangos I y II);
- para deformaciones entre el 2% y el 4%, se supone una rama creciente lineal (rango IIIa);
- para deformaciones entre el 4% y el 15% (rango IIIb) se considera una meseta horizontal con  $\varepsilon_{au,\theta} = 15\%$ ;
- para deformaciones entre el 15% y el 20% se considera una rama decreciente (rango IV) con  $\varepsilon_{ac,\theta} = 20\%$ .



(7) Los principales parámetros  $E_{a,\theta}$ ,  $f_{ap,\theta}$ ,  $f_{ay,\theta}$  y  $f_{au,\theta}$  de la opción alternativa de endurecimiento por deformación pueden obtenerse de los coeficientes de reducción  $k_\theta$  de la figura A.3.



**Figura A.3 – Coeficientes de reducción  $k_\theta$  para relaciones de tensión-deformación que permiten el endurecimiento por deformación del acero estructural a elevadas temperaturas (véase también la tabla 3.2 del 3.2.1)**

## ANEXO B (Informativo)

## RELACIONES TENSIÓN-DEFORMACIÓN DE HORMIGONES CON ÁRIDOS SILÍCEOS A ELEVADAS TEMPERATURAS

- (1) En la figura B.1 se muestra una representación gráfica de las relaciones tensión-deformación para hormigones con áridos silíceos hasta una deformación unitaria máxima de  $\varepsilon_{ce,\theta} = 4,75\%$ . Esta presentación corresponde a la formulación matemática de la figura 3.2 y a los valores tabulados de la tabla 3.3 según se especifica en el apartado 3.2.2.
- (2) El rango permitido y los valores recomendados de la deformación unitaria  $\varepsilon_{cu,\theta}$  que corresponde a  $f_{c,\theta}$ , de acuerdo con la figura 3.2, pueden obtenerse de la tabla B.1.
- (3) Los valores recomendados de  $\varepsilon_{ce,\theta}$  pueden obtenerse de la tabla B.1.

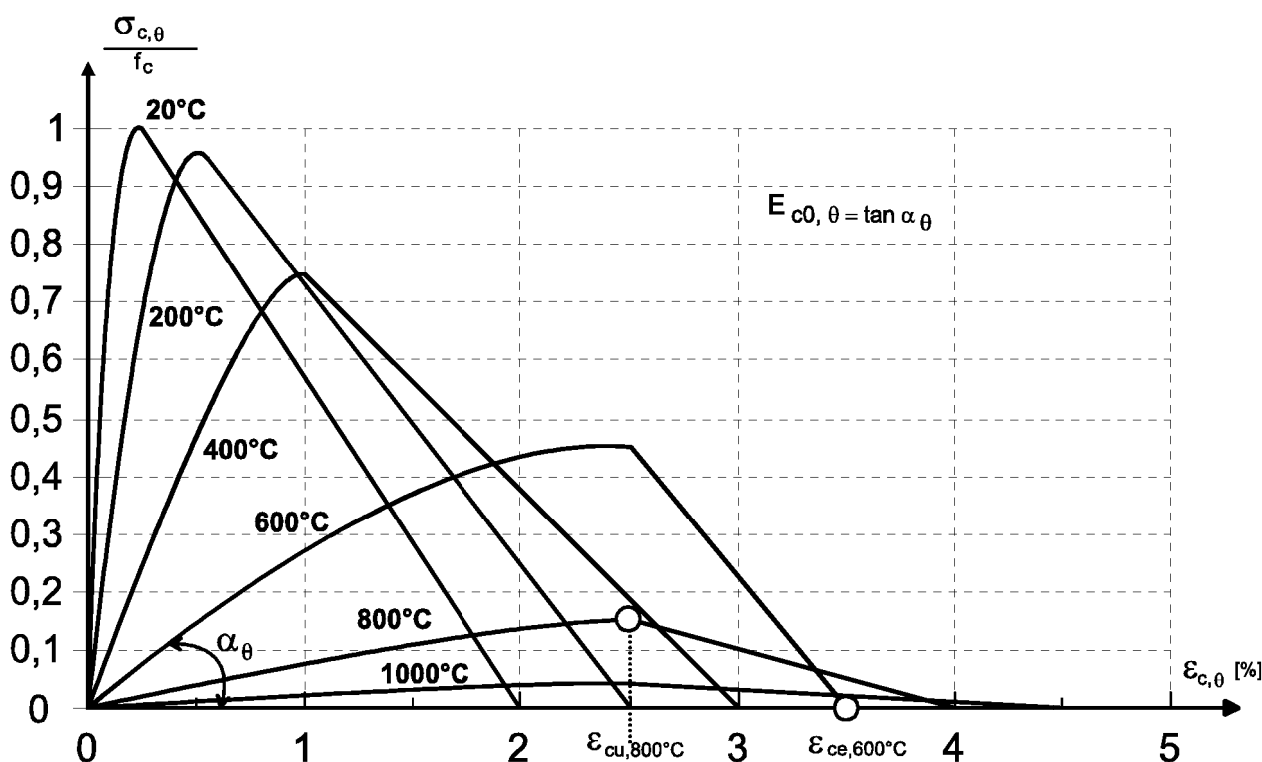
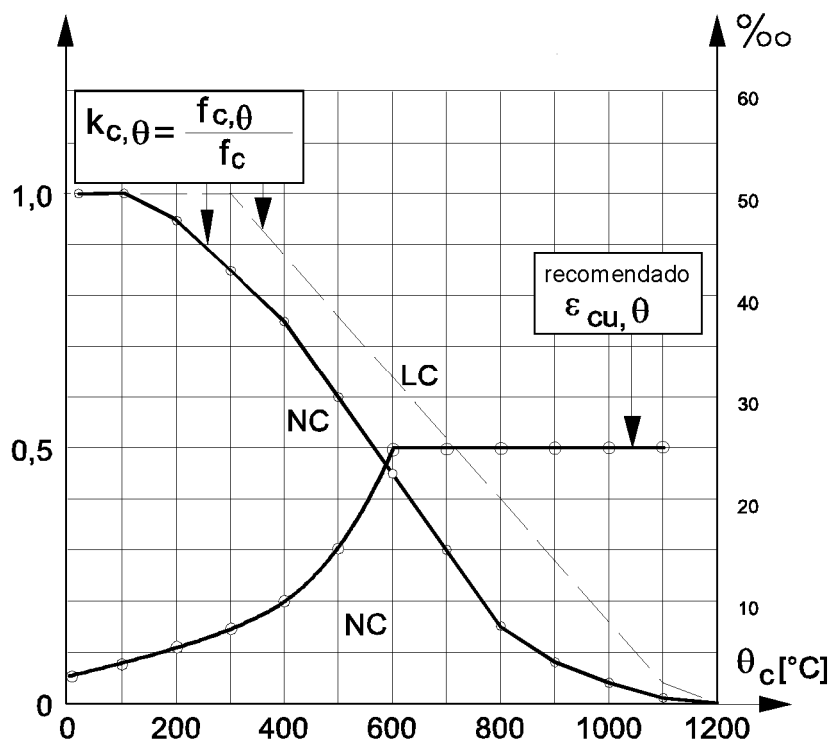


Figura B.1 – Representación gráfica de las relaciones tensión-deformación para hormigones con áridos silíceos con una rama lineal descendente, incluyendo los valores recomendados  $\varepsilon_{cu,\theta}$  y  $\varepsilon_{ce,\theta}$  de la tabla B.1

**Tabla B.1 – Parámetros  $\varepsilon_{cu,\theta}$  y  $\varepsilon_{ce,\theta}$  que definen el rango recomendado de la rama descendente para las relaciones tensión-deformación del hormigón a elevadas temperaturas**

Temperatura del hormigón $\theta_c$ [°C]	$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ Valor recomendado	$\varepsilon_{ce,\theta} \cdot 10^3$ Valor recomendado
20	2,5	20,0
100	4,0	22,5
200	5,5	25,0
300	7,0	27,5
400	10	30,0
500	15	32,5
600	25	35,0
700	25	37,5
800	25	40,0
900	25	42,5
1 000	25	45,0
1 100	25	47,5
1 200	—	—

(4) Los principales parámetros  $f_{c,\theta}$  y  $\varepsilon_{cu,\theta}$  de las relaciones tensión-deformación a elevadas temperaturas, para hormigones normales con áridos silíceos y para hormigones ligeros se representan en la figura B.2. La resistencia a compresión  $f_{c,\theta}$  y la deformación unitaria correspondiente,  $\varepsilon_{cu,\theta}$ , definen completamente el rango I del modelo de material junto con las ecuaciones de la figura 3.2 (véase también la tabla 3.3 del 3.2.2).



**Figura B.2 – Parámetros de las relaciones tensión-deformación a elevadas temperaturas para hormigones normales y hormigones ligeros**

## ANEXO C (Informativo)

## RELACIONES TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN ADAPTADAS A FUEGOS NATURALES CON UNA RAMA DE CALENTAMIENTO DESCENDENTE PARA USO EN MODELOS DE CÁLCULO AVANZADOS

(1) Después de calentarse a una temperatura máxima  $\theta_{\text{máx.}}$ , y del posterior enfriamiento hasta una temperatura ambiente de 20 °C, el hormigón no recupera su resistencia a compresión inicial  $f_c$ .

(2) Cuando se considera la rama descendente de la curva de calentamiento del hormigón (véase la figura C.1), tanto el valor de  $\varepsilon_{\text{cu},\theta}$  como el valor de la pendiente de la rama descendente de la relación tensión-deformación pueden mantenerse iguales a los valores correspondientes de la temperatura máxima  $\theta_{\text{máx.}}$  (véase la figura C.2).

(3) La resistencia a compresión residual del hormigón calentado hasta una temperatura máxima  $\theta_{\text{máx.}}$  y enfriado hasta la temperatura ambiente de 20 °C, puede obtenerse como se indica a continuación:

$$f_{c,\theta, 20^\circ\text{C}} = \varphi f_c \quad \text{donde para} \quad (\text{C.1})$$

$$20^\circ\text{C} \leq \theta_{\text{máx.}} < 100^\circ\text{C}; \quad \varphi = k_{c,\theta_{\text{máx.}}} \quad (\text{C.2})$$

$$100^\circ\text{C} \leq \theta_{\text{máx.}} < 300^\circ\text{C}; \quad \varphi = 1,0 - [0,235 (\theta_{\text{máx.}} - 100)/200] \quad (\text{C.3})$$

$$\theta_{\text{máx.}} \geq 300^\circ\text{C}; \quad \varphi = 0,9 k_{c,\theta_{\text{máx.}}} \quad (\text{C.4})$$

NOTA El coeficiente de reducción  $k_{c,\theta_{\text{máx.}}}$  se toma de acuerdo con el punto (4) del apartado 3.2.2.

(4) Durante el enfriamiento del hormigón con  $\theta_{\text{máx.}} \geq \theta \geq 20^\circ\text{C}$ , la resistencia a compresión en probetas cilíndricas  $f_{c,\theta}$  correspondiente puede interpolarse de forma lineal entre  $f_{c,\theta_{\text{máx.}}}$  y  $f_{c,\theta,20^\circ\text{C}}$ .

(5) Las reglas anteriores se pueden ilustrar en la figura C.2 para un hormigón de clase C40/50, como se indica a continuación:

$$\theta_1 = 200^\circ\text{C}; \quad f_{c,\theta_1} = 0,95 \cdot 40 = 38 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.5})$$

$$\varepsilon_{\text{cu},\theta_1} = 0,55 \quad [\%] \quad (\text{C.6})$$

$$\varepsilon_{\text{ce},\theta_1} = 2,5 \quad [\%] \quad (\text{C.7})$$

$$\theta_2 = 400^\circ\text{C}; \quad f_{c,\theta_2} = 0,75 \cdot 40 = 30 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.8})$$

$$\varepsilon_{\text{cu},\theta_2} = 1 \quad [\%] \quad (\text{C.9})$$

$$\varepsilon_{\text{ce},\theta_2} = 3,0 \quad [\%] \quad (\text{C.10})$$

Para una temperatura de hormigón máxima posible de  $\theta_{\text{máx.}} = 600^\circ\text{C}$ :

$$f_{c,\theta_{\text{máx.}}} = 0,45 \cdot 40 = 18 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.11})$$

$$\varepsilon_{\text{cu},\theta_{\text{máx.}}} = 2,5 \quad [\%] \quad (\text{C.12})$$

$$\varepsilon_{\text{ce},\theta_{\text{máx.}}} = 3,5 \quad [\%] \quad (\text{C.13})$$

Para cualquier temperatura inferior obtenida durante la fase de enfriamiento posterior como por ejemplo  $\theta_3 = 400^\circ\text{C}$ :

$$f_{c,\theta,20^\circ\text{C}} = (0,9 k_{c,\theta_{\text{máx.}}}) f_c = 0,9 \cdot 0,45 \cdot 40 = 16,2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.14})$$

$$f_{c,\theta_3} = f_{c,\theta_{\text{máx.}}} - \left[ (f_{c,\theta_{\text{máx.}}} - f_{c,\theta,20^\circ\text{C}}) (\theta_{\text{máx.}} - \theta_3) / (\theta_{\text{máx.}} - 20) \right] = 17,4 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.15})$$

$$\varepsilon_{\text{cu},\theta_3} = \varepsilon_{\text{cu},\theta_{\text{máx.}}} = 2,5 \quad [\%] \quad (\text{C.16})$$

$$\varepsilon_{\text{ce},\theta_3} = \varepsilon_{\text{cu},\theta_3} + \left[ (\varepsilon_{\text{ce},\theta_{\text{máx.}}} - \varepsilon_{\text{cu},\theta_{\text{máx.}}}) f_{c,\theta_3} / f_{c,\theta_{\text{máx.}}} \right] = 3,46 \quad [\%] \quad (\text{C.17})$$

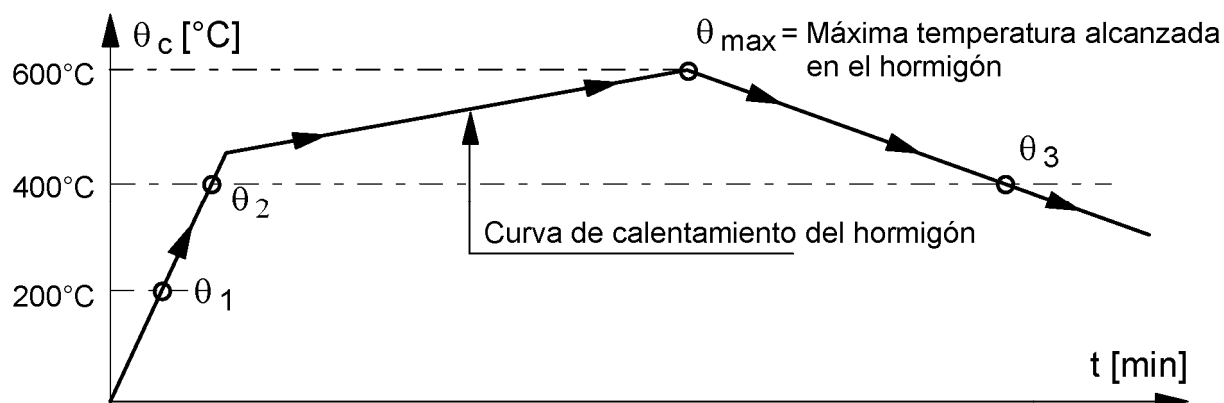


Figura C.1 – Ejemplo de calentamiento y enfriamiento del hormigón

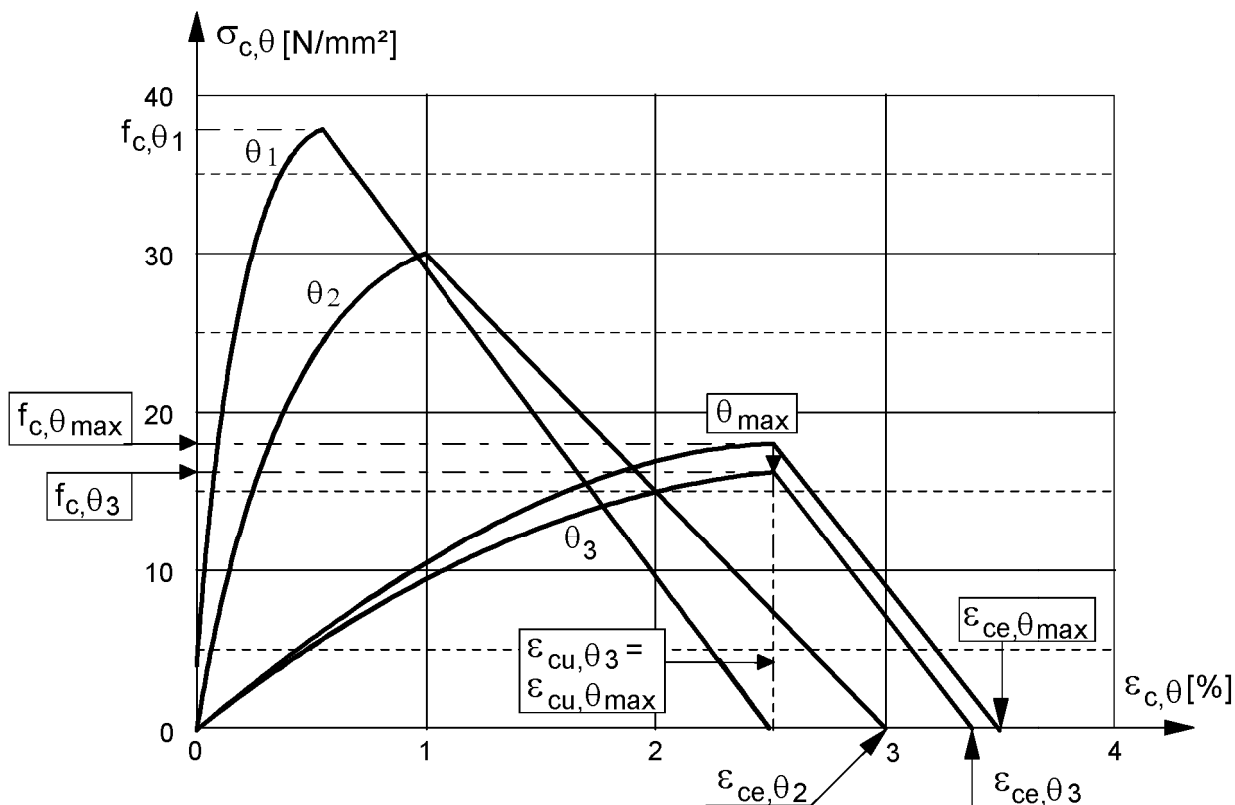


Figura C.2 – Relaciones tensión-deformación del hormigón de clase de resistencia C40/50 calentado hasta  $\theta_1 = 200^\circ\text{C}$ ,  $\theta_2 = 400^\circ\text{C}$ ,  $\theta_{\text{máx.}} = 600^\circ\text{C}$  y enfriado hasta  $\theta_3 = 400^\circ\text{C}$

## ANEXO D (Informativo)

**MODELO PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOSAS MIXTAS SIN PROTECCIÓN EXPUESTAS AL FUEGO POR SU CARA INFERIOR DE ACUERDO CON LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA**

**D.1 Resistencia al fuego en función del aislamiento térmico**

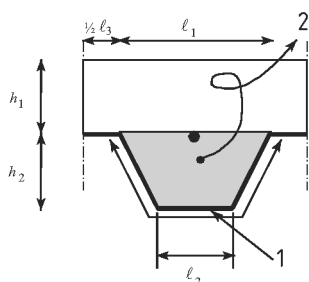
(1) La resistencia al fuego correspondiente a un aumento de temperatura medio (= 140 °C) y al incremento máximo de temperatura (= 180 °C), criterio “I”, se puede determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{\ell_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{\ell_3} \quad (\text{D.1})$$

donde

$t_i$	es la resistencia al fuego respecto al aislamiento térmico	[min]
$A$	es el volumen de hormigón del nervio por metro de longitud de nervio	[mm <sup>3</sup> /m]
$L_r$	es el área expuesta del nervio por metro de longitud de nervio	[mm <sup>2</sup> /m]
$A/L_r$	es el coeficiente de geometría del nervio	[mm]
$\Phi$	es el coeficiente de vista del ala superior	[-]
$\ell_3$	es la anchura del ala superior (véase la figura D.1)	[mm]

Para los coeficientes  $a_i$ , para diferentes valores del canto  $h_1$  del hormigón, tanto para hormigones normales como ligeros, se hace referencia a la figura D.1 y a la tabla D.1. Para valores intermedios se puede interpolar linealmente.



$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left( \frac{\ell_1 + \ell_2}{2} \right)}{\ell_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left( \frac{\ell_1 - \ell_2}{2} \right)^2}} \quad (\text{D.2})$$

Leyenda

- 1 Superficie expuesta:  $L_r$   
2 Área:  $A$

**Figura D.1 – Definición del coeficiente de geometría  $A/L_r$  del nervio, en nervios de losas mixtas**

**Tabla D.1 – Coeficientes para la determinación de la resistencia al fuego respecto al aislamiento térmico**

	$a_0$ [min]	$a_1$ [min/mm]	$a_2$ [min]	$a_3$ [min/mm]	$a_4$ [mm min]	$a_5$ [min]
Hormigón de peso normal	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0
Hormigón ligero	-79,2	2,18	-2,44	0,56	-542	52,3



(2) El coeficiente de configuración o vista  $\Phi$  del ala superior se puede determinar como se indica a continuación:

$$\Phi = \left( \sqrt{h_2^2 + \left( l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left( \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right) / l_3 \quad [-] \quad (D.3)$$

## D.2 Cálculo del momento resistente positivo $M_{fi,Rd^+}$

(1) Las temperaturas  $\theta_a$  del ala inferior, del alma y del ala superior del tablero de acero pueden obtenerse con la siguiente ecuación:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{\ell_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_T} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2 \quad (D.4)$$

donde

$\theta_a$  es la temperatura del ala inferior, del alma y del ala superior [°C]

Para los coeficientes  $b_i$ , tanto para hormigones normales como ligeros, se hace referencia a la tabla D.2. Para valores intermedios, se puede interpolar linealmente.

**Tabla D.2 – Coeficientes para la determinación de las temperaturas de las partes del tablero de acero**

Hormigón	Resistencia al fuego [min]	Parte del tablero de acero	$b_0$ [°C]	$b_1$ [°C]. mm	$b_2$ [°C]. mm	$b_3$ [°C]	$b_4$ [°C]
Hormigón de peso normal	60	Ala inferior	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
		Alma	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
		Ala superior	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8
	90	Ala inferior	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Alma	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Ala superior	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0
	120	Ala inferior	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8
		Alma	925	-949	-1,82	344,2	-267,4
		Ala superior	770	-2460	-1,67	592,6	-379,0
Hormigón ligero	30	Ala inferior	800	-1326	-2,65	114,5	-181,2
		Alma	483	-286	-2,26	439,6	-244,0
		Ala superior	331	-2284	-1,54	488,8	-131,7
	60	Ala inferior	955	-622	-1,32	47,7	-81,1
		Alma	761	-558	-1,67	426,5	-303,0
		Ala superior	607	-2261	-1,02	664,5	-410,0
	90	Ala inferior	1019	-478	-0,91	32,7	-60,8
		Alma	906	-654	-1,36	287,8	-230,3
		Ala superior	789	-1847	-0,99	469,5	-313,0
	120	Ala inferior	1062	-399	-0,65	19,8	-43,7
		Alma	989	-629	-1,07	186,1	-152,6
		Ala superior	903	-1561	-0,92	305,2	-197,2

(2) El coeficiente de vista  $\Phi$  del ala superior y el coeficiente de geometría  $A/L_r$  del nervio puede establecerse de acuerdo con el apartado D.1.

(3) La temperatura  $\theta_s$  de las armaduras pasivas en el nervio (véase la figura D.2) se obtiene de:

$$\theta_s = c_0 + \left( c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} \right) + (c_2 \cdot z) + \left( c_3 \cdot \frac{A}{L_r} \right) + (c_4 \cdot \alpha) + \left( c_5 \cdot \frac{1}{\ell_3} \right) \quad (D.5)$$

donde

$\theta_s$  es la temperatura de la armadura adicional del nervio [°C]

$u_3$  es la distancia al ala inferior [mm]

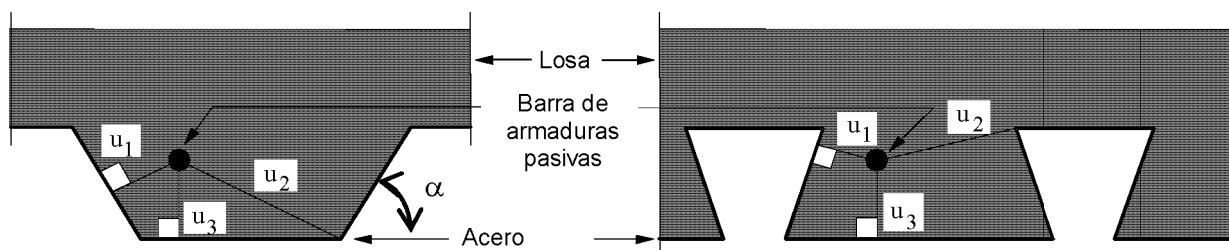
$z$  indica la posición en el nervio (véase el punto (4)) [mm<sup>-0.5</sup>]

$\alpha$  es el ángulo del nervio [grados]

Para los coeficientes  $c_i$ , tanto para hormigones normales como ligeros, se hace referencia a la tabla D.3. Para valores intermedios, se puede interpolar linealmente.

**Tabla D.3 – Coeficientes para la determinación de las temperaturas de las armaduras pasivas en el nervio**

Hormigón	Resistencia al fuego [min]	$c_0$ [°C]	$c_1$ [°C]	$c_2$ [°C]. mm <sup>0.5</sup>	$c_3$ [°C].mm	$c_4$ [°C/°]	$c_5$ [°C].mm
Hormigón de peso normal	60	1191	-250	-240	-5,01	1,04	-925
	90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4,79	1,68	-1326
Hormigón ligero	30	809	-135	-243	-0,70	0,48	-315
	60	1336	-242	-292	-6,11	1,63	-900
	90	1381	-240	-269	-5,46	2,24	-918
	120	1397	-230	-253	-4,44	2,47	-906



**Figura D.2 – Parámetros para la posición de las barras de las armaduras pasivas**

(4) El coeficiente  $z$ , que indica la posición de la barra de las armaduras pasivas, se obtiene de:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} \quad (D.6)$$

(5) Las distancias  $u_1$ ,  $u_2$  y  $u_3$  se expresan en mm y se definen como se indica a continuación:

$u_1$ ,  $u_2$ : menor distancia desde el centro de la barra para armaduras pasivas hasta cualquier punto de los nervios de la plancha de acero;

$u_3$ : distancia desde el centro de la barra para armaduras pasivas hasta el ala inferior de la plancha de acero.

(6) En base a las temperaturas indicadas por los puntos (1) a (5), las tensiones últimas de las partes de la losa mixta y el momento resistente positivo se calculan de acuerdo con el apartado 4.3.1.

### D.3 Cálculo del momento resistente negativo $M_{fi,Rd}$

(1) Se puede ignorar, como aproximación conservadora, la contribución del tablero de acero al momento resistente negativo.

(2) El momento resistente negativo de la losa se calcula considerando una sección transversal reducida. No se tienen en cuenta las partes de la sección transversal con temperaturas que sobrepasen una cierta temperatura límite  $\theta_{lim}$ . El resto de la sección transversal se considera a temperatura ambiente.

(3) El resto de sección transversal se establece sobre la base de la isoterma para la temperatura límite (véanse las figuras D.3). La isoterma de la temperatura límite, se esquematiza por medio de 4 puntos característicos, de la forma siguiente:

Punto I: situado en el eje del nervio, a una distancia del ala inferior de la plancha de acero calculada como función de la temperatura límite de acuerdo con las ecuaciones D.7 y D.9 de los puntos (4) y (5);

Punto IV: situado en el eje intermedio entre dos nervios, a una distancia del ala superior de la plancha de acero calculada como función de la temperatura límite de acuerdo con las ecuaciones D.7 y D.14 de los puntos (4) y (5);

Punto II: situado en una línea que pasa por el punto I, paralela al ala inferior de la plancha de acero, a una distancia desde el alma de la plancha de acero igual a la que hay desde el ala inferior;

Punto III: situada en una línea que pasa por el ala superior de la plancha de acero, a una distancia desde el alma de la plancha de acero igual a la distancia desde el punto IV al ala superior.

La isoterma se obtiene mediante interpolación lineal entre los puntos I, II, III y IV.

NOTA La temperatura límite se obtiene del equilibrio sobre la sección transversal y, por tanto, no tiene relación con la penetración de la temperatura.

A) Distribución de la temperatura en una sección transversal

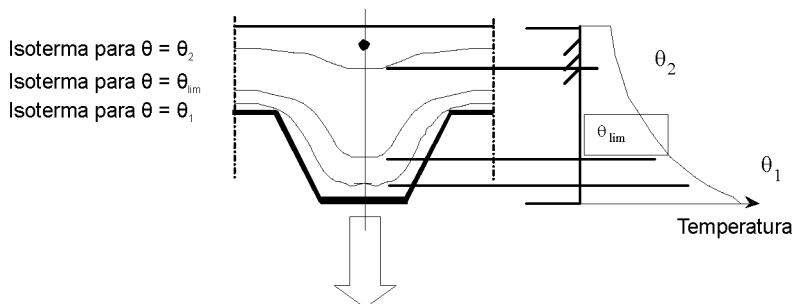


Figura D.3.a – Representación esquemática de las isotermas

B) Representación esquemática de la isoterma específica  $\theta = \theta_{\text{lim}}$

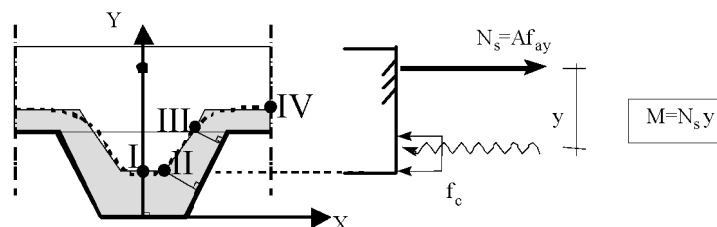


Figura D.3.b – Establecimiento de isotermas

(4) La temperatura límite,  $\theta_{\text{lim}}$ , se obtiene de:

$$\theta_{\text{lim}} = d_0 + d_1 \cdot N_s + d_2 \cdot \frac{A}{L_r} + d_3 \cdot \Phi + d_4 \cdot \frac{1}{\ell_3} \quad (\text{D.7})$$

donde

$N_s$  es el esfuerzo axial en la armadura de momento negativo [N]

Para los coeficientes  $d_i$ , tanto para hormigón normal como para ligero se hace referencia a la tabla D.4. Para valores intermedios, se puede interpolar linealmente.

(5) Las coordenadas de los cuatro puntos I a IV vienen dados por:

$$X_I = 0 \quad (\text{D.8})$$

$$Y_I = Y_{II} = \frac{1}{\left(\frac{1}{z} - \frac{4}{\sqrt{\ell_1 + \ell_3}}\right)^2} \quad (\text{D.9})$$

$$X_{II} = \frac{1}{2} \ell_2 + \frac{Y_I}{\sin \alpha} \cdot (\cos \alpha - 1) \quad (\text{D.10})$$

$$X_{III} = \frac{1}{2} \ell_1 - \frac{b}{\sin \alpha} \quad (\text{D.11})$$

$$Y_{III} = h_2 \quad (\text{D.12})$$

$$X_{IV} = \frac{1}{2} \ell_1 + \frac{1}{2} \ell_3 \quad (\text{D.13})$$

$$Y_{IV} = h_2 + b \quad (\text{D.14})$$

$$\text{con: } \alpha = \arctan \left( \frac{2 h_2}{\ell_1 - \ell_2} \right)$$

$$\text{con: } a = \left( \frac{1}{z} - \frac{1}{\sqrt{h_2}} \right)^2 \ell_1 \sin \alpha$$

$$\text{con: } b = \frac{1}{2} \ell_1 \sin \alpha \left( 1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4a + c}}{a} \right)$$

$$\text{con: } c = -8 \left( 1 + \sqrt{1+a} \right); a \geq 8$$

$$\text{con: } c = +8 \left( 1 + \sqrt{1+a} \right); a < 8$$

**Tabla D.4 – Coeficientes para la determinación de la temperatura límite**

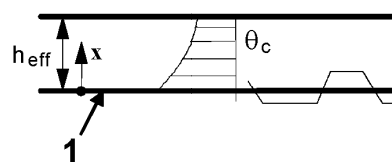
Hormigón	Resistencia al fuego [min]	$d_0$ [°C]	$d_1$ [°C] · N	$d_2$ [°C] · mm	$d_3$ [°C]	$d_4$ [°C] · mm
Hormigón de peso normal	60	867	$-1,9 \cdot 10^{-4}$	-8,75	-123	-1 378
	90	1 055	$-2,2 \cdot 10^{-4}$	-9,91	-154	-1 990
	120	1 144	$-2,2 \cdot 10^{-4}$	-9,71	-166	-2 155
Hormigón ligero	30	524	$-1,6 \cdot 10^{-4}$	-3,43	-80	-392
	60	1 030	$-2,6 \cdot 10^{-4}$	-10,95	-181	-1 834
	90	1 159	$-2,5 \cdot 10^{-4}$	-10,88	-208	-2 233
	120	1 213	$-2,5 \cdot 10^{-4}$	-10,09	-214	-2 320

(6) El parámetro  $z$  dado en el punto (5) puede resolverse con la ecuación de la determinación de la temperatura de las armaduras pasivas (es decir, la ecuación D.5), suponiendo  $u_3/h_2 = 0,75$  y empleando  $\theta_s = \theta_{lim}$ .

(7) En el caso de  $Y_1 > h_2$ , los nervios de la losa pueden no considerarse. La tabla D.5 puede usarse, como una aproximación conservadora, para obtener la ubicación de la isoterma.

**Tabla D.5 – Distribución de la temperatura en una losa maciza de 100 mm de espesor formada por hormigón de peso normal y sin aislar**

Canto x mm	Temperatura $\theta_c$ [°C] después de un incendio de duración en minutos					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305



1 – Parte inferior de la losa expuesto al fuego

(8) El momento resistente negativo se calcula usando el resto de la sección transversal determinada mediante los puntos (1) a (7) y por referencia al apartado 4.3.1.

(9) Para hormigones ligeros, las temperaturas de la tabla D.5 se reducen los valores indicados al 90%.

#### D.4 Espesor eficaz de una losa mixta

(1) El valor eficaz de  $h_{\text{eff}}$  se obtiene de la ecuación:

$$h_{\text{eff}} = h_1 + 0,5 h_2 \left( \frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) \quad \text{para } h_2/h_1 \leq 1,5 \text{ y } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (\text{D.15a})$$

$$h_{\text{eff}} = h_1 \left[ 1 + 0,75 \left( \frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) \right] \quad \text{para } h_2/h_1 > 1,5 \text{ y } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (\text{D.15b})$$

Las figuras 4.1 y 4.2 muestran las dimensiones  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $\ell_1$ ,  $\ell_2$ , y  $\ell_3$  de la sección transversal de la losa.

(2) Si  $\ell_3 > 2 \ell_1$ , el espesor eficaz puede tomarse igual a  $h_1$ .

(3) La relación entre la resistencia al fuego respecto al criterio de aislamiento térmico y el espesor eficaz mínimo  $h_{\text{eff}}$  de losa se muestra en la tabla D.6 para unos niveles normales de resistencia al fuego, donde  $h_3$  es el espesor de la capa de compresión en caso de que hubiera alguna sobre la losa de hormigón.

**Tabla D.6 – Espesor mínimo eficaz como función de la resistencia al fuego normalizado**

Resistencia al fuego normalizado	Espesor mínimo eficaz $h_{\text{eff}}$ [mm]
I 30	60 - $h_3$
I 60	80 - $h_3$
I 90	100 - $h_3$
I 120	120 - $h_3$
I 180	150 - $h_3$
I 240	175 - $h_3$

#### D.5 Campo de aplicación

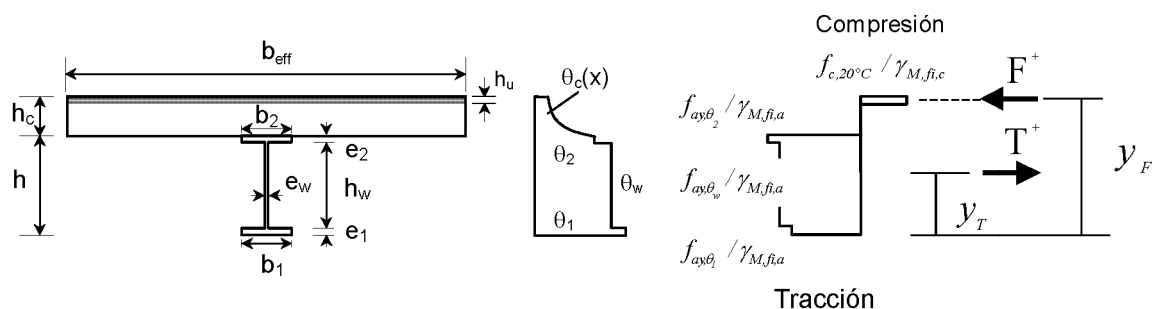
(1) En la tabla D.7 se indica el campo de aplicación para losas mixtas sin protección tanto para hormigón de peso normal (NC) como para hormigón ligero (LC). Para los símbolos véanse las figuras 4.1 y 4.2.

**Tabla D.7 – Campo de aplicación**

para chapas nervadas de acero en cola de milano	para chapas nervadas de acero trapezoidales
77,0 ≤ $\ell_1$ ≤ 135,0 mm	80,0 ≤ $\ell_1$ ≤ 155,0 mm
110,0 ≤ $\ell_2$ ≤ 150,0 mm	32,0 ≤ $\ell_2$ ≤ 132,0 mm
38,5 ≤ $\ell_3$ ≤ 97,5 mm	40,0 ≤ $\ell_3$ ≤ 115,0 mm
50,0 ≤ $h_1$ ≤ 130,0 mm	50,0 ≤ $h_1$ ≤ 125,0 mm
30,0 ≤ $h_2$ ≤ 60,0 mm	50,0 ≤ $h_2$ ≤ 100,0 mm

## ANEXO E (Informativo)

**MODELO PARA EL CÁLCULO DE LOS MOMENTOS RESISTENTES POSITIVOS Y NEGATIVOS DE UNA VIGA DE ACERO CONECTADA A UNA LOSA DE HORMIGÓN Y EXPUESTA AL FUEGO POR LA CARA INFERIOR DE LA LOSA DE HORMIGÓN**



**Figura E.1 – Cálculo del momento resistente positivo**

**E.1 Cálculo del momento resistente positivo  $M_{fi,Rd}^+$**

(1) De acuerdo con la figura E.1 el esfuerzo axial de tracción  $T^+$  y su posición  $y_T$  se pueden obtener de:

$$T^+ = \left[ f_{ay,\theta_1} (b_1 e_1) + f_{ay,\theta_w} (h_w e_w) + f_{ay,\theta_2} (b_2 e_2) \right] / \gamma_{M,fi,a} \quad (E.1)$$

$$y_T = \left[ f_{ay,\theta_1} (b_1) (e_1^2/2) + f_{ay,\theta_w} (h_w e_w) (e_1 + h_w/2) + f_{ay,\theta_2} (b_2 e_2) (h - e_2/2) \right] / (T^+ \gamma_{M,fi,a}) \quad (E.2)$$

con  $f_{ay,\theta}$ , el máximo nivel de tensión de acuerdo con el apartado 3.2.1 a la temperatura  $\theta$  obtenida del apartado 4.3.4.2.2.

(2) En una viga simplemente apoyada, el valor del esfuerzo axial de tracción  $T^+$  obtenido del punto (1) está limitado por:

$$T^+ \leq N \cdot P_{fi,Rd} \quad (E.3)$$

donde

$N$  es el menor número de conectores de cortante relativo a cualquier longitud crítica de la viga; y  $P_{fi,Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia a cortante en situación de incendio de un conector de cortante de acuerdo el apartado 4.3.4.2.5.

NOTA Las longitudes críticas se definen por los apoyos extremos y la sección transversal de máximo momento flector.

(3) El espesor de la zona de compresión  $h_u$  se determina a partir de:

$$h_u = T^+ / (b_{eff} f_c / \gamma_{M,fi,c}) \quad (E.4)$$

donde  $b_{eff}$  es la anchura eficaz de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 de la Norma EN 1994-1-1, y  $f_c$  la resistencia a compresión a temperatura ambiente.

(4) Se pueden presentar dos situaciones:

$(h_c - h_u) \geq h_{cr}$ , siendo  $h_{cr}$  la profundidad  $x$  de acuerdo con la tabla D.5 que corresponde a una temperatura del hormigón menor que 250 °C. En esa situación, se aplica el valor de  $h_u$  de acuerdo con la ecuación (E.4).

o  $(h_c - h_u) < h_{cr}$ ; algunas capas de la zona de compresión del hormigón están a una temperatura superior a los 250 °C. En este caso se puede considerar una reducción de la resistencia a compresión del hormigón de acuerdo con el apartado 3.2.2. El valor  $h_u$  se puede obtener por iteración variando el índice “n” y suponiendo, en base a la tabla D.5, una temperatura media para cada capa de 10 mm, de modo que:

$$T^+ = F = \left[ (h_c - h_{cr}) (b_{eff}) f_c + \sum_{i=2}^{n-1} (10 b_{eff}) f_{c, \theta_i} + (h_{u,n} b_{eff}) f_{c, \theta_n} \right] / \gamma_{M, fi, c} \quad (E.5)$$

donde

$$h_u = (h_c - h_{cr}) + 10(n - 2) + h_{u,n} \quad [\text{mm}]$$

$n$  es el número total de capas comprimidas de hormigón, incluyendo la capa superior  $(h_c - h_{cr})$  con una temperatura menor que 250 °C.

(5) El punto de aplicación de este esfuerzo de compresión se obtiene de:

$$y_F \approx h + h_c - (h_u/2) \quad (E.6)$$

y el momento resistente positivo es:

$$M_{fi, Rd}^+ = T^+ (y_F - y_T) \quad (E.7)$$

siendo  $T^+$  el esfuerzo axial de tracción obtenida de la ecuación (E.5), considerando la ecuación (E.3).

(6) Este modelo de cálculo puede usarse para una losa mixta con una plancha conformada de acero siempre que en los puntos (3) y (4)  $h_c$  se reemplace por  $h_{eff}$ , como se define en el punto (1) y  $h_u$  se limite por  $h_1$ , como se define en las figuras 4.1 y 4.2.

(7) Este modelo de cálculo, establecido junto con el apartado 4.3.4.2.4, puede emplearse en el modelo de temperatura crítica del apartado 4.3.4.2.3 suponiendo que  $\theta_1 = \theta_w = \theta_2 = \theta_{cr}$ .

(8) Un enfoque similar puede emplearse si la fibra neutra no se encuentra dentro de la losa de hormigón sino en la viga de acero.

## E.2 Cálculo del momento resistente negativo $M_{fi, Rd}^-$ en el apoyo intermedio (o en un apoyo empotrado)

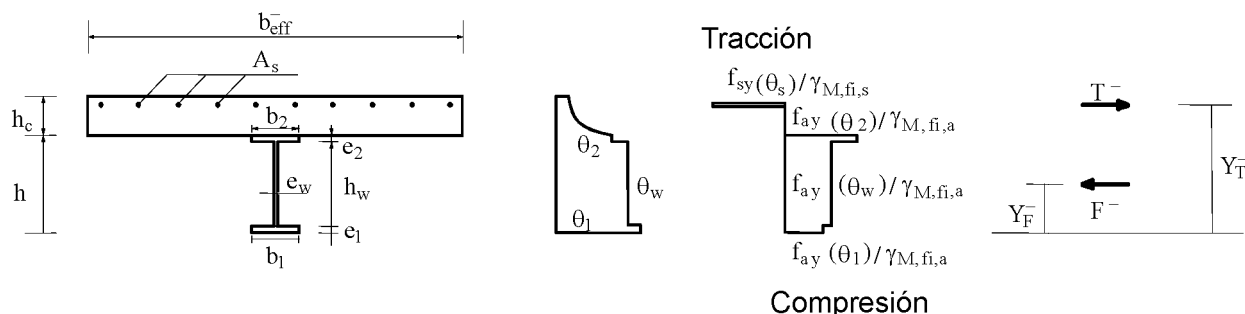
(1) La anchura eficaz de la losa en un apoyo intermedio (o en el apoyo empotrado)  $b_{eff}^-$  se puede determinar de forma que la fibra neutra plástica no caiga en la losa de hormigón, es decir, se entiende que la losa está fisurada en todo su espesor. La anchura eficaz no puede ser mayor que la determinada a temperatura normal, de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 de la Norma EN 1994-1-1.

(2) Las armaduras pasivas a tracción longitudinales pueden considerarse en estado plástico,  $f_{sy, \theta_s}$ , donde  $\theta_s$  es la temperatura en la losa, en el nivel en que se sitúan las armaduras pasivas.

(3) En los apartados siguientes se supone que la fibra neutra plástica se encuentra exactamente en la superficie de contacto entre la losa y el perfil de acero. Un enfoque similar puede emplearse si la fibra neutra plástica se encuentra dentro la sección transversal del acero, modificando ecuaciones de modo adecuado.



(4) El momento resistente plástico negativo de la sección mixta se puede determinar considerando el diagrama de tensiones de la figura E.2, con las temperaturas  $\theta_1$ ,  $\theta_2$ ,  $\theta_w$  calculadas de acuerdo con el apartado 4.3.4.2.2.



**Figura E.2 – Cálculo del momento resistente negativo**

(5) El momento resistente negativo se obtiene de:  $M_{fi,Rd}^- = T^- (y_T^- - y_F^-)$

donde

$T^-$  es el esfuerzo axial de tracción total de las armaduras pasivas, igual al esfuerzo axial de compresión  $F^-$  en el perfil de acero.

(6) El valor del esfuerzo axial de compresión  $F$  en la losa en la sección transversal crítica dentro del vano, véase el punto (2) del capítulo E.1, puede ser:

$$F \leq N \times P_{fi,Rd} - T^- \quad (E.8)$$

donde

$N$  es el número de conectores de cortante entre la sección crítica y el apoyo intermedio (o el apoyo empotrado); y

$P_{fi,Rd}$  es la resistencia a compresión de un conector de cortante en el caso de incendio, según se cita en el apartado 4.3.4.2.5.

(7) Los apartados anteriores pueden emplearse para secciones transversales de clases 1 ó 2 definidas en la situación de incendio; para secciones transversales de clases 3 ó 4 se aplican los puntos (8) a (9) siguientes.

NOTA La clasificación puede hacerse de acuerdo con el apartado 4.2.2 de la Norma EN 1993-1-2.

(8) Si el alma de acero o el ala inferior de la sección mixta es de clase 3 en la situación de incendio se puede reducir su anchura a un valor eficaz adaptado de la Norma EN 1993-1-5, donde  $f_y$  y  $E$  se reemplazan, respectivamente, por  $f_{ay,0}$  y  $E_{a,0}$ .

(9) Puede despreciarse la resistencia del alma de acero o el ala inferior de la sección mixta si se encuentra en clase 4 en la situación de incendio.

### E.3 Resistencia local en los apoyos

(1) La resistencia local del perfil de acero debe comprobarse frente a la fuerza de reacción en el apoyo (o en el apoyo empotrado).

- (2) La temperatura del rigidizador  $\theta_r$  se calcula considerando su propio coeficiente sección,  $A_r/V_r$ , de acuerdo con el apartado 4.3.4.2.2.
- (3) La resistencia local del perfil de acero en el apoyo (o en el apoyo empotrado) se toma como el menor valor entre la resistencia al pandeo o al aplastamiento.
- (4) Para el cálculo de la resistencia a pandeo se puede añadir a la anchura eficaz de la sección transversal del rigidizador una anchura máxima del alma de  $15 \varepsilon e_w$  a cada lado del rigidizador (véase la figura E.3). La esbeltez relativa  $\bar{\lambda}_{\theta}$  utilizada para calcular la resistencia al pandeo se obtiene de:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \cdot \max. \{ (k_{y, \theta_w} / k_{E, \theta_w})^{0.5}; (k_{y, \theta_r} / k_{E, \theta_r})^{0.5} \} \quad (\text{E.9})$$

donde

$k_{E, \theta}$  y  $k_{y, \theta}$  se indican en la tabla 3.2;

$\bar{\lambda}$  es la esbeltez relativa a temperatura ambiente para el rigidizador asociado a la parte del alma indicada en la figura E.3; y

$\varepsilon$  se calcula de acuerdo con el apartado 4.2.2 de la Norma EN 1993-1-2.

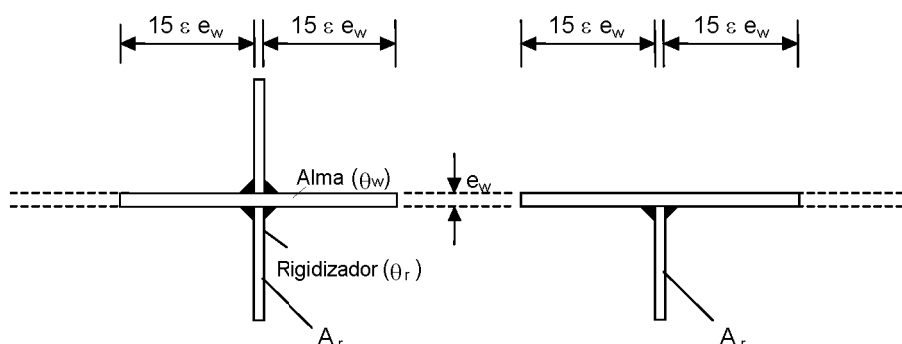
- (5) Para el cálculo de la resistencia al aplastamiento, el valor de cálculo de la resistencia al aplastamiento de cálculo,  $R_{fi, y, Rd}$ , del alma con los rigidizadores se obtiene de:

$$R_{fi, y, Rd} = [s_s + 5(e_1 + r)] e_w f_{ay, \theta_w} / \gamma_{M, fi, a} + A_r f_{ay, \theta_r} / \gamma_{M, fi, a} \quad (\text{E.10})$$

donde

$f_{ay, \theta_w}$  y  $f_{ay, \theta_r}$  son, respectivamente, las tensiones máximas en el acero a la temperatura del alma  $\theta_w$  y del rigidizador  $\theta_r$ ;

$r$  es igual al radio de acuerdo para una sección laminada en caliente, o a  $a\sqrt{2}$  siendo  $a$  la garganta del cordón de soldadura para una sección transversal soldada.



**Figura E.3 – Rigidizador en un apoyo intermedio**

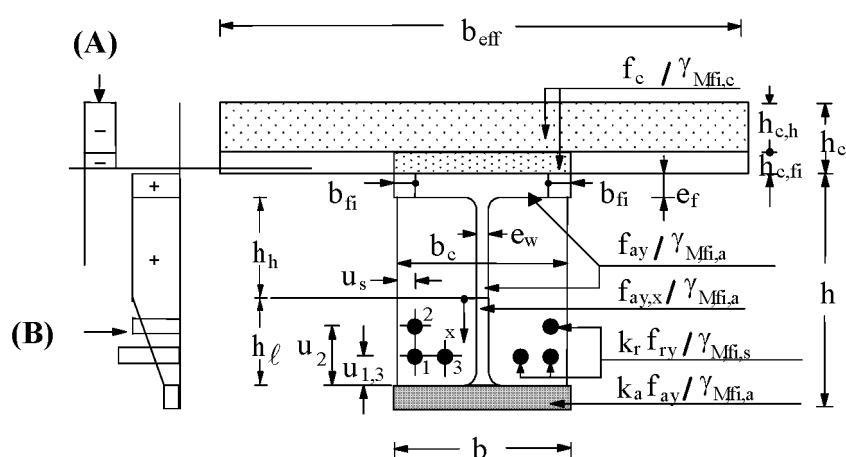
#### E.4 Resistencia al esfuerzo cortante

- (1) Los párrafos en el apartado 6.2.2 de la Norma EN 1994-1-1 pueden utilizarse para comprobar la resistencia al esfuerzo cortante de las vigas de acero en situación de incendio, reemplazando  $E_a$ ,  $f_{ay}$  y  $\gamma_a$  por  $E_{a, \theta}$ ,  $f_{ay}$  y  $\gamma_{M, fi, a}$  respectivamente, según se define en la tabla 3.2 y en el punto (1)P del apartado 2.3.

## ANEXO F (Informativo)

**MODELO PARA EL CÁLCULO DE LOS MOMENTOS RESISTENTES NEGATIVOS Y POSITIVOS DE UNA VIGA DE ACERO PARCIALMENTE EMBEBIDA, CONECTADA A UNA LOSA DE HORMIGÓN Y EXPUESTA AL FUEGO POR LA CARA INFERIOR DE LA LOSA DE HORMIGÓN DE ACUERDO CON LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA**

**F.1 Sección transversal reducida para el momento resistente positivo  $M_{fi,Rd}^+$**



**Figura F.1 – Esquema de cálculo para el momento resistente positivo**

Nota a la figura F.1:

- (A) Ejemplo de distribución de tensiones en hormigón  
(B) Ejemplo de distribución de tensiones en acero

(1) La sección de la losa de hormigón se reduce como se muestra en la figura F.1, pero el valor de cálculo de la resistencia a compresión  $f_c / \gamma_{Mfi,c}$  no varía en función de las clases de resistencia al fuego. Los valores de la reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de una losa de hormigón se indican en la tabla F.1 para las diferentes clases de resistencia al fuego.

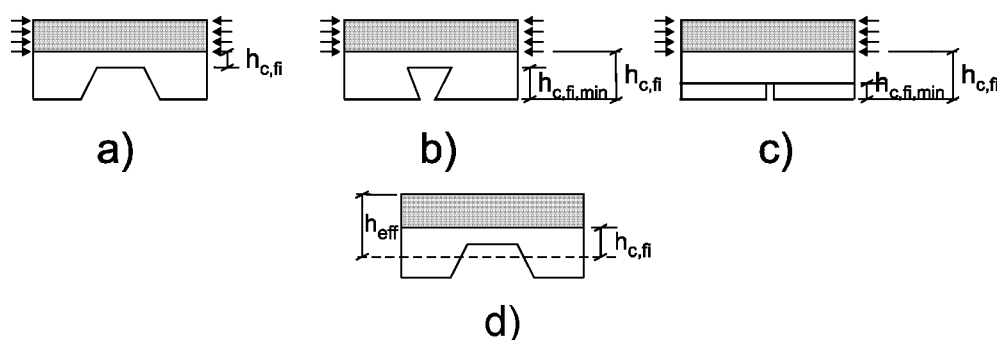
**Tabla F.1 – Reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de la losa de hormigón**

Resistencia al fuego normalizado	Reducción de la losa $h_{c,fi}$ [mm]
R 30	10
R 60	20
R 90	30
R 120	40
R 180	55

(2) Para otros sistemas de losa de hormigón se aplican las siguientes reglas:

- para chapas nervadas de acero trapezoidal (véase la figura 1.1) dispuestas transversalmente sobre la viga, la reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de la tabla F.1 se puede aplicar a la cara superior del tablero de acero (figura F.2 a);

- para chapas nervadas en cola de milano (véase la figura 1.1) dispuestas transversalmente sobre la viga, la reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de la tabla F.1 se puede aplicar sobre la cara inferior del tablero de acero. Sin embargo, el valor  $h_{c,fi}$  no puede ser menor que la altura del perfil del tablero (figura F.2 b);
- cuando se utilizan planchas prefabricadas de hormigón, la reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de la tabla 1 se puede aplicar sobre la cara inferior de la plancha de hormigón, pero no puede ser menor que la altura de la junta, entre elementos prefabricados, incapaz de transmitir tensiones de compresión (figura F.2 c);
- para chapas con perfil en cola de milano paralelo a la viga, la reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de la tabla 1 se puede aplicar sobre la cara inferior del tablero de acero;
- para chapas con perfil trapezoidal paralelo a la viga, la reducción del espesor  $h_{c,fi}$  de la tabla 1 se puede aplicar sobre la altura eficaz de la losa  $h_{eff}$  (véase la figura F.2 d), en que la altura eficaz de la losa  $h_{eff}$  se indica en las figuras 4.1 y en el capítulo D.4.



**Figura F.2 – Reducción del espesor  $h_{c,fi}$  para varios tipos de losas de hormigón**

(3) Se puede suponer que la temperatura  $\theta_c$  de la capa de hormigón  $h_{c,fi}$  situada directamente sobre el ala superior es 20 °C.

(4) La anchura eficaz del ala superior del perfil ( $b - 2b_{fi}$ ) varía en función de las clases de resistencia al fuego, pero el valor de cálculo del límite elástico del acero se toma igual a  $f_{ay}/\gamma_{M,fi,a}$ . Los valores de la reducción de la anchura del ala  $b_{fi}$  se indican en la tabla F.2 para diferentes clases de comportamiento frente al fuego.

**Tabla F.2 – Reducción de la anchura  $b_{fi}$  del ala superior**

Resistencia al fuego normalizado	Reducción de la anchura $b_{fi}$ del ala superior [mm]
R 30	$(e_f / 2) + (b - b_c) / 2$
R 60	$(e_f / 2) + 10 + (b - b_c) / 2$
R 90	$(e_f / 2) + 30 + (b - b_c) / 2$
R 120	$(e_f / 2) + 40 + (b - b_c) / 2$
R 180	$(e_f / 2) + 60 + (b - b_c) / 2$

(5) El alma se divide en dos partes, la parte superior  $h_h$  y la parte inferior  $h_l$ . Los valores de  $h_l$  se obtienen de la ecuación  $h_l = a_1/b_c + a_2e_w / (b_c h)$  para las diferentes clases de comportamiento frente al fuego. Los parámetros  $a_1$  y  $a_2$  se indican en la tabla F.3 para  $h/b_c \leq 1$  o  $h/b_c \geq 2$ .

La parte inferior  $h_l$  se obtiene directamente en la tabla F.3 para  $1 < h/b_c < 2$ .

**Tabla F.3 – Parte inferior del alma  $h_\ell$  [mm] y  $h_{\ell,\min.}$  [mm], donde  $h_{\ell,\max.}$  es igual a  $(h - 2e_f)$** 

	Resistencia al fuego normalizado	$a_1$ [mm <sup>2</sup> ]	$a_2$ [mm <sup>2</sup> ]	$h_{\ell,\min.}$ [mm]
	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	20 000	30
$h/b_c \leq 1$	R 90	14 000	160 000	40
	R 120	23 000	180 000	45
	R 180	35 000	400 000	55
	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	0	30
$h/b_c \geq 2$	R 90	14 000	75 000	40
	R 120	23 000	110 000	45
	R 180	35 000	250 000	55
	R 30	$h_\ell = 3\,600/b_c$		20
	R 60	$h_\ell = 9\,500/b_c + 20\,000 (e_w/b_c h) (2 - h/b_c)$		30
$1 < h/b_c < 2$	R 90	$h_\ell = 14\,000/b_c + 75\,000 (e_w/b_c h) + 85\,000 (e_w/b_c h) (2 - h/b_c)$		40
	R 120	$h_\ell = 23\,000/b_c + 110\,000 (e_w/b_c h) + 70\,000 (e_w/b_c h) (2 - h/b_c)$		45
	R 180	$h_\ell = 35\,000/b_c + 250\,000 (e_w/b_c h) + 150\,000 (e_w/b_c h) (2 - h/b_c)$		55

(6) La parte inferior  $h_\ell$  del alma siempre puede ser mayor o igual que el valor  $h_{\ell,\min.}$  dado en la tabla F.3.

(7) Para la parte superior  $h_h$  del alma, el valor de cálculo del límite elástico del acero se toma igual a  $f_{ay}/\gamma_{M,fi,a}$ . Para la parte inferior  $h_\ell$ , el valor de cálculo del límite elástico depende de la distancia  $x$  medida desde el final de la parte superior del alma (véase la figura F.1). El límite elástico reducido en  $h_\ell$  se puede obtener a partir de:

$$f_{ay,x} = f_{ay} \left[ 1 - x (1 - k_a) / h_\ell \right] \quad (F.1)$$

donde

$k_a$  es el coeficiente de reducción para el límite elástico del ala inferior dado en el punto (8). Esto lleva a un diagrama trapezoidal de la distribución de las tensiones en  $h_\ell$ .

(8) El área del ala inferior del perfil de acero no se modifica. Su límite elástico se reduce mediante el coeficiente  $k_a$  dado en la tabla F.4. El coeficiente de reducción  $k_a$  está limitado por los valores máximo y mínimo dados en esta tabla.

**Tabla F.4 – Coeficiente de reducción  $k_a$  del límite elástico del ala inferior, con  $a_0 = (0,018 e_f + 0,7)$** 

Resistencia al fuego normalizado	Coeficiente de Reducción $k_a$	$k_{a,min.}$	$k_{a,máx.}$
R 30	$[(1,12) - (84/b_c) + (h/22b_c)]a_0$	0,5	0,8
R 60	$[(0,21) - (26/b_c) + (h/24b_c)]a_0$	0,12	0,4
R 90	$[(0,12) - (17/b_c) + (h/38b_c)]a_0$	0,06	0,12
R 120	$[(0,1) - (15/b_c) + (h/40b_c)]a_0$	0,05	0,10
R 180	$[(0,03) - (3/b_c) + (h/50b_c)]a_0$	0,03	0,06

(9) El límite elástico de las armaduras pasivas se reduce con su temperatura. Su coeficiente de reducción  $k_r$  se indica en la tabla F.5 y depende de la clase de resistencia al fuego y en la posición de las armaduras pasivas. El coeficiente de reducción  $k_r$  está limitado por los valores máximo y mínimo dados en esta tabla.

**Tabla F.5 – Coeficiente de reducción  $k_r$  del límite elástico de las armaduras pasivas**

$k_r = (ua_3 + a_4)a_5 / \sqrt{(A_m/V)}$				$k_{r,min.}$	$k_{r,máx.}$
Resistencia al fuego normalizado	$a_3$	$a_4$	$a_5$		
R 30	0,062	0,16	0,126	0,1	1
R 60	0,034	- 0,04	0,101		
R 90	0,026	- 0,154	0,090		
R 120	0,026	- 0,284	0,082		
R 180	0,024	- 0,562	0,076		

donde

$$\begin{aligned}
 A_m &= 2h + b_c & [\text{mm}] \\
 V &= h b_c & [\text{mm}^2] \\
 u &= 1/[(1/u_i) + (1/u_{si}) + 1/(b_c - e_w - u_{si})] & (F.2)
 \end{aligned}$$

donde

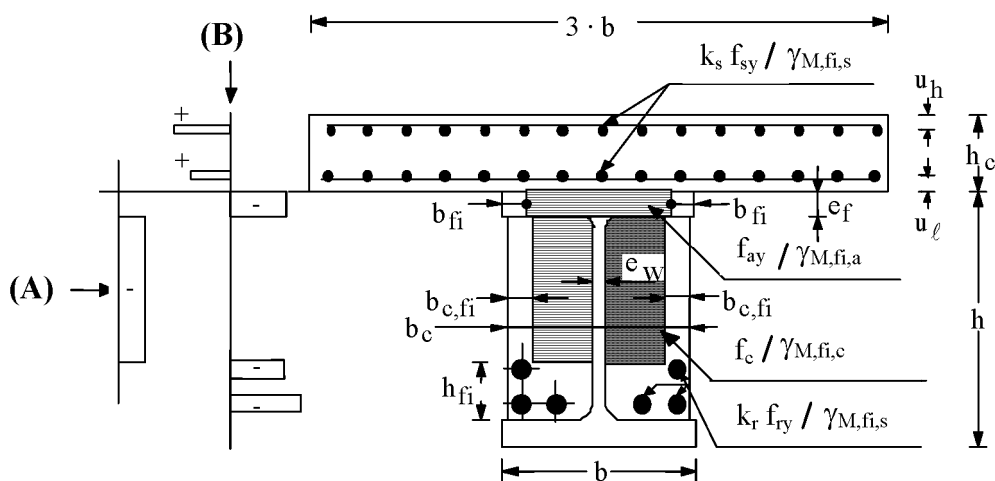
$u_i$  es la distancia [mm] desde el eje de la barra de las armaduras pasivas hasta el lado interior del ala; y

$u_{si}$  es la distancia [mm] desde el eje de la barra de las armaduras pasivas hasta el borde exterior del hormigón (véase la figura F.1).

(10) El recubrimiento de las armaduras pasivas con hormigón debería ser conforme con el apartado 5.1.

(11) La resistencia a cortante del alma de acero puede comprobarse usando la distribución de los valores de cálculo del límite elástico de acuerdo con el punto (7). Si  $V_{fi,Sd} \geq 0,5 V_{fi,pl,Rd}$  se puede considerar la resistencia del hormigón armado.

## F.2 Sección transversal reducida para el momento resistente negativo $M_{fi,Rd}^-$



**Figura F.3 – Esquema de cálculo para el momento resistente negativo**

Nota a la figura F.3: (A) Ejemplo de la distribución de tensiones en el hormigón  
(B) Ejemplo de la distribución de tensiones en el acero

(1) El límite elástico de las armaduras pasivas en la losa se multiplica por un coeficiente de reducción  $k_s$  dado en la tabla F.6, y depende de la clase de comportamiento frente al fuego y de la posición de las armaduras pasivas. El coeficiente de reducción  $k_s$  viene limitado por los valores mínimo y máximo dados en esta tabla.

**Tabla F.6 – Coeficiente de reducción  $k_s$  del límite elástico de las armaduras pasivas en la losa de hormigón con  $u$ , distancia [mm] desde el eje de la armadura pasiva hasta el borde de la losa, igual a  $u_{\ell}$  o  $(h_c - u_h)$  (véase la figura F.3)**

Resistencia al fuego normalizado	Coeficiente de reducción $k_s$	$k_{s,min.}$	$k_{s,máx.}$
R 30	1	0	1
R 60	$(0,022 u) + 0,34$		
R 90	$(0,0275 u) - 0,1$		
R 120	$(0,022 u) - 0,2$		
R 180	$(0,018 u) - 0,26$		

(2) Se aplica el punto (4) del capítulo F.1 para el ala superior del perfil.

(3) La sección transversal de hormigón entre las alas se reduce como se muestra en la figura F.3, pero el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón  $f_c / \gamma_{M,fi,c}$  no varía en función de la clase de comportamiento frente al fuego. Los valores de la reducción de la anchura  $b_{c,fi}$  y de la reducción de la altura  $h_{fi}$  del hormigón embebido se indican en la tabla F.7. Las reducciones de anchura y de altura están limitadas por los valores mínimos dados en esta tabla.

**Tabla F.7 – Reducción de la sección transversal del hormigón embebido entre las alas**

Resistencia al fuego normalizado	$h_{fi}$ [mm]	$h_{fi,min.}$ [mm]	$b_{c,fi}$ [mm]	$b_{c,fi,min.}$ [mm]
R 30	25	25	25	25
R 60	$165 - (0,4b_c) - 8 (h/b_c)$	30	$60 - (0,15b_c)$	30
R 90	$220 - (0,5b_c) - 8 (h/b_c)$	45	$70 - (0,1b_c)$	35
R 120	$290 - (0,6b_c) - 10 (h/b_c)$	55	$75 - (0,1b_c)$	45
R 180	$360 - (0,7b_c) - 10 (h/b_c)$	65	$85 - (0,1b_c)$	55

(4) Se aplica el punto (9) del capítulo F.1 para las armaduras pasivas situadas en el hormigón del perfil parcialmente embebido.

(5) El recubrimiento del hormigón de las armaduras pasivas debería ser conforme con el apartado 5.1.

(6) En las áreas con momento flector negativo, se supone que la resistencia a cortante se transmite por el alma de acero, la cual se desprecia en el cálculo del momento resistente negativo.

(7) La resistencia a cortante del alma de acero puede comprobarse usando la distribución de los valores de cálculo del límite elástico de acuerdo con el punto (7) del capítulo F.1.

### F.3 Campo de aplicación

(1) La altura  $h$  del perfil  $b_c$  y el área  $h b_c$  deberían ser, al menos, iguales a los valores mínimos dados en la tabla F.8.

NOTA El símbolo  $b_c$  es el valor mínimo bien de la anchura  $b$  del ala inferior, o bien de la anchura de la parte de hormigón entre las alas, incluyendo el espesor  $e_w$  del alma (véase la figura F.1).

**Tabla F.8 – Dimensiones mínimas de la sección transversal**

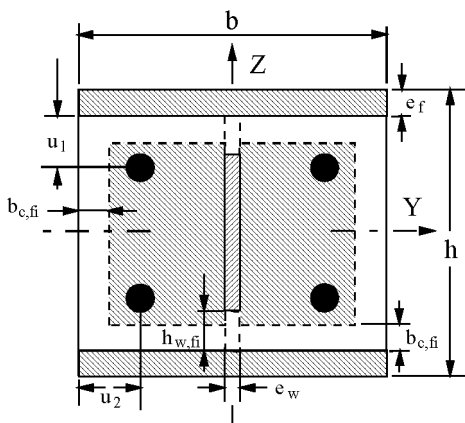
Resistencia al fuego normalizado	Altura mínima del perfil $h$ y anchura mínima $b_c$ [mm]	Superficie mínima $h \cdot b_c$ [mm <sup>2</sup> ]
R30	120	17 500
R60	150	24 000
R90	170	35 000
R120	200	50 000
R180	250	80 000

(2) El espesor del ala  $e_f$  debería ser menor que la altura  $h$  del perfil dividida por ocho.



## ANEXO G (Informativo)

**MODELO DE CÁLCULO POR SUMA PONDERADA DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS PILARES MIXTOS CON SECCIONES DE ACERO PARCIALMENTE EMBEBIDAS, EXPUESTOS AL FUEGO ALREDEDOR DE TODO EL PILAR SEGÚN LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA, EN EL CASO DE FLEXIÓN RESPECTO AL EJE DÉBIL**



**Figura G.1 – Sección transversal reducida para el cálculo de estructuras sometidas al fuego**

### G.1 Introducción

(1) Este modelo de cálculo se basa en los principios y reglas indicados en el apartado 4.3.5.1, pero se ha desarrollado sólo para flexiones alrededor del eje, Z tal que:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd} \quad (G.1)$$

(2) Para la obtención del valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial  $N_{fi,pl,Rd}$  y de la rigidez eficaz a flexión  $(EI)_{fi,eff,z}$  en la situación de incendio, la sección transversal se divide en cuatro componentes:

- las alas del perfil de acero;
- el alma del perfil de acero;
- el hormigón entre los perfiles; y
- las armaduras pasivas.

(3) Cada componente se puede evaluar en base a una resistencia característica reducida, un módulo de elasticidad reducido y una sección transversal reducida en función de la resistencia al fuego normalizado R30, R60, R90 y R120.

(4) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial y la rigidez eficaz a flexión de la sección transversal pueden obtenerse, de acuerdo con los puntos (4) y (5) del apartado 4.3.5.1, mediante una suma ponderada de los valores correspondientes de los cuatro componentes.

(5) Las propiedades de resistencia y deformación del acero y del hormigón a elevadas temperaturas cumplen con los principios y reglas correspondientes de los apartados 3.1 y 3.2.

## G.2 Alas del perfil de acero

(1) La temperatura media del ala se puede obtener a partir de:

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t (A_m/V) \quad (G.2)$$

donde

$t$  es la duración en minutos de la exposición al fuego;

$A_m/V$  es el factor de forma en  $m^{-1}$ , con  $A_m = 2(h + b)$  en [m] y  $V = h b$  en [ $m^2$ ];

$\theta_{o,t}$  es la temperatura en  $^{\circ}C$  indicada en la tabla G.1;

$k_t$  es un coeficiente empírico dado en la tabla G.1.

**Tabla G.1 – Parámetros para la temperatura del ala**

Resistencia al fuego normalizado	$\theta_{o,t}$ [ $^{\circ}C$ ]	$k_t$ [ $m^{\circ}C$ ]
R30	550	9,65
R60	680	9,55
R90	805	6,15
R120	900	4,65

(2) Para la temperatura  $\theta = \theta_{f,t}$ , el nivel máximo de tensiones y el módulo de elasticidad correspondientes se obtienen de:

$$f_{ay,f,t} = f_{ay,f} k_{y,\theta} \quad y \quad (G.3)$$

$$E_{a,f,t} = E_{a,f} k_{E,\theta} \quad \text{con } k_{y,\theta} \text{ y } k_{E,\theta}, \text{ según la tabla 3.2 del apartado 3.2.1} \quad (G.4)$$

(3) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil y la rigidez a flexión de las dos alas del perfil de acero en la situación de incendio se obtienen de:

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2(b e_f f_{ay,f,t}) / \gamma_{M,fi,a} \quad y \quad (G.5)$$

$$(EI)_{fi,f,z} = E_{a,f,t} (e_f b^3) / 6 \quad (G.6)$$

## G.3 Alma del perfil de acero

(1) Puede despreciarse una parte del alma con altura  $h_{w,fi}$ , que comienza en el borde interno del ala (véase la figura G.1). Esta parte se obtiene de:

$$h_{w,fi} = 0,5 (h - 2e_f) \left( 1 - \sqrt{1 - 0,16 (H_t/h)} \right) \quad \text{donde } H_t \text{ se obtiene de la tabla G.2} \quad (G.7)$$

**Tabla G.2 – Parámetro de reducción de la altura del alma**

Resistencia al fuego normalizado	$H_t$ [mm]
R 30	350
R 60	770
R 90	1 100
R 120	1 250

(2) El máximo nivel de tensión se obtiene de:

$$f_{ay,w,t} = f_{ay,w} \sqrt{1 - (0,16H_t/h)} \quad (G.8)$$

(3) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial y la rigidez a flexión del alma del perfil de acero en la situación de incendio obtienen de:

$$N_{fi,pl,Rd,w} = \left[ e_w (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) f_{ay,w,t} \right] / \gamma_{M,fi,a} \quad (G.9)$$

$$(EI)_{fi,w,z} = \left[ E_{a,w} (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) e_w^3 \right] / 12 \quad (G.10)$$

#### G.4 Hormigón

(1) Se puede despreciar en el cálculo una capa exterior de hormigón de espesor  $b_{c,fi}$  (véase la figura G.1). El espesor  $b_{c,fi}$  viene dado en la tabla G.3, siendo  $A_m/V$ , dado en  $m^{-1}$ , el factor de forma de toda la sección transversal mixta.

**Tabla G.3 – Reducción del espesor de la zona de hormigón**

Resistencia al fuego normalizado	$b_{c,fi}$ [mm]
R 30	4,0
R 60	15,0
R 90	$0,5 (A_m/V) + 22,5$
R 120	$2,0 (A_m/V) + 24,0$

(2) La temperatura media en el hormigón  $\theta_{c,t}$  se indica en la tabla G.4 en función del factor de forma  $A_m/V$  de toda la sección transversal mixta y de las clases de resistencia al fuego normalizado.

**Tabla G.4 – Temperatura media del hormigón**

R30		R60		R90		R120	
$A_m/V$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$A_m/V$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$A_m/V$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$A_m/V$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_{c,t}$ [°C]
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
—	—	50	600	33	600	23	600
—	—	—	—	54	800	38	800
—	—	—	—	—	—	41	900
—	—	—	—	—	—	43	1 000

(3) Para la temperatura  $\theta = \theta_{c,t}$  el módulo secante del hormigón se obtiene de:

$$E_{c,sec,\theta} = f_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} = f_c k_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} \text{ con } k_{c,\theta} \text{ y } \varepsilon_{cu,\theta} \text{ según la tabla 3.3 del apartado 3.2.2} \quad (G.11)$$

(4) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial y la rigidez a flexión del hormigón en la situación de incendio se obtienen de:

$$N_{fi,pl,Rd,c} = 0,86 \left\{ \left( (h - 2e_f - 2b_{c,fi}) (b - e_w - 2b_{c,fi}) \right) - A_s \right\} f_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} \quad (G.12)$$

donde  $A_s$  es la sección transversal de las armaduras pasivas, y 0,86 es un coeficiente de calibración.

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} \left[ \left\{ (h - 2e_f - 2b_{c,fi}) \left( (b - 2b_{c,fi})^3 - e_w^3 \right) / 12 \right\} - I_{s,z} \right] \quad (G.13)$$

donde  $I_{s,z}$  es el momento inercia de las armaduras pasivas respecto al eje principal de inercia Z de la sección transversal mixta.

## G.5 Barras para armaduras pasivas

(1) El coeficiente de reducción  $k_{y,t}$  del límite elástico y el coeficiente de reducción  $k_{E,t}$  del módulo de elasticidad de las armaduras pasivas se definen en función de la resistencia al fuego normalizado y la media geométrica  $u$  de las distancias desde el eje de la armadura pasiva a las caras externas del hormigón (véanse las tablas G.5 y G.6).

**Tabla G.5 – Coeficiente de reducción  $k_{y,t}$  para el límite elástico  $f_y$  de las armaduras pasivas**

Resistencia al fuego normalizado	$u$ [mm]				
	40	45	50	55	60
R30	1	1	1	1	1
R60	0,789	0,883	0,976	1	1
R90	0,314	0,434	0,572	0,696	0,822
R120	0,170	0,223	0,288	0,367	0,436

**Tabla G.6 – Coeficiente de reducción  $k_{E,t}$  del módulo de elasticidad  $E_s$  de las armaduras pasivas**

Resistencia al fuego normalizado	$u$ [mm]				
	40	45	50	55	60
R30	0,830	0,865	0,888	0,914	0,935
R60	0,604	0,647	0,689	0,729	0,763
R90	0,193	0,283	0,406	0,522	0,619
R120	0,110	0,128	0,173	0,233	0,285

(2) La media geométrica  $u$  de las distancias  $u_1$  y  $u_2$  se obtiene de:

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} \quad (G.14)$$

donde

$u_1$  es la distancia entre la barra exterior de la armadura pasiva y el borde interno del ala [mm]

$u_2$  es la distancia entre la barra exterior de la armadura pasiva y la superficie del hormigón [mm]

NOTA Si  $(u_1 - u_2) > 10$  mm, entonces  $u = \sqrt{u_2(u_2 + 10)}$  ;  
o si  $(u_2 - u_1) > 10$  mm, entonces  $u = \sqrt{u_1(u_1 + 10)}$

(3) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial y la rigidez a flexión de las armaduras pasivas en la situación de incendio se obtienen a partir de:

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s k_{y,t} f_{sy} / \gamma_{M,fi,s} \quad (G.15)$$

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} E_s I_{s,z} \quad (G.16)$$

### G.6 Cálculo de la carga axial de pandeo a temperaturas elevadas

(1) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial y la rigidez eficaz a flexión de la sección transversal en la situación de incendio se obtienen, de acuerdo con el punto (4) del capítulo G.1, a partir de:

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s} \quad (G.17)$$

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{fi,s,z} \quad (G.18)$$

donde  $\varphi_{i,\theta}$  es un coeficiente de reducción que depende del efecto de las tensiones térmicas. Los valores de  $\varphi_{i,\theta}$  se indican en la tabla G.7.

**Tabla G.7 – Coeficientes de reducción de la rigidez a flexión**

Resistencia al fuego normalizado	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R30	1,0	1,0	0,8	1,0
R60	0,9	1,0	0,8	0,9
R90	0,8	1,0	0,8	0,8
R120	1,0	1,0	0,8	1,0

(2) La carga de pandeo de Euler o carga crítica elástica es:

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 (EI)_{fi,eff,z} / \ell_\theta^2 \quad (G.19)$$

donde

$\ell_\theta$  es la longitud de pandeo del pilar en la situación de incendio.

(3) La esbeltez relativa adimensional se obtiene de:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}} \quad (G.20)$$

donde

$N_{fi,pl,R}$  es el valor de  $N_{fi,pl,Rd}$  de acuerdo con el punto (1) cuando los coeficientes  $\gamma_{M,fi,a}$ ,  $\gamma_{M,fi,c}$  y  $\gamma_{M,fi,s}$  se toman como 1,0.

(4) Usando  $\bar{\lambda}_0$  y la curva de pandeo  $c$  de la Norma EN 1993-1-1, puede calcularse el coeficiente de reducción  $\chi_z$  y el valor de cálculo de la carga axil de pandeo se obtiene de:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd} \quad (G.21)$$

(5) Los valores de cálculo de la resistencia de los elementos a compresión axil o de las cargas axiales de pandeo  $N_{fi,Rd,z}$  se muestran en las figuras G.2 y G.3 como función de la longitud de pandeo  $\ell_0$  para perfiles de la serie HEA, tipo del perfil de acero S355, clase del hormigón C40/40, tipo de las armaduras pasivas B500, y para las clases de resistencia al fuego normalizado R60, R90 y R120.

Estas gráficas se basan en los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,s} = \gamma_{M,fi,c} = 1,0$ .

### G.7 Cargas excéntricas

(1) Para un pilar sometido a una excentricidad de la carga  $\delta$ , el valor de cálculo de la carga de pandeo  $N_{fi,Rd,\delta}$  puede obtenerse de:

$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} \left( N_{Rd,\delta} / N_{Rd} \right) \quad (G.22)$$

donde

$N_{Rd}$  y  $N_{Rd,\delta}$  representan la carga axil de pandeo y la carga de pandeo en caso de una carga excéntrica, calculadas conforme a la Norma EN 1994-1-1, a temperatura de proyecto normal.

(2) El punto de aplicación de la carga excéntrica permanece dentro de la sección transversal mixta del pilar.

### G.8 Campo de aplicación

(1) Este modelo de cálculo sólo puede aplicarse bajo las siguientes condiciones:

		longitud de pandeo $\ell_0$	$\leq$	$13,5b$
230 mm	$\leq$	altura de la sección transversal $h$	$\leq$	1 100 mm
230 mm	$\leq$	anchura de la sección transversal $b$	$\leq$	500 mm
1%	$\leq$	porcentaje de acero para armaduras pasivas	$\leq$	6%
		resistencia al fuego normalizado	$\leq$	120 min

(2) Además de lo indicado en el punto (1), las dimensiones  $b$  y  $h$  de la sección transversal mínimas debería limitarse a 300 mm para las clases de resistencia al fuego R90 y R120.

(3) En este modelo de cálculo la longitud máxima de pandeo  $\ell_0$  debería limitarse a  $10b$  en las siguientes situaciones:

- para R60, si  $230 \text{ mm} \leq b < 300 \text{ mm}$  o si  $h/b > 3$ ; y
- para R90 y R120, si  $h/b > 3$ .

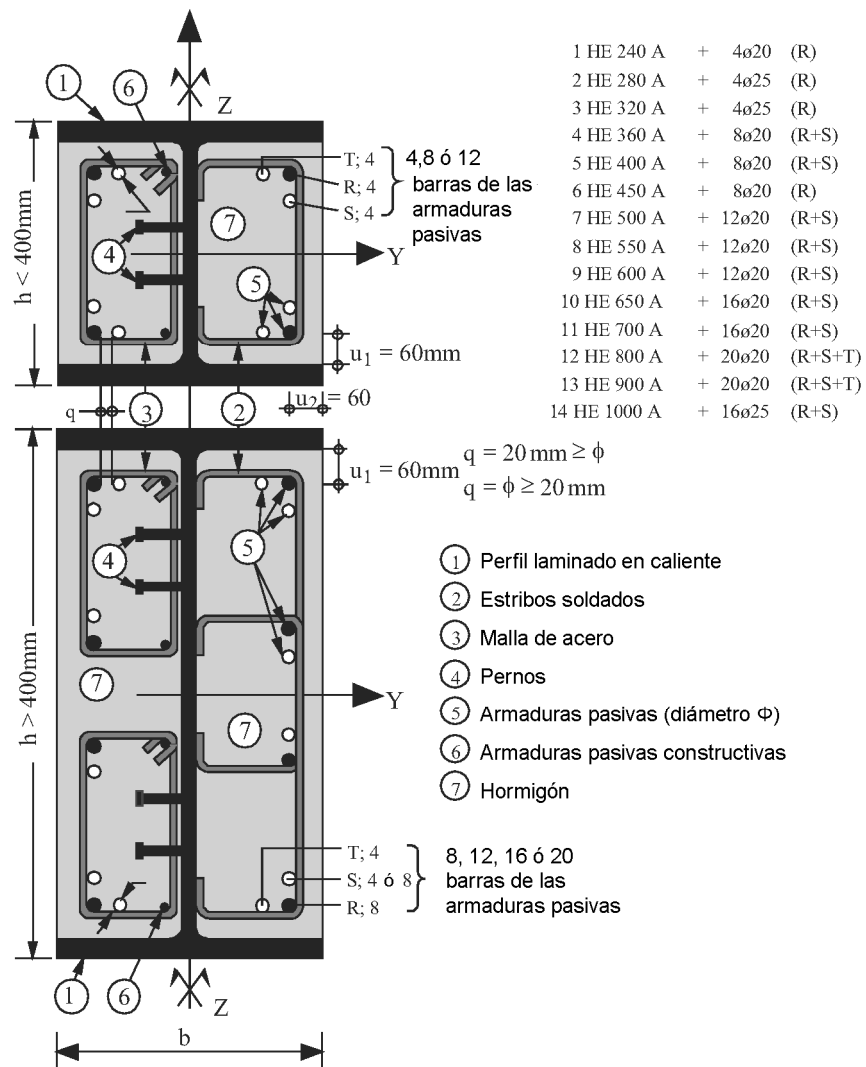


Figura G.2 – Parámetros para la resistencia a pandeo de las secciones de acero parcialmente embebidas

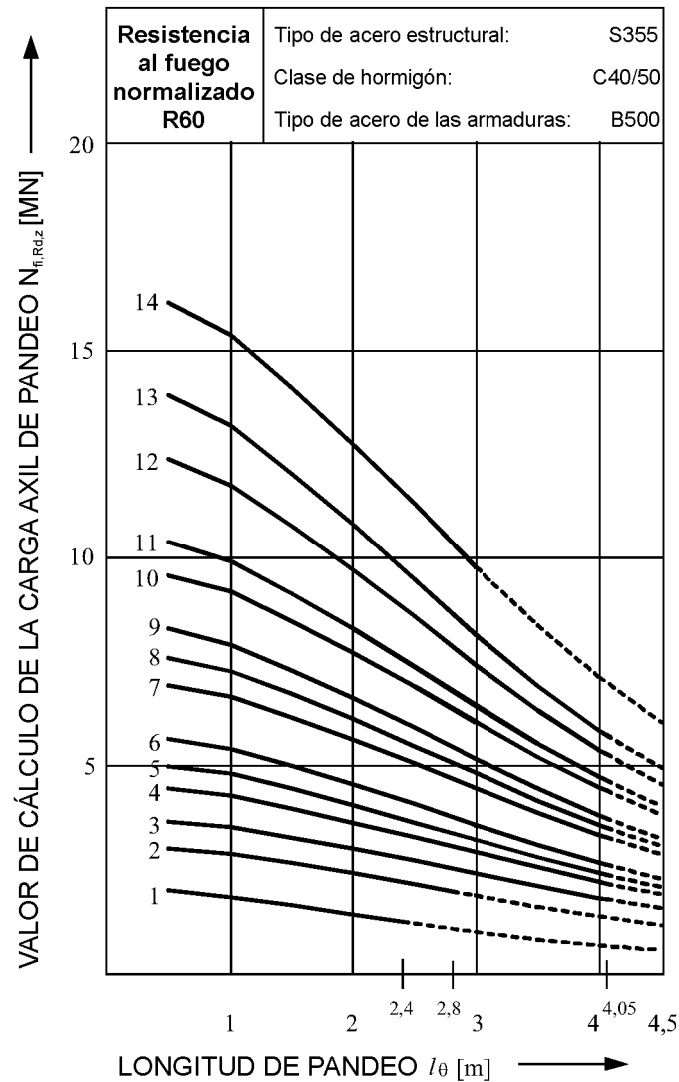


Figura G.3.a – Cargas de pandeo de las secciones de acero parcialmente embebidas, para R60

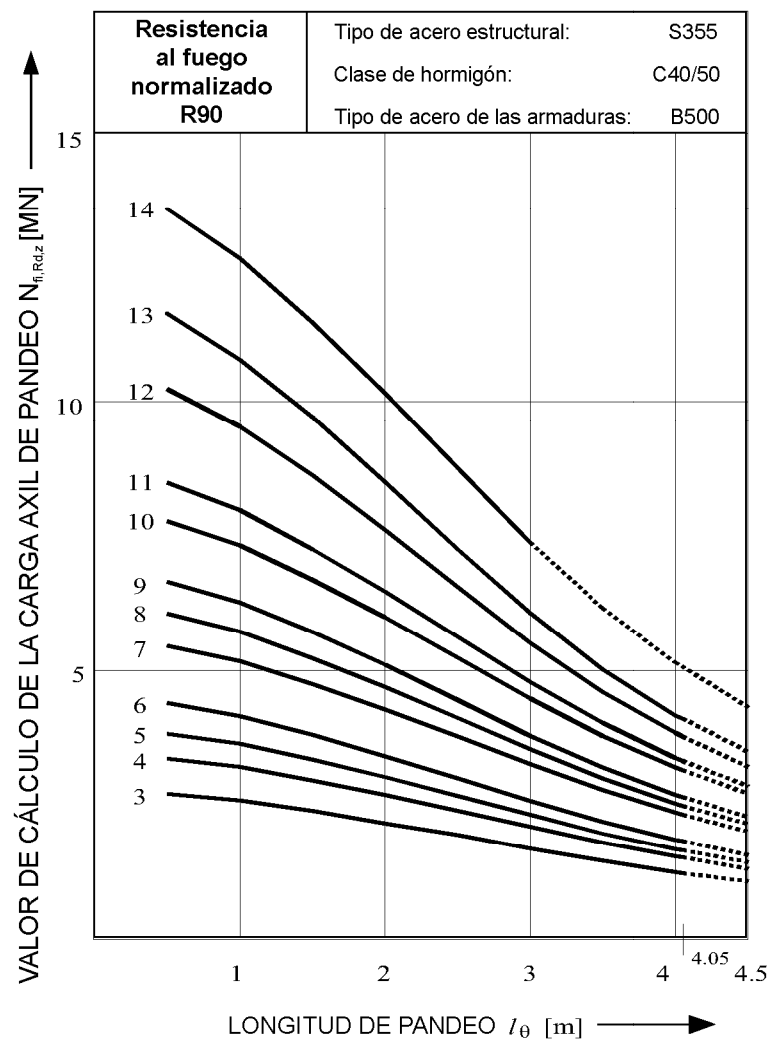


Figura G.3.b – Cargas de pandeo de secciones de acero parcialmente embebidas, para R90

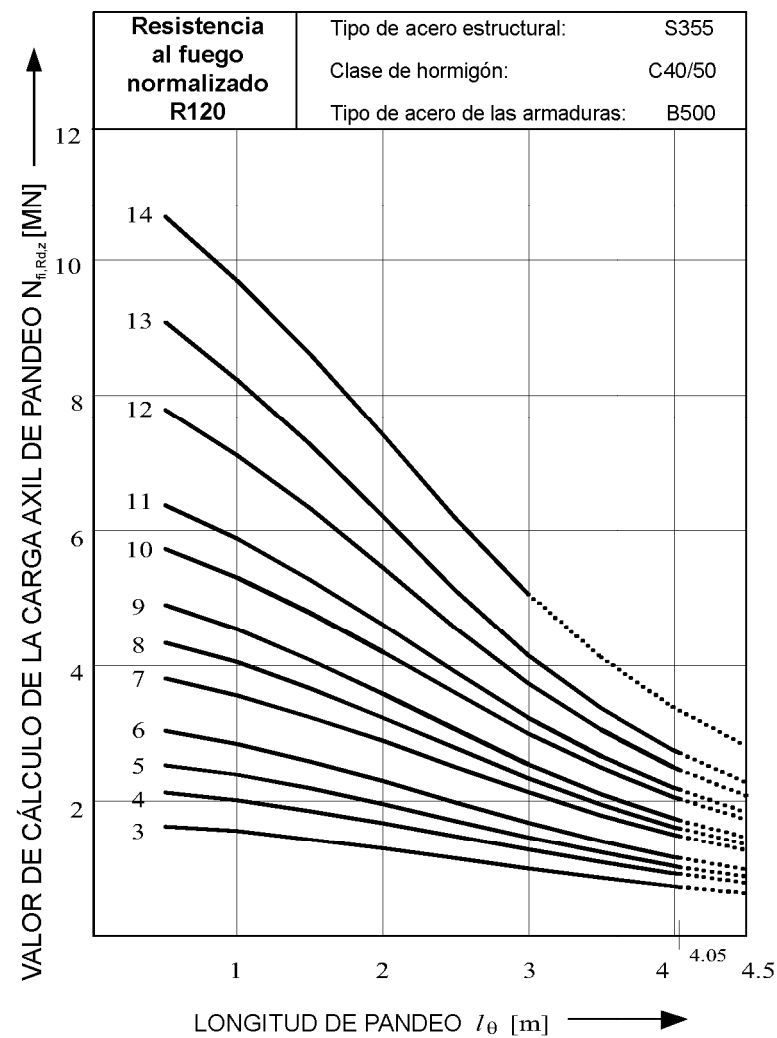


Figura G.3.c – Cargas de pandeo de secciones de acero parcialmente embebidas, para R120



## ANEXO H (Informativo)

### MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO PARA LOS PERFILES HUECOS RELLENOS DE HORMIGÓN EXPUESTOS AL FUEGO TODO ALREDEDOR DE TODO EL PILAR SEGÚN LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA

#### H.1 Introducción

(1) El modelo de cálculo para determinar el valor de cálculo de la resistencia a compresión axil de un pilar formado por un perfil hueco relleno de hormigón en la situación de incendio consta de dos etapas independientes:

- obtención del campo de temperaturas en la sección transversal mixta después de un tiempo dado de exposición al fuego; y
- obtención del valor de cálculo de la carga axil de pandeo  $N_{fi,Rd}$  para el campo de temperaturas obtenido previamente.

#### H.2 Distribución de la temperatura

(1) La distribución de la temperatura se debe calcular conforme al apartado 4.4.2.

(2) Al calcular la distribución de la temperatura se puede despreciar la resistencia térmica entre la pared de acero y el hormigón.

#### H.3 Valor de cálculo de la carga axil de pandeo a temperaturas elevadas

(1) Para perfiles huecos rellenos de hormigón, el valor de cálculo de la carga axil de pandeo  $N_{fi,Rd}$  puede obtenerse de:

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd} \quad (H.1)$$

donde

$$N_{fi,cr} = \pi^2 \left[ E_{a,\theta,\sigma} I_a + E_{c,\theta,\sigma} I_c + E_{s,\theta,\sigma} I_s \right] / \ell_\theta^2 \quad y \quad (H.2)$$

$$N_{fi,pl,Rd} = A_a \sigma_{a,\theta} / \gamma_{M,fi,a} + A_c \sigma_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} + A_s \sigma_{s,\theta} / \gamma_{M,fi,s} \quad y \text{ donde} \quad (H.3)$$

$N_{fi,cr}$  es la carga de pandeo de Euler o carga crítica elástica;

$N_{fi,pl,Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil de la sección transversal total;

$\ell_\theta$  es la longitud de pandeo en la situación de incendio;

$E_{i,\theta,\sigma}$  es el módulo tangente de la relación tensión-deformación del material  $i$  a la temperatura  $\theta$ , para una tensión  $\sigma_{i,\theta}$  (véanse la tabla 3.1 y la figura 3.2);

$I_i$  es el momento de inercia del material  $i$ , respecto al eje principal de inercia Y o al Z de la sección transversal mixta;

$A_i$  es el área de la sección transversal del material  $i$ ;

$\sigma_{i,\theta}$  es la tensión en el material  $i$  a la temperatura  $\theta$ .

(2)  $E_{i,\theta,\sigma} I_i$  y  $A_i \sigma_{i,\theta}$  se calculan como sumatorio de todos los elementos  $dy$  y  $dz$  que tienen la temperatura  $\theta$  después de un tiempo de incendio  $t$ .

(3) Los valores de  $E_{i,\theta,\sigma}$  y  $\sigma_{i,\theta}$  a usar cumplen:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_c = \varepsilon_s = \varepsilon \quad (\text{H.4})$$

donde

$\varepsilon$  es la deformación unitaria axial del pilar; y

$\varepsilon_i$  es la deformación unitaria axial del material  $i$  de la sección transversal.

(4) Los valores de cálculo de las cargas axiles de pandeo  $N_{fi,Rd}$  pueden presentarse gráficamente como en las figuras H.3 y H.4, en función de los parámetros físicos correspondientes.

NOTA El procedimiento normal consiste en aumentar la deformación unitaria por etapas. A medida que la deformación aumenta,  $E_{i,\theta,\sigma}$  y  $N_{fi,cr}$  disminuyen y  $\sigma_{i,\theta}$  y  $N_{fi,pl,Rd}$  aumenta. El nivel de deformación se obtiene cuando  $N_{fi,cr}$  y  $N_{fi,pl,Rd}$  son iguales y se satisface la condición del punto (1).

#### H.4 Cargas excéntricas

(1) Las reglas siguientes se aplican siempre que, en la situación de incendio, la relación entre momento flector y fuerza axil,  $M/N = \delta$ , no supere 0,5 veces la dimensión  $b$  o  $d$  de la sección transversal.

(2) Para una excentricidad de la carga  $\delta$ , la carga axil equivalente  $N_{equ}$  a usar junto con los gráficos de la carga axil en la situación de incendio, puede obtenerse de:

$$N_{equ} = N_{fi,Sd} / (\varphi_s \cdot \varphi_\delta) \quad (\text{H.5})$$

donde

$\varphi_s$  viene dado en la figura H.1 y  $\varphi_\delta$  en la figura H.2;

$b$  es la dimensión de una sección cuadrada;

$d$  es el diámetro de una sección circular; y

$\delta$  es la excentricidad de la carga.

#### H.5 Campo de aplicación

(1) Este modelo de cálculo sólo puede aplicarse a secciones cuadradas o circulares en las siguientes condiciones:

	longitud de pandeo $\ell_\theta$	$\leq 4,5 \text{ m}$
140 mm	$\leq$ canto $b$ o diámetro $d$ de la sección transversal	$\leq 400 \text{ mm}$
C20/25	$\leq$ clases de hormigón	$\leq \text{C40/50}$
0%	$\leq$ porcentaje de acero para armaduras pasivas	$\leq 5\%$
	resistencia al fuego normalizado	$\leq 120 \text{ min}$

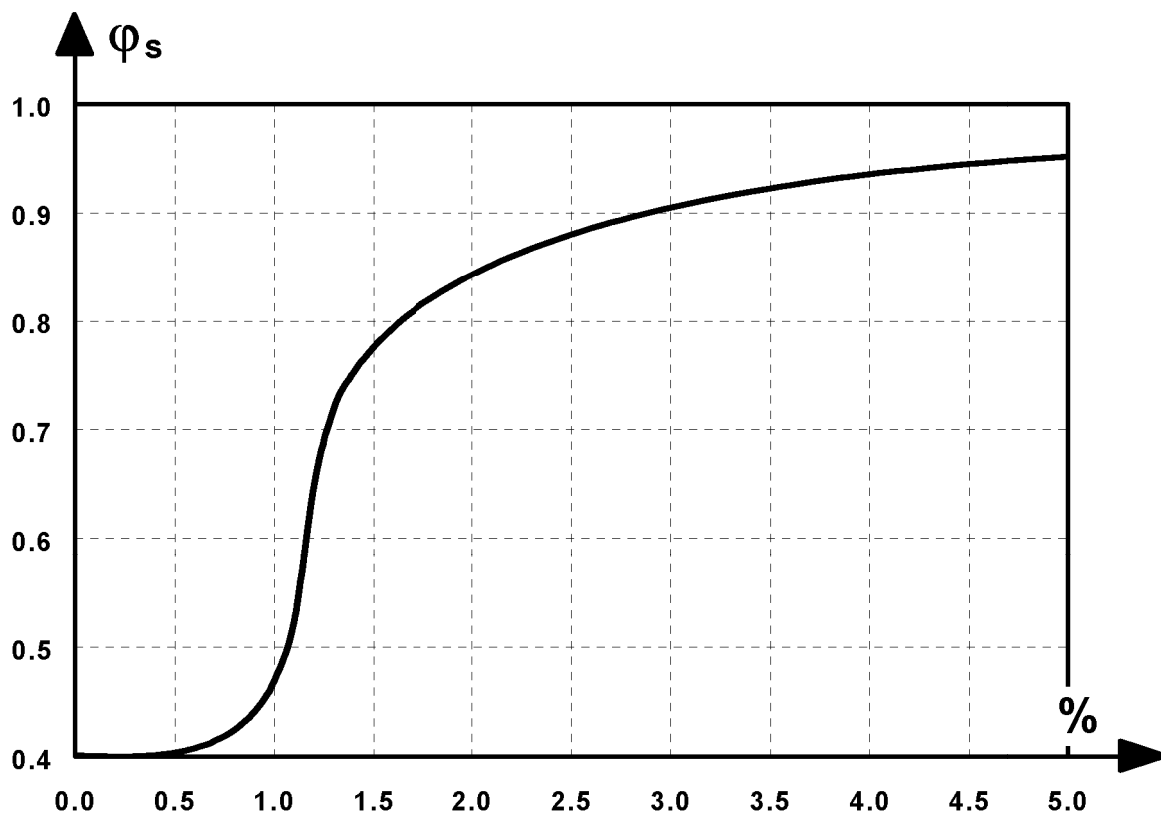


Figura H.1 – Coeficiente de corrección  $\varphi_s$  en función del porcentaje de armadura

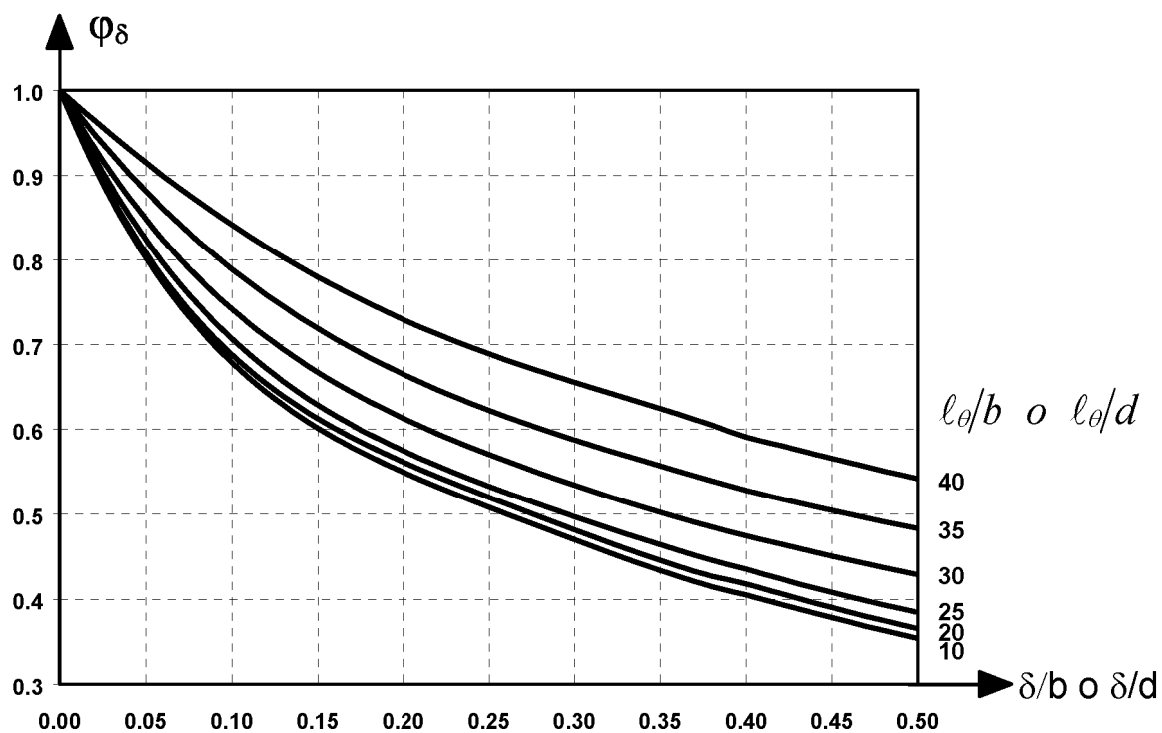
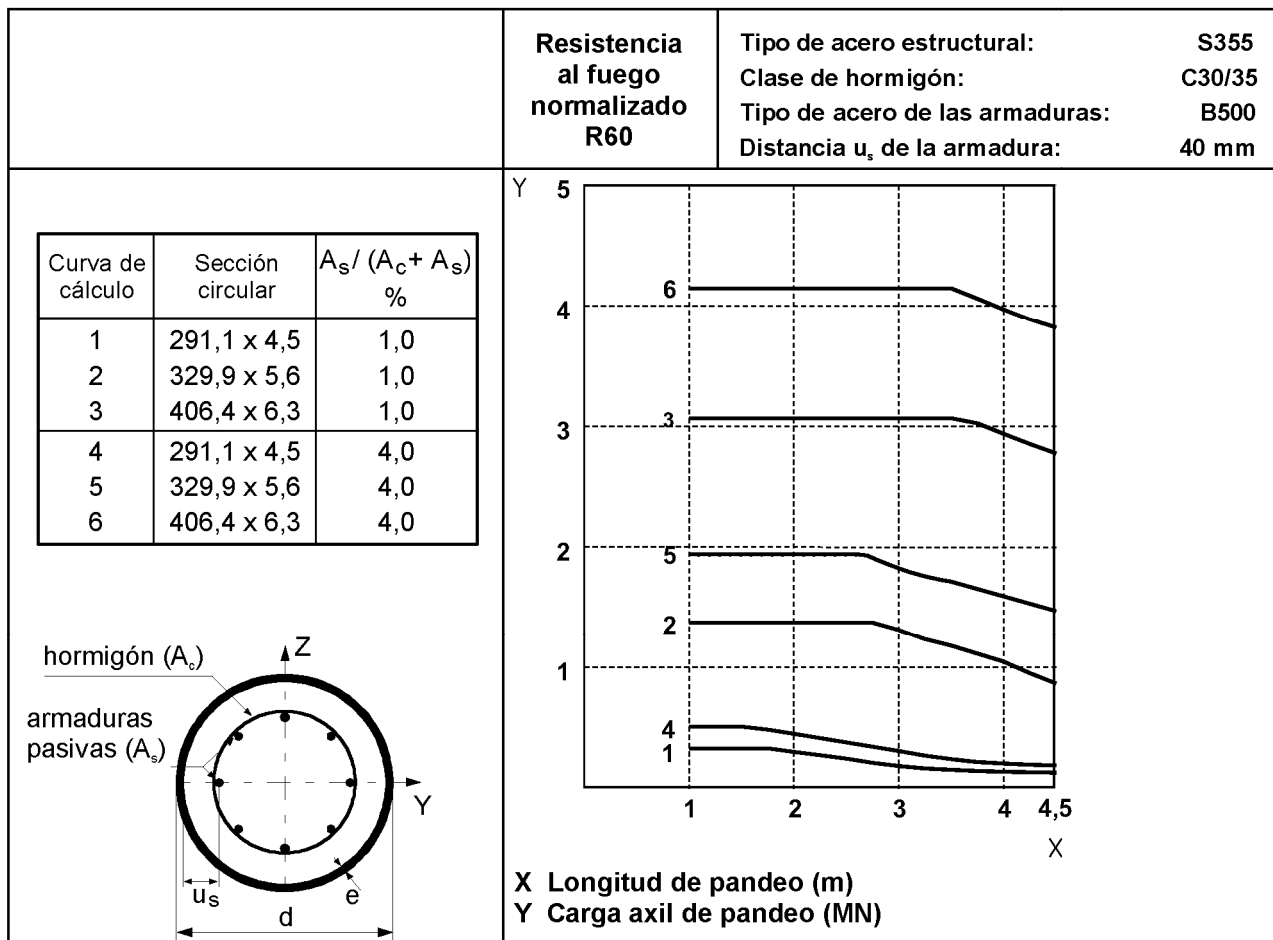


Figura H.2 – Coeficiente de corrección  $\varphi_\delta$  en función de la excentricidad  $\delta$



**Figura H.3 – Ejemplo de gráfico para PERFILES CIRCULARES HUECOS (R60)**

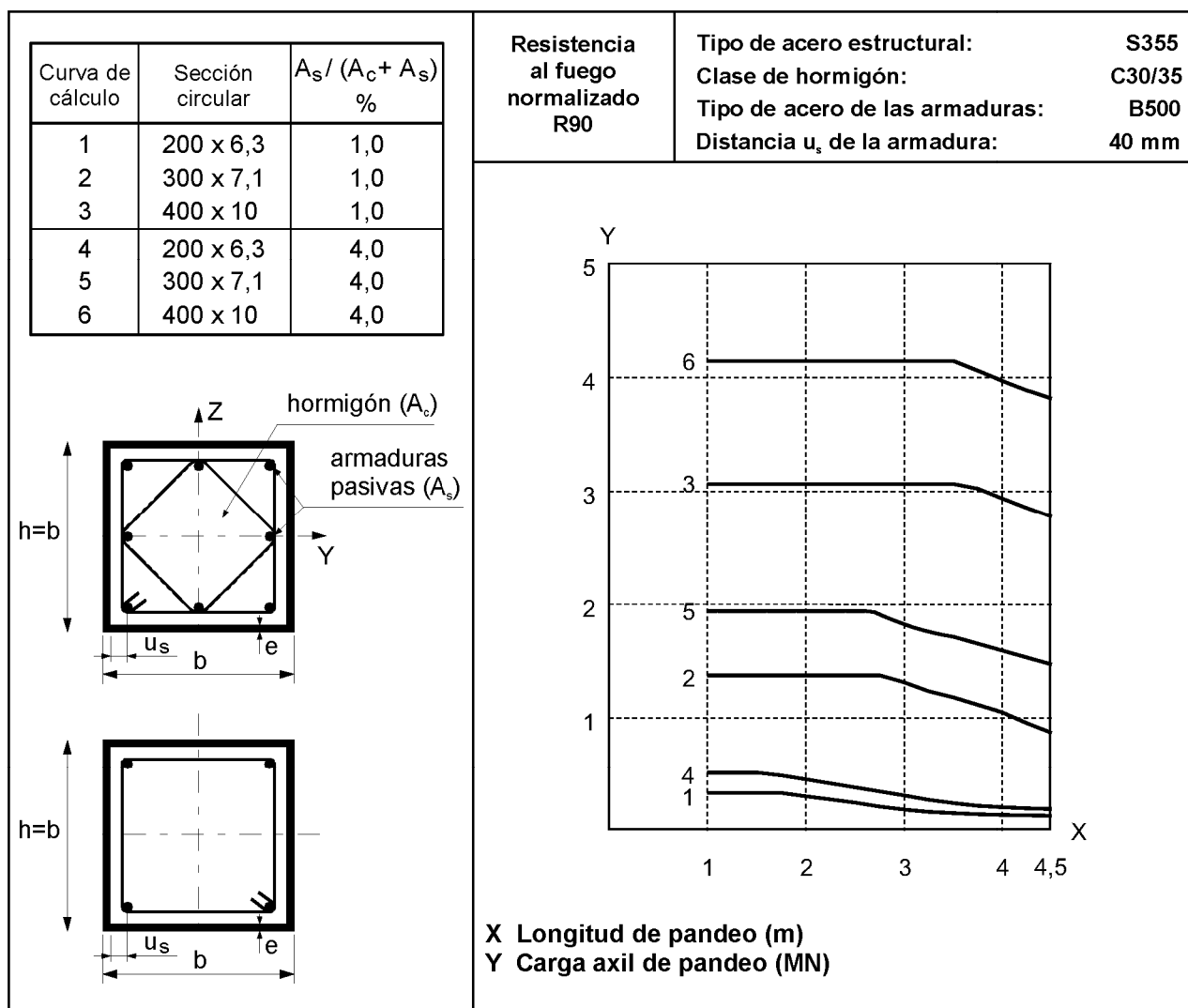


Figura H.4 – Ejemplo de gráfico para PERFILES CUADRADOS HUECOS (R90)

**ANEXO I (Informativo)****PLANIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS MODELOS EXPERIMENTALES****I.1 Introducción**

- (1) Los resultados de los ensayos pueden usarse para comprobar el comportamiento frente al fuego de los elementos estructurales, partes de una estructura o estructuras completas si provienen de ensayos realizados de forma adecuada.
- (2) Los ensayos pueden considerar una de las posibles acciones térmicas del capítulo 3 de la Norma EN 1991-1-2.
- (3) Los resultados de ensayos pueden conducir a una evaluación global de la resistencia al fuego de una estructura o de una parte de ella.
- (4) Los ensayos pueden tener en cuenta las condiciones de calentamiento que tiene lugar en un incendio y las acciones mecánicas adecuadas. El resultado es el tiempo durante el que la estructura mantiene su resistencia a la acción combinada de fuego y cargas estáticas.
- (5) Los resultados de los ensayos pueden conducir a informaciones parciales más precisas respecto a una o varias etapas de los modelos de cálculo antes mencionados.
- (6) Una información parcial puede ser referente al aislamiento térmico de una losa, el campo de temperaturas en un perfil o el tipo de fallo de un elemento estructural.
- (7) Los ensayos sólo pueden llevarse a cabo tras mínimo de 5 meses después del hormigonado.

**I.2 Ensayo para una evaluación global**

- (1) El cálculo de la probeta ensayada y las acciones mecánicas aplicadas pueden reflejar las condiciones de uso.
- (2) Los ensayos realizados sobre la base del incendio normalizado de acuerdo con las normas del CEN pueden considerarse que cumplen la regla antes mencionada.
- (3) Los resultados obtenidos sólo pueden utilizarse para las condiciones específicas del ensayo, si existe, para el campo de aplicación acordado en las normas del CEN.

**I.3 Ensayo para la información parcial**

- (1) La probeta ensayada puede diseñarse según el tipo de información parcial esperada.
- (2) Las condiciones de ensayo pueden diferir de las condiciones de uso del elemento estructural, si esto no tiene influencia sobre la información parcial a obtener.
- (3) El uso de información parcial obtenida mediante ensayos se limita a los mismos parámetros relevantes que los estudiados durante el ensayo.
- (4) Respecto a la transferencia térmica, los resultados son válidos para el mismo tamaño de sección transversal del elemento y las mismas condiciones de calentamiento.
- (5) Respecto al mecanismo de fallo, los resultados son válidos para el mismo dimensionamiento de la estructura, o de parte de la misma, para las mismas condiciones de contorno y los mismos niveles de carga.
- (6) Los resultados de los ensayos obtenidos siguiendo las reglas anteriormente citadas se pueden utilizar en lugar de la información obtenida de los modelos de cálculo de los apartados 4.2, 4.3 y 4.4.



---

---

**AENOR** Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Génova, 6  
28004 MADRID-España

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

Tel.: 902 102 201  
Fax: 913 104 032