# Anejo 31

# Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Reglas generales Proyecto de estructuras sometidas al fuego

# Contenido


**1 GENERALIDADES ..... 1761**

1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN ..... 1761
1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA ..... 1764
1.3 CONSIDERACIONES ..... 1764
1.5 DEFINICIONES ..... 1764
*1.5.1 Términos particulares relacionados con el proyecto ..... 1764*
1.5.1.1 Distancia al eje ..... 1764
1.5.1.2 Parte de la estructura ..... 1764
1.5.1.3 Elementos protegidos ..... 1764
1.5.1.4 Pórtico arriostrado ..... 1764
*1.5.2 Términos relacionados con las propiedades de materiales y productos ..... 1764*
1.5.2.1 Tiempo de fallo de la protección ..... 1764
1.5.2.2 Material de protección frente al fuego ..... 1764
1.5.3 TÉRMINOS RELACIONADOS CON EL ANÁLISIS DE LA TRANSFERENCIA TÉRMICA ..... 1765
1.5.3.1 Factor de forma: ..... 1765
*1.5.4 Términos relacionados con el análisis del comportamiento mecánico ..... 1765*
1.5.4.1 Temperatura crítica del acero estructural ..... 1765
1.5.4.2 Temperatura crítica de la armadura pasiva ..... 1765
1.5.4.3 Sección transversal eficaz ..... 1765
1.5.4.4 Máximo nivel de tensión ..... 1765
1.6 SÍMBOLOS ..... 1765

**2 BASES DE PROYECTO ..... 1774**

2.1 REQUISITOS ..... 1774
*2.1.1 Requisitos fundamentales ..... 1774*
*2.1.2 Exposición nominal al fuego ..... 1775*
*2.1.3 Exposición al fuego paramétrico ..... 1775*
2.2 ACCIONES ..... 1775
2.3 VALORES DE CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ..... 1775
2.4 MÉTODOS DE COMPROBACIÓN ..... 1776
*2.4.1 Generalidades ..... 1776*
*2.4.2 Análisis por elementos aislados ..... 1777*
*2.4.3 Análisis de parte de la estructura ..... 1779*
*2.4.4 Cálculo estructural global ..... 1779*

**3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ..... 1779**

3.1 GENERALIDADES ..... 1779
3.2 PROPIEDADES MECÁNICAS ..... 1779
*3.2.1 Propiedades de resistencia y deformación del acero estructural ..... 1779*
*3.2.2 Propiedades de resistencia y deformación del hormigón ..... 1781*
*3.2.3 Aceros para armaduras pasivas ..... 1783*
3.3 PROPIEDADES TÉRMICAS ..... 1784
*3.3.1 Aceros estructurales y para armaduras pasivas ..... 1784*
*3.3.2 Hormigón de peso normal ..... 1787*
*3.3.3 Hormigón ligero ..... 1789*
*3.3.4 Materiales de protección frente al fuego ..... 1790*
3.4 DENSIDAD ..... 1790

**4 PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO ..... 1791**

4.1 INTRODUCCIÓN ..... 1791
4.2 VALORES TABULADOS ..... 1792
*4.2.1 Campo de aplicación ..... 1792*
*4.2.2 Viga mixta formada por una viga de acero parcialmente embebida en hormigón ..... 1792*

*4.2.3 Pilares mixtos ... 1795*
4.2.3.1 Generalidades ... 1795
4.2.3.2 Pilares mixtos formados por perfiles de acero totalmente embebidos ... 1795
4.2.3.3 Pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos ... 1797
4.2.3.4 Pilares mixtos formados por perfiles huecos rellenos de hormigón ... 1797
4.3 MODELOS DE CÁLCULO SIMPLIFICADOS ... 1799
*4.3.1 Reglas generales para losas mixtas y vigas mixtas ... 1799*
*4.3.2 Losas mixtas sin protección ... 1799*
*4.3.3 Losas mixtas protegidas ... 1800*
*4.3.4 Vigas mixtas ... 1801*
4.3.4.1 Comportamiento estructural ... 1801
4.3.4.1.1 Generalidades ... 1801
4.3.4.1.2 Resistencia a flexión de las secciones transversales de vigas ... 1801
4.3.4.1.3 Resistencia a esfuerzo cortante de las secciones transversales de vigas ... 1801
4.3.4.1.4 Combinación de flexión y cortante ... 1801
4.3.4.1.5 Resistencia a esfuerzo rasante ... 1802
4.3.4.2 Vigas mixtas formadas por vigas de acero no embebidas en hormigón ... 1802
4.3.4.2.1 Generalidades ... 1802
4.3.4.2.2 Calentamiento de la sección transversal ... 1802
4.3.4.2.3 Comportamiento estructural – modelo de la temperatura crítica ... 1805
4.3.4.2.4 Comportamiento estructural – modelo del momento resistente ... 1806
4.3.4.2.5 Comprobación de la resistencia a cortante de los pernos conectores ... 1806
4.3.4.3 Vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón ... 1806
4.3.4.3.1 Generalidades ... 1806
4.3.4.3.2 Comportamiento estructural ... 1807
4.3.4.3.3 Momento resistente positivo $M_{fi,Rd}^{+}$ ... 1808
4.3.4.3.4 Momento resistente negativo $M_{fi,Rd}^{-}$ ... 1808
4.3.4.4 Vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón ... 1809
*4.3.5 Pilares mixtos ... 1809*
4.3.5.1 Comportamiento estructural ... 1809
4.3.5.2 Perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón ... 1811
4.3.5.3 Perfiles huecos sin protección rellenos de hormigón ... 1811
4.3.5.4 Perfiles huecos protegidos rellenos de hormigón ... 1812
4.4 MODELOS DE CÁLCULO AVANZADOS ... 1812
*4.4.1 Bases del análisis ... 1812*
*4.4.2 Respuesta térmica ... 1812*
*4.4.3 Respuesta mecánica ... 1813*
*4.4.4 Validación de los modelos de cálculo avanzados ... 1813*

**5 DETALLES CONSTRUCTIVOS ... 1814**

5.1 INTRODUCCIÓN ... 1814
5.2 VIGAS MIXTAS ... 1814
5.3 PILARES MIXTOS ... 1815
*5.3.1 Pilares mixtos con perfiles de acero parcialmente embebidos ... 1815*
*5.3.2 Pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón ... 1815*
5.4 CONEXIONES ENTRE VIGAS Y PILARES MIXTOS ... 1816
*5.4.1 Generalidades ... 1816*
*5.4.2 Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero embebidos en hormigón ... 1817*
*5.4.3 Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón ... 1817*
*5.4.4 Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón ... 1818*

**APÉNDICE A RELACIONES RECOMENDADAS PARA LA RELACIÓN TENSIÓN-DEFORMACIÓN DE ACEROS ESTRUCTURALES A ELEVADAS TEMPERATURA ... 1819**

**APÉNDICE B RELACIONES RECOMENDADAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN DE HORMIGONES CON ÁRIDOS SILÍCEOS A ELEVADAS TEMPERATURAS ... 1822**

**APÉNDICE C RELACIONES RECOMENDADAS PARA LA TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN ADAPTADAS A FUEGOS NATURALES CON UNA RAMA DE CALENTAMIENTO DESCENDENTE PARA USO EN MODELOS DE CÁLCULO AVANZADOS. 1824**

**APÉNDICE D MODELO RECOMENDADO 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 ..... 1825**

**D.1** RESISTENCIA AL FUEGO EN FUNCIÓN DEL AISLAMIENTO TÉRMICO ..... 1825
**D.2** CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE POSITIVO $M_{Fl,RD}^{+}$ ..... 1826
**D.3** CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE NEGATIVO $M_{Fl,RD}^{-}$ ..... 1828
**D.4** ESPESOR EFICAZ DE UNA LOSA MIXTA ..... 1831
**D.5** CAMPO DE APLICACIÓN ..... 1832

**APÉNDICE E MODELO RECOMENDADO 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 ..... 1833**

**E.1** CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE POSITIVO $M_{fi,Rd^+}$ ..... 1833
**E.2** CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE NEGATIVO $M_{Fl,RD}^{-}$ EN EL APOYO INTERMEDIO (O EN UN APOYO EMPOTRADO) 1834
**E.3** RESISTENCIA LOCAL EN LOS APOYOS ..... 1835
**E.4** RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE ..... 1836

**APÉNDICE F MODELO RECOMENDADO 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 ..... 1837**

**F.1** SECCIÓN TRANSVERSAL REDUCIDA PARA EL MOMENTO RESISTENTE POSITIVO $M_{fi,Rd^+}$ ..... 1837
**F.2** SECCIÓN TRANSVERSAL REDUCIDA PARA EL MOMENTO RESISTENTE NEGATIVO $M_{fi,Rd^-}$ ..... 1841
**F.3** CAMPO DE APLICACIÓN ..... 1842

**APÉNDICE G MODELO RECOMENDADO 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. ..... 1843**

**G.1** INTRODUCCIÓN ..... 1843
**G.2** ALAS DEL PERFIL DE ACERO ..... 1843
**G.3** ALMA DEL PERFIL DE ACERO ..... 1844
**G.4** HORMIGÓN ..... 1845
**G.5** BARRAS PARA ARMADURAS PASIVAS ..... 1846
**G.6** CÁLCULO DE LA CARGA AXIL DE PANDEO A TEMPERATURAS ELEVADAS ..... 1847
**G.7** CARGAS EXCÉNTRICAS ..... 1849
**G.8** CAMPO DE APLICACIÓN ..... 1849

**APÉNDICE H MÉTODO RECOMENDADO DE CÁLCULO PARA PERFILES TUBULARES DE ACERO RELLENOS DE HORMIGÓN EXPUESTOS AL FUEGO ..... 1852**

**APÉNDICE I RECOMENDACIONES PARA LA PLANIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS MODELOS EXPERIMENTALES ..... 1854**

**I.1** INTRODUCCIÓN ..... 1854
**I.2** ENSAYO PARA UNA EVALUACIÓN GLOBAL ..... 1854
**I.3** ENSAYO PARA LA INFORMACIÓN PARCIAL ..... 1854

# 1 Generalidades

## 1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Este anejo cubre el proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón en la situación accidental de exposición al fuego, y está concebido para ser usado junto con el Anejo 30 y la reglamentación específica vigente. Este anejo solo identifica diferencias o complementa el dimensionamiento a temperatura normal.

(2) Este anejo solo cubre los métodos pasivos de protección frente al fuego. No se contemplan métodos activos.

(3) Este anejo 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) Este anejo establece los principios y las reglas de aplicación (véase la reglamentación específica vigente) para el proyecto de estructuras, con requisitos concretos respecto a dichas funciones y a los niveles de prestaciones.

(5) Este anejo se aplica a estructuras, o a partes de estructuras, dentro del objeto y campo de aplicación del Anejo 30 y proyectadas de acuerdo con el mismo. Sin embargo, no se dan reglas para elementos mixtos que incluyan partes de hormigón pretensado.

(6) Para todas las secciones trasversales mixtas, la conexión a rasantes entre el acero y el hormigón debería ser conforme con el Anejo 30 o comprobarse mediante ensayos (véase también el apartado 4.3.4.1.5 y el Apéndice I).

(7) La figura A31.1.1 presenta ejemplos típicos de losas de hormigón con chapas nervadas de acero con o sin armaduras pasivas.

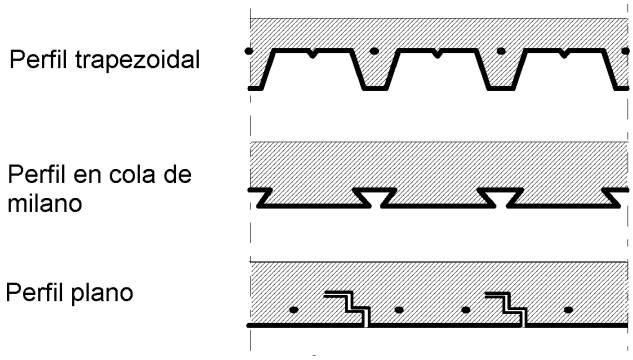
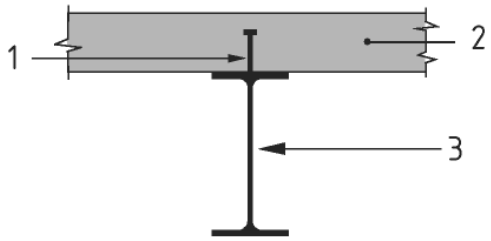


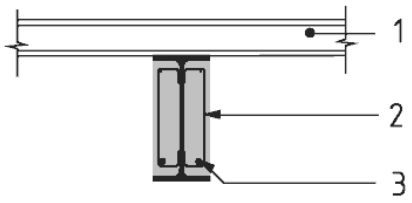

Figura A31.1.1 Ejemplos típicos de losas de hormigón con chapas nervadas de acero con o sin armaduras pasivas

(8) Las figuras A31.1.2 a A31.1.5 ofrecen ejemplos típicos de vigas compuestas. El apartado 5 desarrolla los correspondientes detalles constructivos.



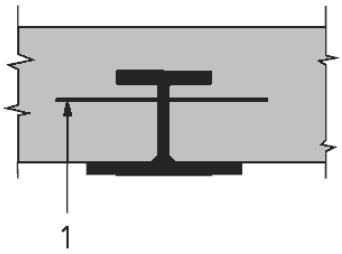

1 Conectores a rasante
2 Losa plana de hormigón o losa mixta con chapa nervada
3 Perfiles con o sin protección

Figura A31.1.2 Viga mixta formada por viga de acero no embebida en hormigón



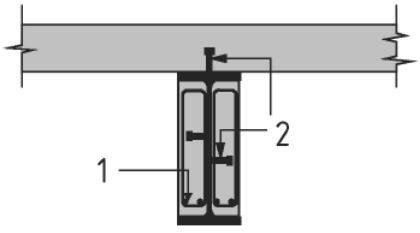

1 Opcional
2 Estribos soldados al alma del perfil
3 Armadura pasiva

Figura A31.1.3 Viga de acero parcialmente embebida en hormigón




1 Armadura pasiva

Figura A31.4 Viga de acero parcialmente embebida en la losa




1 Armadura pasiva
2 Conectores de cortante

Figura A31.1.5 Viga mixta formada por viga de acero parcialmente embebida en hormigón

(9) En las figuras A31.1.6 a A31.1.8 se ofrecen ejemplos típicos de pilares mixtos. El apartado 5 desarrolla los correspondientes detalles constructivos.

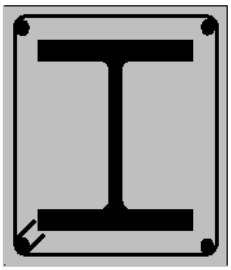
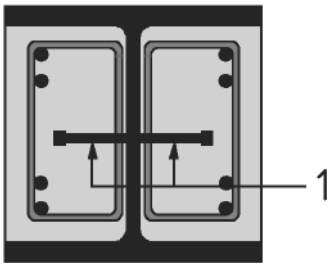


Figura A31.1.6 Perfiles embebidos en hormigón




1 Conectores de cortante soldados al alma del perfil

Figura A31.1.7 Perfiles parcialmente embebidos

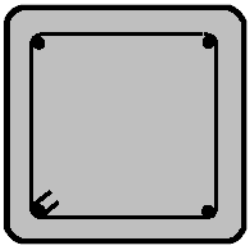


Figura A31.1.8 Perfiles rellenos de hormigón

(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 apartado 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) Los métodos indicados en este anejo se aplican al acero estructural de tipos S235, S275, S355, S420 y S460 según las normas UNE-EN 10025, UNE-EN 10210-1 y UNE-EN 10219-1.

(13) Para las chapas nervadas de acero, se hace referencia al apartado 3.5 del Anejo 30.

(14) Las armaduras pasivas deberían ser conformes con el Artículo 35 del Código Estructural.

(15) El hormigón de peso normal, según se define en el Anejo 30, es aplicable para el dimensionamiento frente al fuego de estructuras mixtas. Se permite el empleo de hormigón ligero en losas mixtas.

(16) Este anejo no contempla el dimensionamiento de estructuras mixtas con hormigones de resistencia característica fck y flck inferiores a 20 N/mm$^2$, ni superiores a 50 N/mm$^2$.

NOTA: El apartado 6 del Anejo 20 de este Código Estructural contiene información sobre la resistencia del

hormigón.

(17) Para aquellos materiales no contemplados aquí, se debería hacer referencia a las correspondientes normas UNE-EN de producto de o a los documentos de Evaluación Técnica Europea.

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

## 1.2 Normativa de referencia

(1) Las normas citadas en este anejo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

## 1.3 Consideraciones

(1) Se aplican las consideraciones del Anejo 18 y de la reglamentación específica vigente.

## 1.5 Definiciones

(1) Se aplican las reglas indicadas en el apartado 1.5 del Anejo 18 y en la reglamentación específica vigente.

(2) Los siguientes términos se utilizan en este anejo, 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 la 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 el que la relación tensión-deformación sufre un quiebro para presentar una meseta en la elasticidad.

## 1.6 Símbolos

(1) A los efectos de este anejo, 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 |
| $A_{i,}, A_j$ | 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 |
| $A/L_r$ | Coeficiente geométrico del nervio |
| $A_i/V_i$ | 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 ºC |
| $E_{a,f}$ | Valor característico del módulo 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 (≡ carga de pandeo de Euler) en la situación de incendio |
| $N_{fi,cr,z}$ | Carga elástica crítica (≡ 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 (≡ 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 [$m^3/m$] |
| $X$ | 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 |
| $b_{c,fi,mín.}$ | 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<br>Curva de pandeo, o<br>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<br>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 |
| $f_{ay,\theta}$ | Máximo nivel de tensión o límite elástico eficaz del acero estructural en la situación de incendio |
| $f_{ay,\theta cr}$ | Resistencia del acero a la temperatura crítica $\theta_{cr}$ |
| $f_{ap,\theta}$; $f_{sp,\theta}$ | Límite proporcional del acero estructural o para armaduras pasivas en la situación de incendio |
| $f_{au,\theta}$ | 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 ºC |
| $f_c$ | Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a los 28 días y a 20 ºC |
| $f_{c,j}$ | Resistencia característica de la parte j de hormigón a 20 ºC |
| $f_{c,\theta}$ | Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica en |

| | |
|---|---|
| | la situación de incendio a una temperatura de θ ºC |
| $f_{c,\theta n}$ | Resistencia a compresión residual del hormigón calentado a una temperatura máxima (con n capas) |
| $f_{c,\theta y}$ | 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 ºC |
| $f_{sy,\theta}$ | 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 |
| $k_{c,\theta}$ | Coeficiente de reducción de la resistencia a compresión del hormigón que da la resistencia a temperaturas elevadas $f_{c,\theta}$ |
| $k_{E,\theta}$ | Coeficiente de reducción para el módulo de elasticidad del acero estructural que da la pendiente de la parte lineal elástica a temperaturas elevadas $E_{a,\theta}$ |
| $k_{y,\theta}$ | Coeficiente de reducción para el límite elástico del acero estructural que da el máximo nivel de tensión a temperaturas elevadas $f_{ay,\theta}$ |
| $k_{p,\theta}$ | Coeficiente 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 $f_{sp,\theta}$ |

| | |
|---|---|
| $k_r$, $k_s$ | Coeficiente de reducción para el límite elástico de las armaduras pasivas |
| $k_{shadow}$ | Coeficiente de reducción para el efecto sombra |
| $k_{u,\theta}$ | Coeficiente de reducción para el límite elástico del acero estructural que da el nivel de tensión del endurecimiento por deformación a temperaturas elevadas $f_{au,\theta}$ |
| $k_\theta$ | Coeficiente 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 [ºC] durante un intervalo de tiempo $\Delta t$ |
| $\Phi$ | Coeficiente de configuración o de vista |
| *Minúsculas griegas* | |
| $\alpha$ | Ángulo del alma |
| $\alpha_c$ | Coeficiente de transferencia de calor por convección |
| $\alpha_{slab}$ | Coeficiente que considera la hipótesis de una distribución rectangular de tensiones al |

| | |
|---|---|
| | dimensionar las losas |
| $\gamma_G$ | Coeficiente parcial de seguridad de una acción permanente $G_k$ |
| $\gamma_{M,fi}$ | Coeficiente parcial de seguridad de una propiedad de un material en situación de incendio |
| $\gamma_{M,fi,a}$ | Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del acero estructural en la situación de incendio |
| $\gamma_{M,fi,c}$ | Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del hormigón en la situación de incendio |
| $\gamma_{M,fi,s}$ | Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia de las armaduras pasivas en situación de incendio |
| $\gamma_{M,fi,v}$ | Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia a cortante de los pernos conectores en la situación de incendio |
| $\gamma_Q$ | Coeficiente parcial de seguridad de una acción variable |
| $\gamma_v$ | Coeficiente 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 |
| $\varepsilon_{a,\theta}$ | Deformación unitaria en la situación de incendio |
| $\varepsilon_{ae,\theta}$ | Deformación unitaria última en la situación de incendio |
| $\varepsilon_{ay,\theta}$ | Deformación unitaria remanente en la situación de incendio |
| $\varepsilon_{ap,\theta}$ | Deformación unitaria en el límite proporcional en la situación de incendio |
| $\varepsilon_{au,\theta}$ | 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 |
| $\varepsilon_{ce,\theta máx.}$ | Deformación unitaria máxima del hormigón en la situación de incendio a la temperatura máxima |
| $\varepsilon_{cu,\theta}$ | Deformación unitaria del hormigón correspondiente a $f_{c,\theta}$ |
| $\varepsilon_{cu,\theta máx.}$ | Deformación unitaria del hormigón a la temperatura máxima del hormigón |
| $\varepsilon_f$ | Coeficiente de emisividad del fuego |
| $\varepsilon_m$ | Coeficiente 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 al Anejo 30 |
| $\eta_{fi}$ | Coeficiente 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 |
| $\theta_{máx.}$ | 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 |
| $\overline{\lambda}$ | Esbeltez relativa |
| $\overline{\lambda}_\theta$ | Esbeltez relativa de los rigidizadores en la situación de incendio |
| $\xi$ | Coeficiente 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) |
| $\rho_{c,LC}$ | Densidad del hormigón ligero (LC) |
| $\rho_p$ | Densidad del material de protección frente al fuego |

| | |
|---|---|
| $\sigma$ | Tensión |
| $\sigma_{a,\theta}$ | Tensión del perfil de acero en la situación de incendio |
| $\sigma_{c,\theta}$ | Tensión del hormigón bajo compresión en la situación de incendio |
| $\sigma_{s,\theta}$ | Tensión del acero para las armaduras pasivas en la situación de incendio |
| $\varphi_{a\,\theta}$ | Coeficiente de reducción para el perfil de acero dependiente del efecto de las tensiones térmicas en la situación de incendio |
| $\varphi_{c\,\theta}$ | Coeficiente de reducción para el hormigón dependiente del efecto de las tensiones térmicas en la situación de incendio |
| $\varphi_{s\,\theta}$ | Coeficiente de reducción de las armaduras pasivas dependiendo del efecto de las tensiones térmicas en la situación de incendio |
| $\chi$ | Coeficiente de reducción o de corrección |
| $\chi_z$ | Coeficiente 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* $\psi_{2,1}$ |

# 2 Bases de proyecto

## 2.1 Requisitos

### 2.1.1 Requisitos fundamentales

(1) 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) 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: Véanse las definiciones de la reglamentación específica vigente.

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

(3) 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) 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 que 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: Véase la reglamentación específica vigente

(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: Véase la reglamentación específica vigente.

### 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 $\Delta\theta_2$ son: $\Delta\theta_1$ = 200 K y $\Delta\theta_2$ = 240 K.

## 2.2 Acciones

(1) Las acciones mecánicas y térmicas se deben tomar de la reglamentación específica vigente.

(2) Además de lo indicado en la reglamentación específica vigente, 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) 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 al Anejo 30

$k_\theta$ 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 de los coeficientes parciales de seguridad para la situación de incendio son $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$.

(2) 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:

$X_{k,\theta}$ 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.

NOTA 1: Para las propiedades térmicas del acero y hormigón, el valor del coeficiente parcial de seguridad para la situación de incendio es $\gamma_{M,fi,} = 1,0$.

(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 e indicada en el apartado 3.3.2.

## 2.4 Métodos de comprobación

### 2.4.1 Generalidades

(1) El modelo del sistema estructural adoptado para proyectar con este anejo debe reflejar el comportamiento esperado frente al fuego de la estructura.

(2) 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 reglamentación específica vigente, 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 del Anejo 18.

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 este anejo solo 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) 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 del Anejo 18.

### 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 la reglamentación específica vigente.

(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:

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

donde:

$E_d$ es el valor de cálculo del esfuerzo correspondiente para el dimensionamiento a temperatura normal, en una combinación fundamental de acciones (véase el Anejo 18)

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

(3) El coeficiente de reducción $\eta_{fi}$ para la combinación de cargas (6.10) en el Anejo 18 debería tomarse como:

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

o para las combinaciones de carga (6.10a) y (6.10b) en el Anejo 18 como el menor valor resultante de las dos expresiones siguientes:

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

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

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 la reglamentación específica vigente. |

NOTA 1: La figura A31.2.1 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 el Anejo 18. 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, excepto para cargas impuestas de acuerdo con la categoría E, según se indica en la reglamentación específica vigente (áreas susceptibles de acumulación de bienes, incluyendo las áreas de acceso), en las que el valor es 0,7.

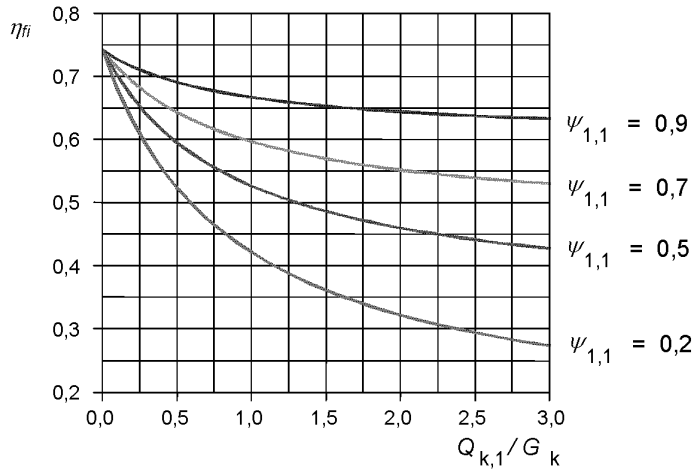



Figura A31.2.1 Variación del coeficiente de reducción $\eta_{fi}$ con la relación de cargas $Q_{k,1}/G_k$

(4) Solo 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 la reglamentación específica vigente.

(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) 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) 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).

# 3 Propiedades de los materiales

## 3.1 Generalidades

(1) 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) Los valores de las propiedades de los materiales indicados en el apartado 3.2 deben tratarse como valores característicos, véase el punto (1) del apartado 2.3.

(4) Las propiedades mecánicas del hormigón y del acero tanto para armaduras pasivas como activas a temperatura normal (20 ºC) se deberían tomar como las indicadas en la reglamentación específica vigente para el dimensionamiento a temperatura normal.

(5) Las propiedades mecánicas del acero a 20 ºC deberían tomarse como las indicadas en el Anejo 22 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 A31.3.1.

NOTA: Para las reglas de este anejo, se supone que las velocidades de aumento de temperatura entran dentro de los límites especificados.

(2) Las relaciones tensión-deformación indicadas en la figura A31.3.1 y en la tabla A31.3.1 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 $f_{ay,\theta}$.

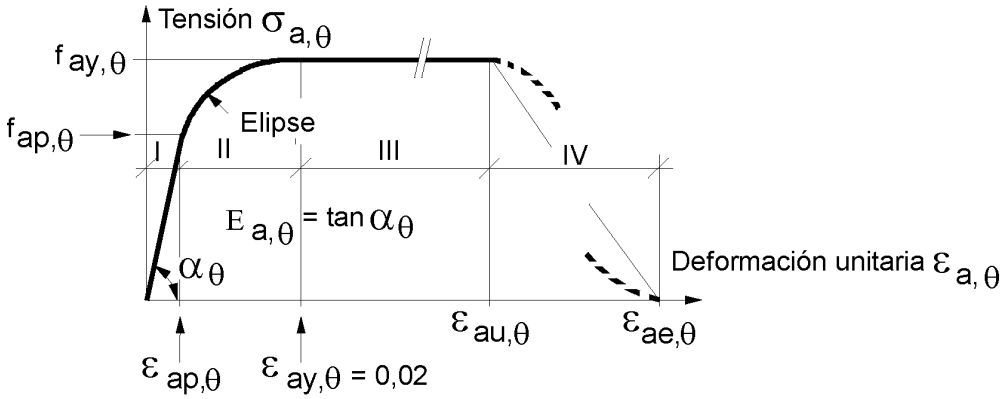



Figura A31.3.1 Modelo matemático para las relaciones tensión-deformación del acero estructural a elevadas temperaturas

Tabla A31.3.1 Relación entre los distintos parámetros del modelo matemático de la figura A31.3.1

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

(3) La tabla A31.3.2 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 ºC, las relaciones tensión-deformación

especificadas en el punto (2) se amplían para tener en el endurecimiento por deformación indicado en la tabla A31.3.2, 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 Apéndice A.

(5) El efecto del endurecimiento por deformación solo debería tenerse en cuenta si el análisis se basa en modelos de cálculo avanzado de acuerdo con el apartado 4.4. Esto solo 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 A31.3.1, pueden tomarse del Apéndice A.

(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 la reglamentación específica vigente (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 A31.3.2 para las relaciones tensión-deformación del acero estructural.

Tabla A31.3.2 Coeficientes de reducción $k_\theta$ para las relaciones tensión–deformación del acero estructural a elevadas temperaturas

| Temperatura del acero $\theta_a$ [ºC] | $k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$ | $k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$ | $k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$ | $k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$ |
|---|---|---|---|---|
| 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 | |
| 1000 | 0,0450 | 0,0250 | 0,04 | |
| 1100 | 0,0225 | 0,0125 | 0,02 | |
| 1200 | 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 A31.3.2.

NOTA: Se supone, en las reglas indicadas en este anejo, que las velocidades de calentamiento se encuentran dentro de los límites especificados.

(2) Las propiedades de resistencia y deformación del hormigón sometido a tensión uniaxial a elevadas temperaturas deben obtenerse de las relaciones tensión-deformación de la reglamentación específica vigente y como se indica en la figura A31.3.2.

(3) Las relaciones tensión-deformación indicadas en la figura A31.3.2 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 A31.3.3 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 obtener 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 A31.B.1. Los valores para $\varepsilon_{ce,\theta}$ que definen el rango de la rama descendente pueden tomarse del Apéndice 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 A31.3.3 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 reglamentación específica vigente.

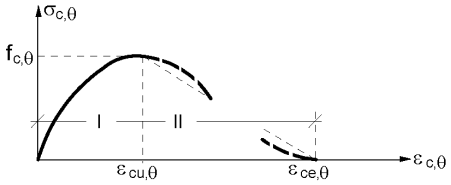
(7) En el caso de acciones térmicas de acuerdo con la reglamentación específica vigente (modelos de fuego natural), particularmente cuando se considera la rama de temperatura descendente, se debería modificar el modelo matemático de las relaciones tensión-deformación del hormigón especificado en la figura A31.3.2.

NOTA: Dado que el hormigón enfriado tras haber sido calentado no recupera su resistencia a compresión inicial, se puede emplear la propuesta del Apéndice 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 de la reglamentación específica vigente.

(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 A31.3.2.




RANGO I:

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta}\left[ 3\left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}}\right) \Big/ \left\{ 2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}}\right)^3 \right\} \right]$$

$$\left.\begin{array}{l} k_{c,\theta} = \dfrac{f_{c,\theta}}{f_c} \\ \text{y } \varepsilon_{cu,\theta} \end{array}\right\}$$ a escogerse de acuerdo con los valores de la tabla A31.3.3

RANGO II:

A efectos numéricos, se debería adoptar una rama descendente.

Figura A31.3.2 Modelo matemático para las relaciones tensión-deformación del hormigón sometido a compresión a elevadas temperaturas

Tabla A31.3.3 Valores para los dos parámetros principales de las relaciones tensión-deformación del hormigón de peso normal (NC)[1)] y del hormigón ligero (LC)[2)] a temperaturas elevadas

| Temperatura $\theta_c$ [°C] del hormigón | $k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$ | | $\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ |
|---|---|---|---|
| | NC[1)] | LC[2)] | NC |
| 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 |
| 1000 | 0,04 | 0,16 | 25,0 |
| 1100 | 0,01 | 0,04 | 25,0 |
| 1200 | 0 | 0 | – |

1) NC: Hormigón de peso normal
2) LC: Hormigón ligero. 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 A31.3.2, excepto que el valor de $k_{u,\theta}$ no debería ser mayor que 1,1.

(3) En la tabla A31.3.4 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 la reglamentación específica vigente, en particular cuando considera la rama de temperatura descendente, los valores especificados en la tabla A31.3.2 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 A31.3.4 Coeficientes de reducción $k_\theta$ para las relaciones tensión-deformación del acero para las armaduras pasivas estirado en frío

| Temperatura $\theta_s$ [ºC] 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 |
| 1000 | 0,03 | 0,03 | 0,05 |
| 1100 | 0,02 | 0,02 | 0,03 |
| 1200 | 0 | 0 | 0 |

## 3.3 Propiedades térmicas

### 3.3.1 Aceros estructurales y para armaduras pasivas

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

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

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

$$\Delta l / l = -6{,}2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5}\ \theta_a \quad \text{para } 860\ ^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200\ ^\circ\text{C} \qquad (3.1c)$$

donde:

$l$ es la longitud a 20 ºC 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 A31.3.3 ilustra la variación con la temperatura de la dilatación térmica.

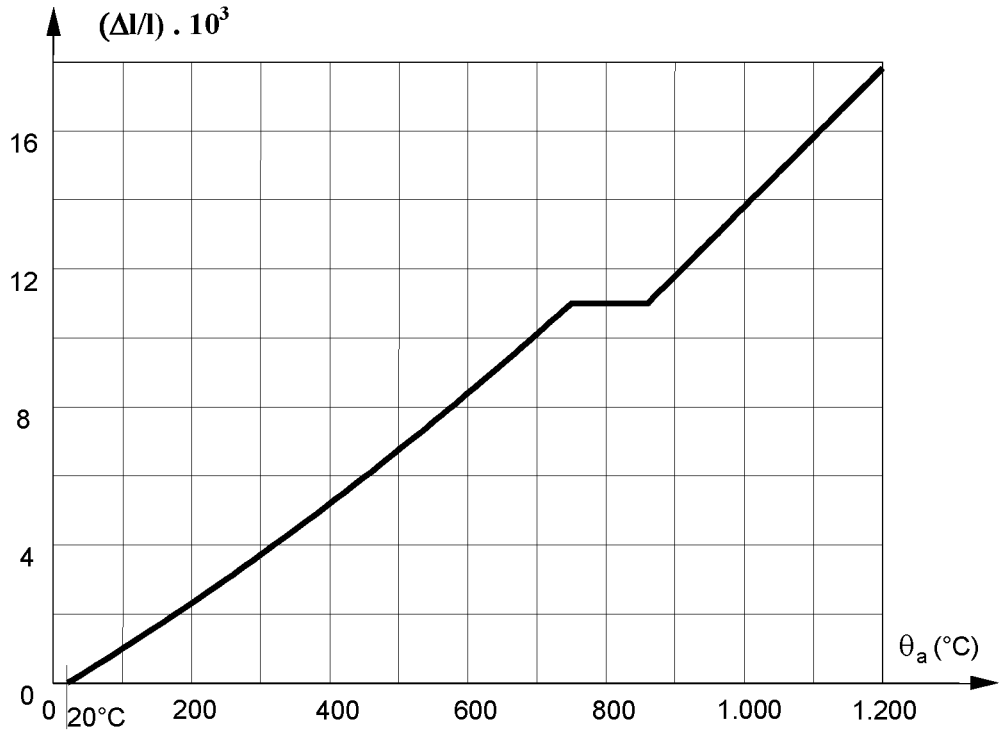



Figura A31.3.3 Alargamiento térmico del acero en función de la temperatura

(3) En los modelos simplificados de cálculo (véase el apartado 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:

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

(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:

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

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

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

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

donde:

$\theta_a$ es la temperatura del acero.

(5) La figura A31.3.4 ilustra la variación del calor específico con la temperatura.

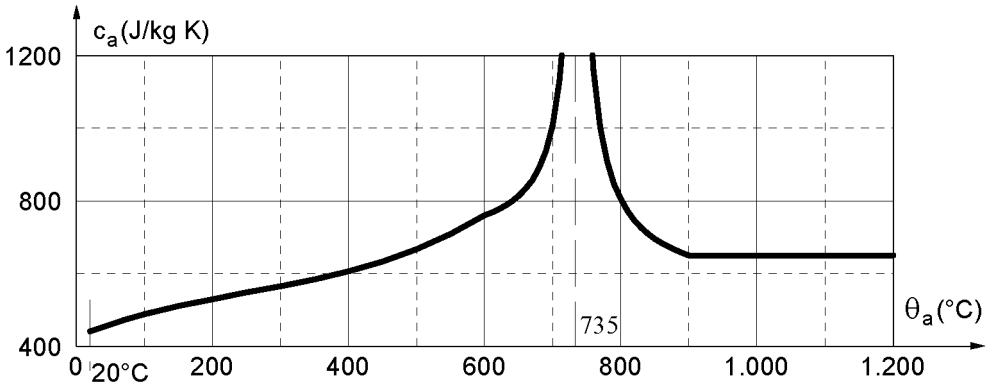



Figura A31.3.4 Calor específico del acero en función de la temperatura

(6) En los modelos simplificados de cálculo (véase el apartado 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:

$$\lambda_a = 54 - 3{,}33.10^{-2}\,\theta_a \quad \text{[W/mK]} \quad \text{para } 20\ °C \le \theta_a \le 800\ °C \quad (3.3a)$$

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

donde:

$\theta_a$ es la temperatura del acero.

(8) La figura A31.3.5 ilustra la variación con la temperatura de la conductividad térmica.

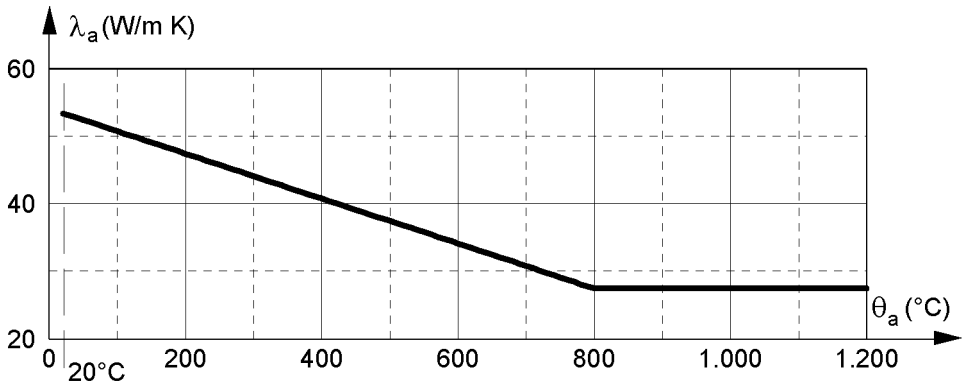



Figura A31.3.5 Conductividad térmica del acero en función de la temperatura

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

valor medio:

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

### 3.3.2 Hormigón de peso normal

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

$$\Delta l / l = -1{,}8.10^{-4} + 9.10^{-6}\,\theta_c + 2{,}3.10^{-11}\,\theta_c^3 \quad \text{para } 20\ °C \le \theta_c \le 700\ °C \qquad (3.4a)$$

$$\Delta l / l = 14.10^{-3} \quad \text{para } 700\ °C < \theta_c \le 1200\ °C \qquad (3.4b)$$

donde:

*l* es la longitud del elemento de hormigón a 20 ºC

*Δl* es la dilatación del elemento de hormigón debida a la temperatura

$\theta_c$ es la temperatura del hormigón.

(2) La figura A31.3.6 ilustra la variación de la dilatación térmica con la temperatura.

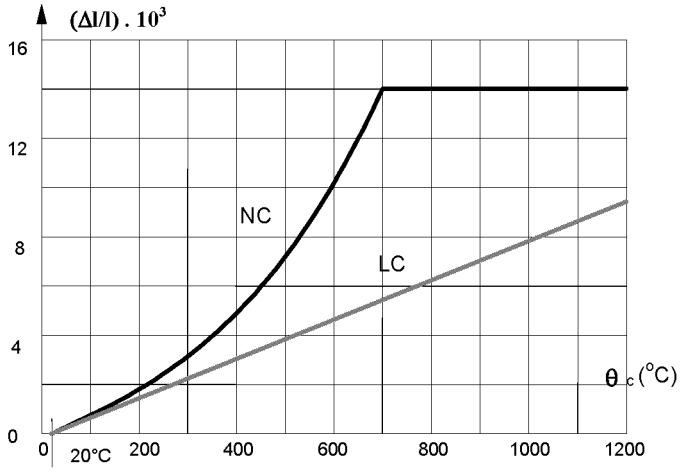



Figura A31.3.6 Dilatación térmica del hormigón de peso normal (NC) y del hormigón ligero (LC) en función de la temperatura

(3) En los modelos simplificados de cálculo (véase el apartado 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:

$$\Delta l / l = 18.10^{-6}\,(\theta_c - 20) \qquad (3.4c)$$

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

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

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

$c_c = 1000 + (\theta_c - 200)/2$ [J/kg K] para 200 °C < $\theta_c$ ≤ 400 °C (3.5c)

$c_c = 1100$ [J/kg K] para 400 °C < $\theta_c$ ≤ 1200 °C (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:

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

(5) La figura A31.3.7 ilustra la variación del calor específico con la temperatura de acuerdo con la ecuación (3.5e).

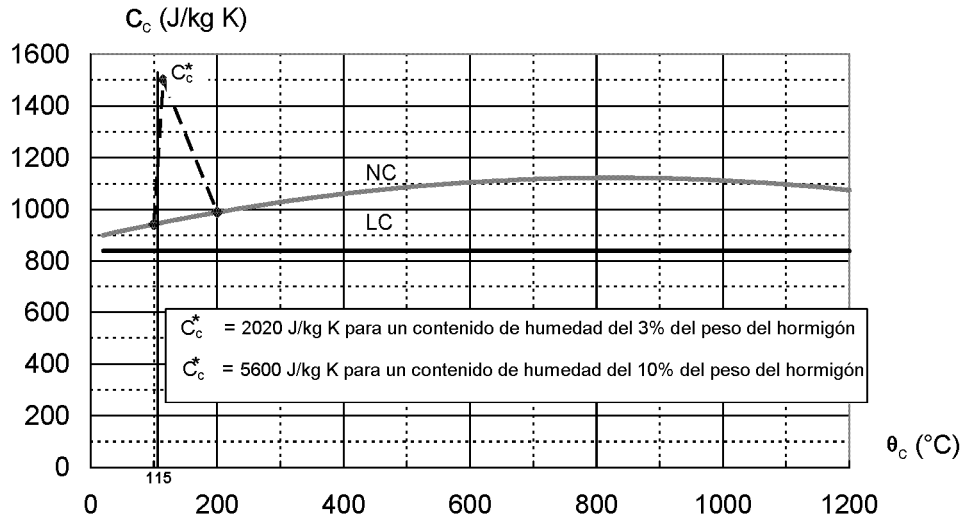



Figura A31.3.7 Calor específico del hormigón de peso de peso normal (NC) y del hormigón ligero (LC) en función de la temperatura

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

$c_c = 1\,000$ [J/kg K] (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 A31.3.7, situado entre 100 ºC y 200 ºC, como 115 ºC.

$c_c^* = 2020$ para un contenido de humedad del 3% del peso del hormigón [J/kg K] (3.5g)

$c_c^* = 5600$ para un contenido de humedad del 3% del peso del hormigón [J/kg K] (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 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:

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

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:

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

donde $\theta_c$ es la temperatura del hormigón.

(11) La figura A31.3.8 ilustra la variación de la conductividad térmica con la temperatura.

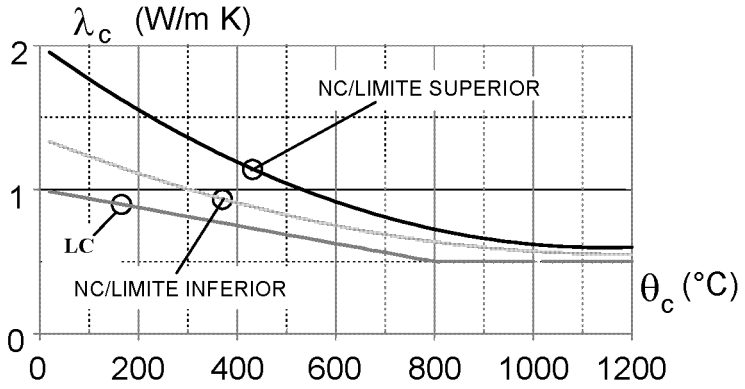



Figura A31.3.8 Conductividad térmica del hormigón de peso de peso normal (NC) y del hormigón ligero (LC) en función de la temperatura

(12) En los modelos de cálculo simplificados (véase el apartado 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 [ºC].

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

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

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

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

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

(4) Las figuras A31.3.6, A31.3.7 y A31.3.8 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) Las propiedades y el comportamiento de los materiales de protección frente al fuego deben evaluarse usando los métodos de ensayo indicados en las normas UNE-EN 13381-1, UNE-EN 13381-2; UNE-EN 13381-4, UNE-EN 13381-5 y UNE-EN 13381-6.

## 3.4 Densidad

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

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

(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 del Anejo 20.

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

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

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

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

(4) La densidad del hormigón ligero (LC) sin armar, considerada en este anejo para el dimensionamiento de estructuras sometidas al fuego, debe estar en el rango siguiente:

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

# 4 Procedimientos de cálculo

## 4.1 Introducción

(1) La comprobación del comportamiento de una estructura en una situación de incendio se debe basar en los requisitos del apartado 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 el apartado 2.4.4), de partes de la estructura (véase el apartado 2.4.3) o de un solo elemento estructural (véase el apartado 2.4.2).

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

(6) 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) 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:

$$\eta = \frac{E_{\mathrm{d}}}{R_{\mathrm{d}}} \leq 1{,}0 \quad \text{; nivel de carga referido al Anejo 30} \qquad (4.1)$$

donde:

$E_{\mathrm{d}}$ 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

$\eta_{\mathrm{fi,t}} = \frac{E_{\mathrm{fi,d,t}}}{R_{\mathrm{d}}}$ nivel de carga para el cálculo frente a incendio

donde:

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

(8) Para un análisis global de la estructura (estructuras completas) se deben combinar las acciones mecánicas utilizando la combinación accidental indicada en la reglamentación específica vigente.

(9) 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 apartado 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 apartado 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 del Anejo 30. En este caso, debería ignorarse la contribución de la chapa conformada de acero cuando su temperatura sea superior a los 350 ºC. La anchura eficaz $b_{eff}$ a elevadas temperaturas puede tomarse como el valor del apartado 5.4.1.2 del Anejo 30.

(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 A20.5.8 del Anejo 20.

(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 solo 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. Estas solo 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), (9) 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) Se debe comprobar que $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,,t.}$

(5) Para los valores tabulados indicados en las tablas A31.4.1 a A31.4.7, se permite la interpolación lineal para todos los parámetros físicos.

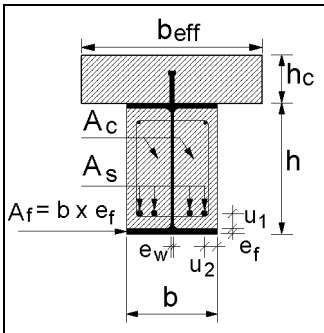
NOTA: Cuando por el momento es imposible la clasificación, esto se indica con "-" en las tablas.

### 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 A31.1.5) 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 A31.4.1.

Tabla A31.4.1 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




Condición de aplicación:

losa: $h_c \geq 120$ mm;

$b_{eff} \leq 5$ 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:

$A_s/(A_c + A_s) \leq 5\%$

| | | Resistencia al fuego normalizado | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | R30 | R60 | R90 | R120 | R180 |
| 1 | Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,3$ | | | | | |
| | 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 A31.4.1 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 A31.4.1, 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 al Anejo 30 siempre que:

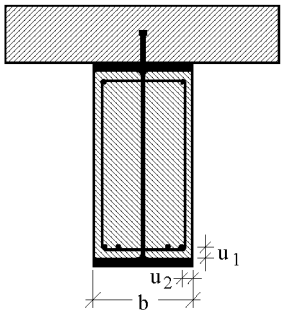
- la anchura eficaz de la losa $b_{eff}$ no supera los 5 m,
- la armadura adicional $A_s$ no se tiene en cuenta.

(4) Los valores dados en la tabla A31.4.1 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 A31.4.1 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 A31.4.1 son válidos para el acero de tipo B500 empleados para la armadura pasiva adicional $A_s$.

(6) Los valores indicados en las tablas A31.4.1 y A31.4.2 son válidos para las vigas conectadas a losas planas de hormigón armado.

Tabla A31.4.2 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 |
| ≥ 300 | $u_1$ | 40 | 50 | 70 | 90 |
| | $u_2$ | 25* | 45 | 60 | 60 |

(*) Este valor tiene que comprobarse de acuerdo con el apartado 4.4.1.2 del Anejo 19.

(7) Los valores indicados en las tablas A31.4.1 y A31.4.2 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.

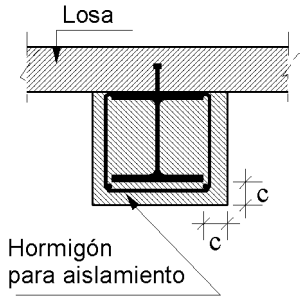
(8) El material empleado para rellenar los huecos debería ser adecuado para proteger el acero frente al fuego (véanse las normas UNE-EN 13381-4 y/o UNE-EN 13381-5).

(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 A31.4.2.

(10) Si el hormigón que envuelve la viga de acero tiene solo 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 A31.4.3.

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

Tabla A31.4.3 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 solo 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 A31.4.4, A31.4.6 y A31.4.7 son válidas para pórticos arriostrados.

(2) Los niveles de carga $\eta_{fi,t}$ en las tablas A31.4.6 y A31.4.7 se definen en el punto (7) 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 A31.4.6 y A31.4.7, $R_d$ tiene que basarse en dos veces la longitud de pandeo utilizada en la situación de proyecto de incendio.

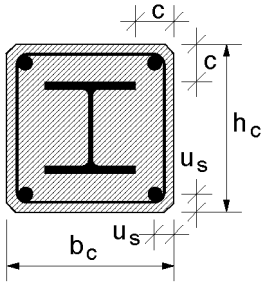
(4) Las tablas A31.4.4 a A31.4.7 son válidas tanto para cargas axiles concéntricas como para cargas excéntricas aplicadas a los pilares. Al determinar $R_d$, el valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura normal se debería tener en cuenta la excentricidad de la carga.

(5) Los valores tabulados indicados en las tablas A31.4.4 a A31.4.7 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 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 A31.4.4.

Tabla A31.4.4 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 |
| | distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm] | 20* | 30 | 30 | 40 | 50 | 50 |
| 1.3 | | | | | | | |
| | o | | | | | | |
| 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 | - |

(*) Estos valores tienen que comprobarse de acuerdo con el apartado 4.4.1.2 del Anejo 19.

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

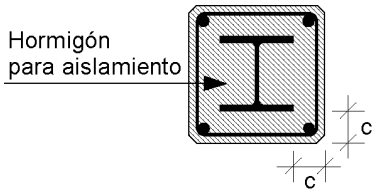
(3) La armadura pasiva debería consistir de un mínimo de 4 barras de 12 mm de diámetro. En todos los casos el porcentaje mínimo de armadura longitudinal debería cumplir los requisitos del Anejo 30.

(4) El porcentaje máximo de armadura longitudinal debería cumplir los requisitos del Anejo 30. Para los estribos debería hacerse referencia a la reglamentación específica vigente.

(5) Si el recubrimiento del hormigón del perfil de acero tiene solo 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 A31.4.5.

NOTA: Para R30, solo es necesario colocar hormigón entre las alas del perfil de acero.

Tabla A31.4.5 Recubrimiento mínimo de hormigón para un perfil de acero con el hormigón actuando como protección frente al fuego

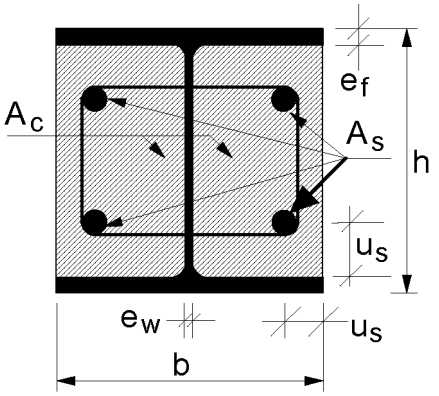
|  | Resistencia al fuego normalizado | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | R30 | R60 | R90 | R120 | R180 |
| Recubrimiento del hormigón c [mm] | 0 | 25 | 30 | 40 | 50 |

(6) Cuando el hormigón envolvente tiene solo 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 A31.4.6.

Tabla A31.4.6 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 |
| | Relación mínima entre el espesor del alma y del ala $e_w/e_f$ | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 |
| 1 | Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,28$ | | | 300 | 400 |
| 1.1 | dimensiones mínimas h y b [mm] | 160 | 200 | 50 | 70 |
| 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 $\eta_{fi,t} \leq 0,47$ | | 300 | 400 | |
| 2.1 | dimensiones mínimas h y b [mm] | 160 | 50 | 70 | - |
| 2.2 | distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm] | - | 4 | 4 | - |
| 2.3 | cuantía mínima de armaduras $A_s/(A_c + A_s)$ en % | - | | | - |
| 3 | Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,66$ | | 400 | | |
| 3.1 | dimensiones mínimas h y b [mm] | 160 | 70 | - | - |
| 3.2 | distancia mínima al eje de las armaduras pasivas $u_s$ [mm] | 40 | 4 | - | - |
| 3.3 | cuantía mínima de armaduras $A_s/(A_c + A_s)$ en % | 1 | | - | - |

NOTA: Los valores del nivel de carga $\eta_{fi,t}$ han sido adaptados a las reglas de cálculo para pilares mixtos en el Anejo 30.

(2) Al determinar $R_d$ y $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$, en conexión con la tabla A31.4.6, 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 A31.4.6 puede utilizarse para los aceros estructurales de tipos S235, S275 y S355.

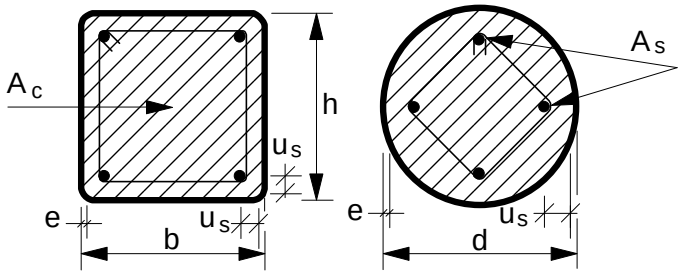
### 4.2.3.4 Pilares mixtos formados por perfiles huecos rellenos de hormigón

(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

A31.4.7.

NOTA: Como alternativa a este método, pueden usarse las reglas de cálculo de los apartados 5.3.2 ó 5.3.3 del Anejo 20 cuando no se tenga en cuenta el tubo de acero.

Tabla A31.4.7 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




| | perfil de acero: (b/e) ≥ 25 o (d/e) ≥ 25 | 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 ηfi,t han sido adaptados a las reglas de cálculo para pilares mixtos en el Anejo 30.

(2) Al calcular $R_d$ *y* $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$, en conexión con la tabla A31.4.7, se aplican las siguientes reglas:

- independientemente del tipo de acero de los perfiles huecos, se tiene emplea un límite elástico nominal de 235 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 A31.4.7 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. Solo 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 4.3.3 se dan reglas para losas y en el apartado 4.3.4 para vigas mixtas.

(3) Para vigas mixtas en que la sección eficaz es de Clase 1 o Clase 2 (véase el Anejo 22), 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:

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

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 ºC. 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 A31.3.2 o la tabla A31.3.3.

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

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

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 la reglamentación específica vigente y en el Anejo 30 para garantizar la capacidad de rotación necesaria.

### 4.3.2 Losas mixtas sin protección

(1) En la figura A31.1.1 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 solo 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 A31.4.1 y A31.4.2).

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

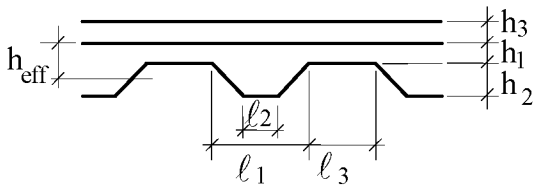



Figura A31.4.1 Símbolos cuando se usa chapa trapezoidal

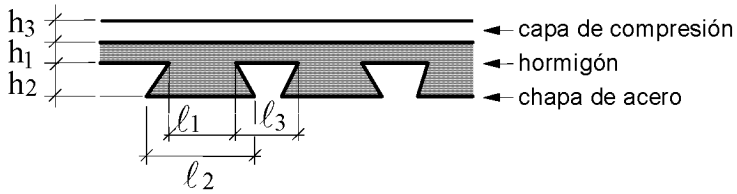



Figura A31.4.2 Símbolos cuando se usa chapa en cola de milano

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

(5) Para un dimensionamiento conforme con el Anejo 30, 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 punto (1) del apartado 2.1.2. En cuanto a los medios para comprobar el cumplimiento del criterio de aislamiento térmico "I", véase a continuación.

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

NOTA 1: El apartado D.1 proporciona un método para el cálculo de la resistencia al fuego respecto al criterio de aislamiento térmico "I".

NOTA 2: Los apartados 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 UNE-EN 13381-1 para los falsos techos,
- la norma UNE-EN 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 $h_{eff}$ (véase la norma UNE-EN 13881-5).

(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 ºC, 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) Las vigas mixtas de deben comprobar a:

- resistencia a flexión (apartado 4.3.4.1.2) de la sección transversal crítica de acuerdo con el punto del apartado 6.1.1 del Anejo 30,
- esfuerzo cortante (apartado 4.3.4.1.3),
- resistencia a esfuerzo rasante (apartado 4.3.4.1.5).

NOTA: En el punto (4) del apartado 6.1.1 del Anejo 30 se proporcionan orientaciones sobre las secciones transversales críticas.

(2) Cuando en la situación de incendio se dispone de evidencia de ensayos (véase la norma UNE-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 (apartado 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 del Anejo 30.

(3) Para secciones transversales de acero de la Clase 4, se hace referencia al apartado 4.2.3.6 del Anejo 23.

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

(1) 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 del Anejo 23), a no ser que se haya establecido mediante ensayos el valor de una contribución de la parte de hormigón de la viga.

NOTA: El apartado 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 apartado F.2 proporciona un método para vigas parcialmente embebidas sometidas a

momento flector negativo.

NOTA 2: Los apartados 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) El valor de cálculo del esfuerzo rasante total se debe determinar de una manera consistente con el valor de cálculo de la 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 axil de compresión en la losa dada por el menor valor entre:

$$F_{\mathrm{c}} = \alpha_{\mathrm{losa}} \sum_{j=1}^{m} A_{\mathrm{j}} k_{\mathrm{c},\theta,\mathrm{j}} \left( \frac{f_{\mathrm{c,j}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi,c}}} \right) \qquad (4.4)$$

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

$$F_{\mathrm{a}} = \sum_{i=1}^{n} A_{\mathrm{i}} k_{\mathrm{y},\theta,\mathrm{i}} \left( \frac{f_{\mathrm{y,i}}}{\gamma_{\mathrm{M,fi,a}}} \right) \qquad (4.5)$$

el que sea más pequeño

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

(4) Se debe disponer de una armadura longitudinal adecuada para distribuir el esfuerzo rasante de acuerdo con el apartado 6.6.6.2 del Anejo 30.

### 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 el hormigón es aplicable a elementos y vigas continuas simplemente apoyadas (véase la figura A31.1.2).

#### 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 A31.4.3.

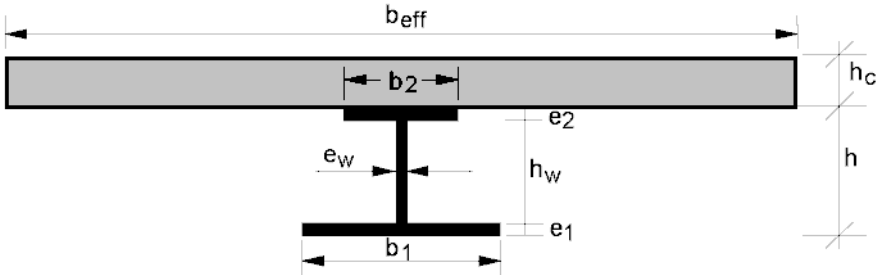



Figura A31.4.3 Elementos de una sección transversal

(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:

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

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) del apartado 3.4 | [kg/m$^3$] |
| $A_i$ | es la superficie expuesta de la parte i de la sección transversal de acero por unidad de longitud | [m$^2$/m] |
| $A_i/V_i$ | es el factor de forma [m$^{-1}$] 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$^3$/m] |
| $\dot{h}_{\text{net}}$ | es el valor de cálculo del flujo de calor neto por unidad de superficie de acuerdo con el la reglamentación específica vigente | |

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

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

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

| | | |
|---|---|---|
| $\varepsilon_m$ | tal y como se define en el punto (2) del apartado 2.2 | |
| $\varepsilon_f$ | es la emisividad del fuego de acuerdo con la reglamentación específica vigente | |
| $\theta_t$ | es la temperatura ambiente del gas en el instante *t* | [ºC] |
| $\theta_{at}$ | es la temperatura del acero en el instante *t* supuesta uniforme en cada parte de la sección transversal acero | [ºC] |
| $\Delta t$ | es el intervalo de tiempo | [seg] |

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

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

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 A31.4.3.

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.

(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:

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

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) 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 | [$m^2$/m] |
| $c_p$ | es el calor específico del material de protección contra el fuego especificado en el punto (1) del apartado 3.3.4 | [J/kgK] |
| $\rho_p$ | es la densidad del material de protección frente al fuego | [$kg/m^3$] |
| $\theta_t$ | es la temperatura ambiente del gas en el instante $t$ | [ºC] |
| $\Delta\theta_t$ | es el aumento de temperatura ambiente del gas [ºC] 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:

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

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:

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

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:

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

(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 cajeada, 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 cajeada por unidad de longitud de viga de acero | [$m^2$/m] |
| $V$ | es el volumen de toda la sección transversal de la viga de acero por unidad de longitud. | [$m^3$/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 UNE-EN 13381-3 y UNE-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 del Anejo 23.

***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 $b_{eff}$ de la losa de hormigón.

NOTA: La tabla A31.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 ºC 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) 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 $\theta_{cr}$ se puede determinar a partir del nivel de carga $\eta_{fi,t}$ aplicado a la sección mixta y a partir de la resistencia del acero a elevadas temperaturas $f_{ay,\theta cr}$ de acuerdo con la relación:

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

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

donde $\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t}/R_d$ y $E_{fi,d,t} = \eta_{fi}\ E_d$ se definen el punto (7) 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 $A_i/V_i$ o $A_{p\,i}/V_i$ 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 el apartado 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 Apéndice 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 determinase para sistemas de losas tanto de hormigón macizo como con chapa conformada de acero conforme al Anejo 30, excepto que el coeficiente parcial de seguridad $\gamma_v$ debería reemplazarse por $\gamma_{M,fi,v}$, y que hay que usar el menor de los dos valores reducidos siguientes:

$P_{fi,Rd} = 0{,}8 \cdot k_{u\theta} \cdot P_{Rd}$, con $P_{Rd}$ según se obtiene de la ecuación 6.18 del Anejo 30; o (4.11a)

$P_{fi,Rd} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd}$, con $P_{Rd}$ según se obtiene de la ecuación 6.19 del Anejo 30; y (4.11b)

donde los valores de $k_{u,\theta}$ y $k_{c,\theta}$ se toman de las tablas A31.3.2 y A31.3.3, respectivamente.

(2) La temperatura $\theta_v$ [ºC] de los pernos conectores y $\theta_c$ [ºC] 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 A31.1.5 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) 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 Apéndice F proporciona un método para el cálculo de este coeficiente de reducción.

(5) 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: El apartado 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 A31.4.4) debería ser mayor que el espesor mínimo de losa dado en la tabla A31.4.8. Esta tabla puede utilizarse para sistemas de losa de hormigón macizo o de hormigón sobre chapa nervada de acero.

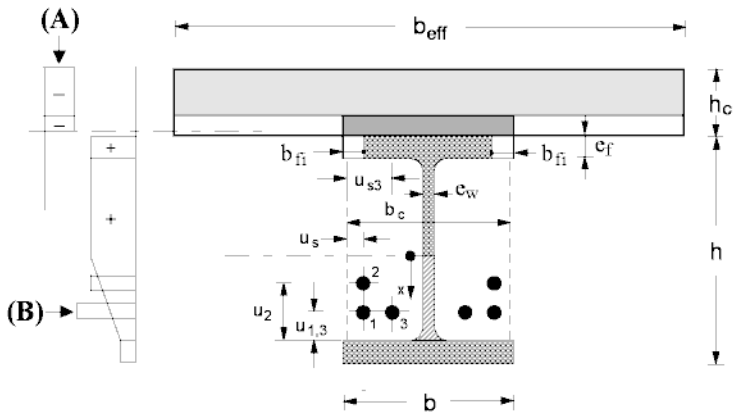
Tabla A31.4.8 Espesor mínimo de losa

| 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 A31.4.4 muestra un modo de calcular el momento resistente positivo $M_{fi,Rd+}$.




(A) Ejemplo de la distribución de tensiones en el hormigón,
(B) Ejemplo de la distribución de tensiones en el acero.

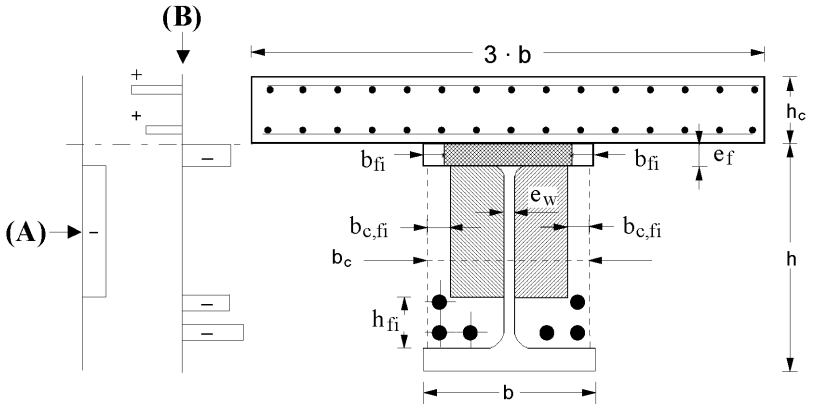
Figura A31.4.4 Elementos de una sección transversal para el cálculo del momento resistente positivo

(3) 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 A31.4.5 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 $k_r f_y$ o $k_s f_{sy}$,
- para el hormigón, la resistencia a compresión en probeta cilíndrica $f_c$.




(A) Ejemplo de la distribución de tensiones en el hormigón,
(B) Ejemplo de la distribución de tensiones en el acero.

Figura A31.4.5 Elementos de una sección transversal para el cálculo del momento resistente negativo

(6) Los valores de cálculo de las características mecánicas indicadas en el punto (5) se obtienen aplicando los coeficientes parciales indicados en el punto (1) 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 del Anejo 30.

(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 A31.4.4).

(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 A31.4.5). 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: El apartado 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 reglamentación específica vigente, 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) 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 embebidas 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 A31.1.3, 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) Los modelos de cálculo simplificados descritos a continuación solo deben aplicarse a pilares en pórticos arriostrados.

NOTA: El punto (1) del apartado 6.7.3.1 del Anejo 30 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:

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

donde:

$\chi$ es el coeficiente de reducción para la curva c de pandeo del apartado 6.3.1 del Anejo 22 y función de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}_\theta$

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

(3) La sección transversal de un pilar mixto puede dividirse en varias partes. Estas 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 axil en la situación de incendio se obtiene

de:

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

donde:

$A_{\mathrm{i},\theta}$ 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:

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

donde:

$I_{\mathrm{i},\theta}$ 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

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

$E_{\mathrm{c,sec},\theta}$ es el valor característico del módulo secante del hormigón en situación de incendio, dado por $f_{\mathrm{c},\theta}$ dividido por $\varepsilon_{\mathrm{cu},\theta}$ (véase la figura A31.3.2).

NOTA: El apartado 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:

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

donde:

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

(7) La esbeltez relativa se obtiene de:

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

donde:

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

(8) Para la determinación de la longitud de pandeo $l_\vartheta$ de los pilares se aplican las reglas del Anejo 30, con las excepciones indicadas a continuación.

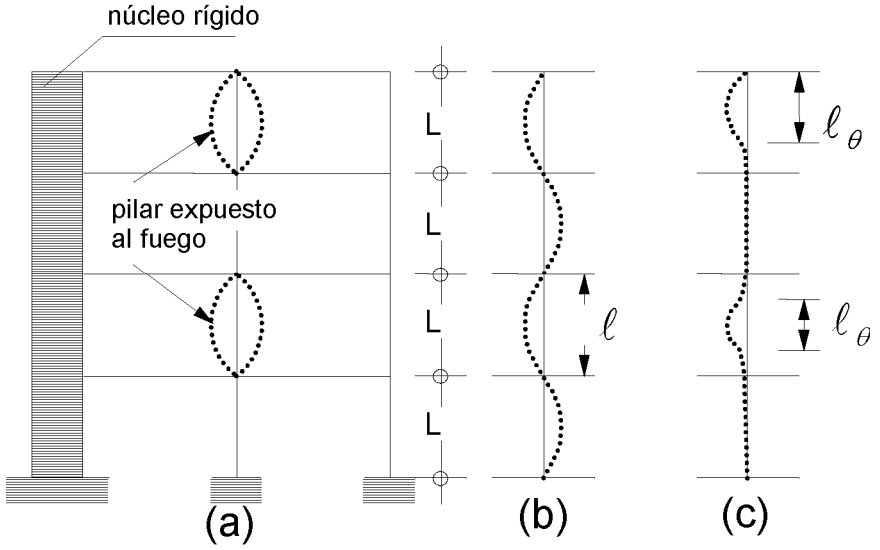
(9) Un pilar en la planta considerada, completamente conectado a los pilares superior e inferior, puede considerarse efectivamente empotrado en tales conexiones siempre que la resistencia al fuego de los elementos del edificio que separan las plantas consideradas sea, al menos, igual a la resistencia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

fuego del pilar.

(10) En el caso de un pórtico mixto en el que cada uno de los pisos se puede considerar como compartimentado frente al fuego con suficiente resistencia al fuego, la longitud de pandeo $l_\vartheta$ 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 $l_\vartheta$ en la situación de incendio viene dada por $L_{et}$ (véase la figura A31.4.6). Para un pilar bajo el forjado inferior de la planta más baja sometida al fuego, la longitud de pandeo $l_\vartheta$ 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 $L_{et}$ 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 del Anejo 20 y al punto (4) del apartado 4.2.3.2 del Anejo 23.




a) Sección del edificio
b) Modo de deformación a temperatura ambiente
c) Modo de deformación a alta temperatura

Figura A31.4.6 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 A31.1.7 puede calcularse mediante modelos de cálculo simplificados.

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

NOTA 2: El apartado 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 Apéndice H proporciona un método recomendado para los perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón expuestos al fuego.

(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 UNE-EN 13381-2 en lo relativo a pantallas verticales, y
- la norma UNE-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 ºC.

## 4.4 Modelos de cálculo avanzados

### 4.4.1 Bases del análisis

(1) 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) 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) 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) El modelo de respuesta térmica debe considerar:

- las acciones térmicas pertinentes, especificadas en la reglamentación específica vigente, 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) 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) 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) 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) 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) La validez de cualquier modelo de cálculo avanzado debe comprobarse mediante la aplicación de los puntos (2) y (4) siguientes.

(2) 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) 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.

# 5 Detalles constructivos

## 5.1 Introducción

(1) 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) 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 A31.5.5 y A31.5.6).

(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 del Anejo 20 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.

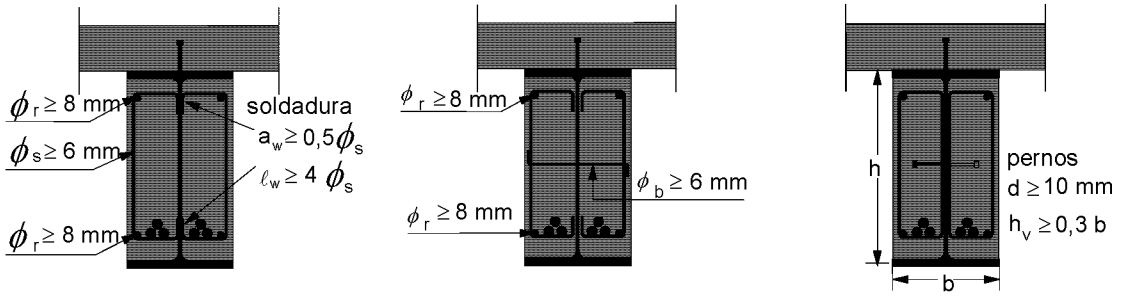
(6) En los casos en que el recubrimiento de hormigón tenga solo una función aislante, se coloca alrededor del perfil una armadura a base de malla de acero con una separación máxima entre barras de 250 mm y un diámetro mínimo de 4 mm en ambas direcciones, y se debería satisfacer el punto (5).

(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) Para las vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebidas 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 $\varnothing_s$ 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 $\varnothing_r$ de 8 mm (véase la figura A31.5.1).




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

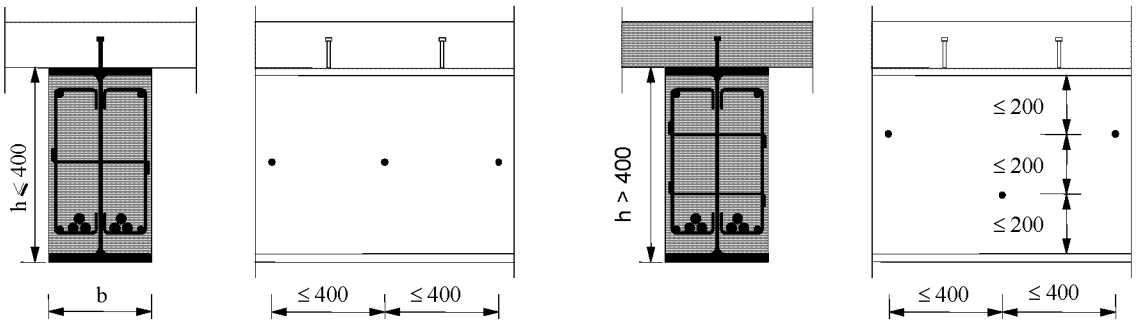
Figura A31.5.1 Medios que aseguran la conexión entre el perfil de acero y el hormigón envolvente

(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 $\varnothing_s$ y una longitud mínima $l_w$ de 4 $\varnothing_s$ (véase la figura A31.5.1 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 A31.5.1 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 A31.5.1 c),
- las barras o los pernos se disponen de la forma indicada en la figura A31.5.2 a) para perfiles de acero de una altura máxima h de 400 mm, o de la forma indicada en la figura A31.5.2 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.




a) Altura del perfil de acero h ≤ 400 mm b) Altura del perfil de acero h > 400 mm

Figura A31.5.2 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) El hormigón entre las alas del perfil de acero se debe fijar al alma bien mediante estribos o bien mediante pernos (véase la figura A31.5.1).

(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 al Anejo 30.

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 A31.G.2.

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

(1) 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) 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) 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) 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 Apéndice D del Anejo 23 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 A31.5.4 a A31.5.6, 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 axil de compresión a través de la conexión de acero (véase la figura A31.5.3).

(6) Siempre se puede desarrollar un momento negativo de acuerdo con el punto (5) y la figura A31.5.3 en la situación de incendio si:

- la separación es < 10 mm,
- 10 mm ≤ separación < 15 mm, para R30 hasta R180 y una luz de viga de más de 5 m.

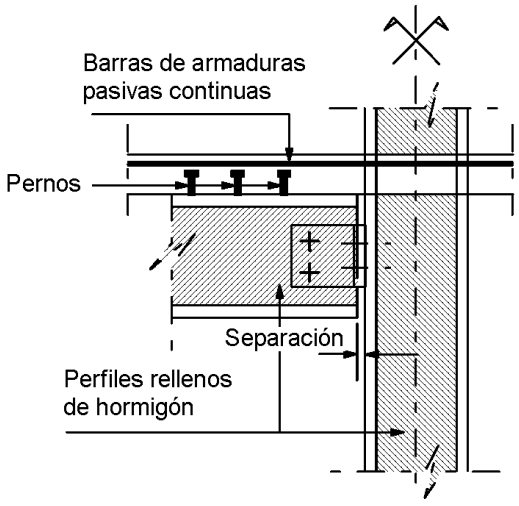



Figura A31.5.3 Conexión que desarrolla momentos negativos en caso de incendio

### 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 A31.5.4.

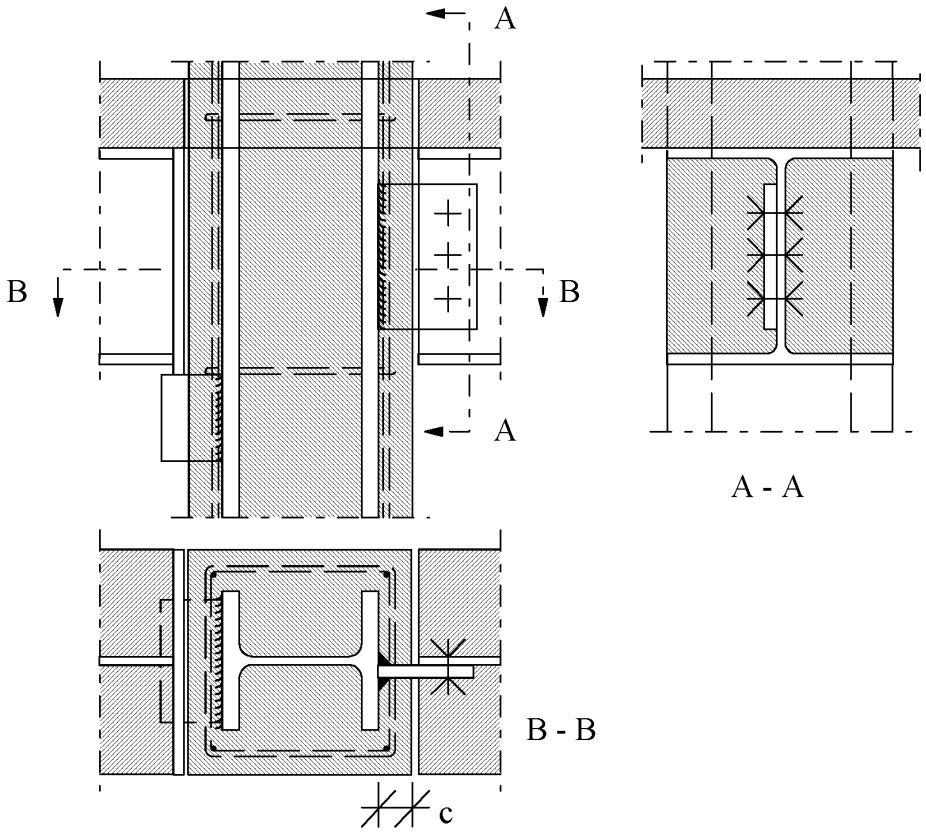



Figura A31.5.4 Ejemplos de conexiones a un perfil de un pilar de acero totalmente embebido

### 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 A31.5.5 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 A31.5.5 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.

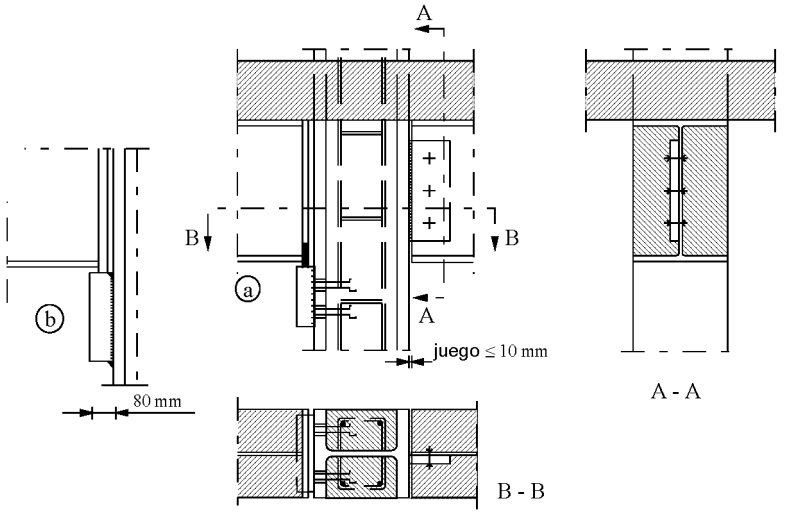



Figura A31.5.5 Ejemplos de conexiones a un perfil de acero parcialmente embebido

(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 A31.5.5 a)

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

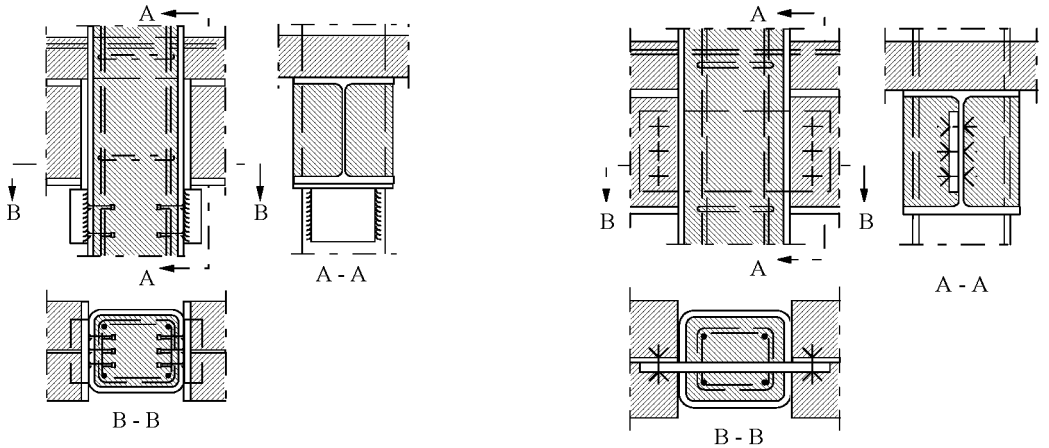
### 5.4.4 Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón

(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 A31.5.6).

(2) 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 A31.5.6 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 A31.5.6 b), estas deberían atravesar el pilar y conectarse a ambas paredes por soldadura.




a) Bloques de apoyo con pernos adicionales b) Pletinas de cortante que atraviesan el pilar

Figura A31.5.6 Ejemplos de conexiones a un perfil hueco relleno de hormigón

## Apéndice A Relaciones recomendadas para la relación tensión-deformación de aceros estructurales a elevadas temperatura

(1) En la figura A31.A.1 se muestra una representación gráfica de las relaciones tensión-deformación del acero de tipo S235, hasta una deformación unitaria máxima de $\varepsilon_{ay,\theta}$ = 2%. Esta representación corresponde a los rangos I y II de la figura A31.3.1 y a los valores tabulados de la tabla A31.3.2 sin endurecimiento por deformación, según se especifica en el apartado 3.2.1.

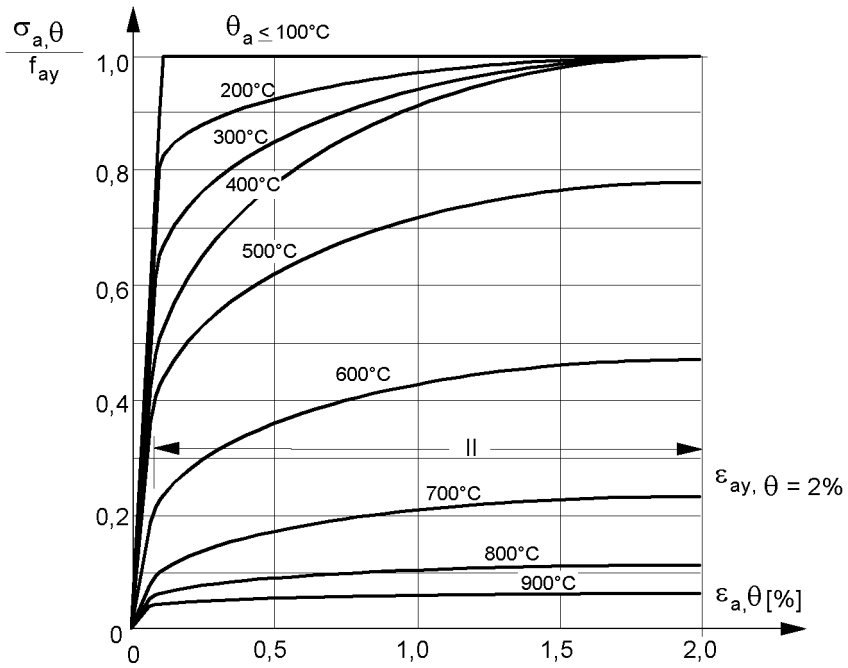



Figura A31.A.1 Representación gráfica de las relaciones tensión-deformación para un acero de tipo S235 hasta una deformación unitaria del 2%

(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 A31.3.1.

(3) Para temperaturas menores que 400 ºC, 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 A31.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 A31.A.2 es conforme con la figura A31.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 $\varepsilon_{ae,\theta}$ = 20%.

(5) La resistencia a tracción a temperaturas elevadas $f_{au,\theta}$ que permite endurecimiento por deformación (véase la figura A31.A.3) se puede determinar como se indica a continuación:

$\theta_a \leq 300$ °C; $\quad f_{au,\theta} = 1{,}25 f_{ay}$ (A.1)

$300 < \theta_a \leq 400$ °C; $f_{au,\theta} = f_{ay}\,(2 - 0{,}0025\,\theta_a)$ (A.2)

$\theta_a \geq 400$ °C; $f_{au,\theta} = f_{ay,\theta}$ (A.3)

(6) Para deformaciones $\varepsilon_{a,\theta}$ mayores que el 2%, las relaciones tensión deformación que permiten el endurecimiento por deformación se pueden determinar cómo se indica a continuación:

$2\% < \varepsilon_{a,\theta} < 4\%$; $\sigma_{a,\theta} = \left[\left(f_{au,\theta} - f_{ay,\theta}\right)/0{,}02\right]\ \varepsilon_{a,\theta} - f_{au,\theta} + 2\,f_{ay,\theta}$ (A.4)

$4\% \leq \varepsilon_{a,\theta} \leq 15\%$; $\sigma_{a,\theta} = f_{au,\theta}$ (A.5)

$15\% < \varepsilon_{a,\theta} < 20\%$ $\sigma_{a,\theta} = \left[1 - \left(\left(\varepsilon_{a,\theta} - 0{,}15\right)/0{,}05\right)\right] f_{au,\theta}$ (A.6)

$\varepsilon_{a,\theta} \geq 20\%$ $\sigma_{a,\theta} = 0$ (A.7)

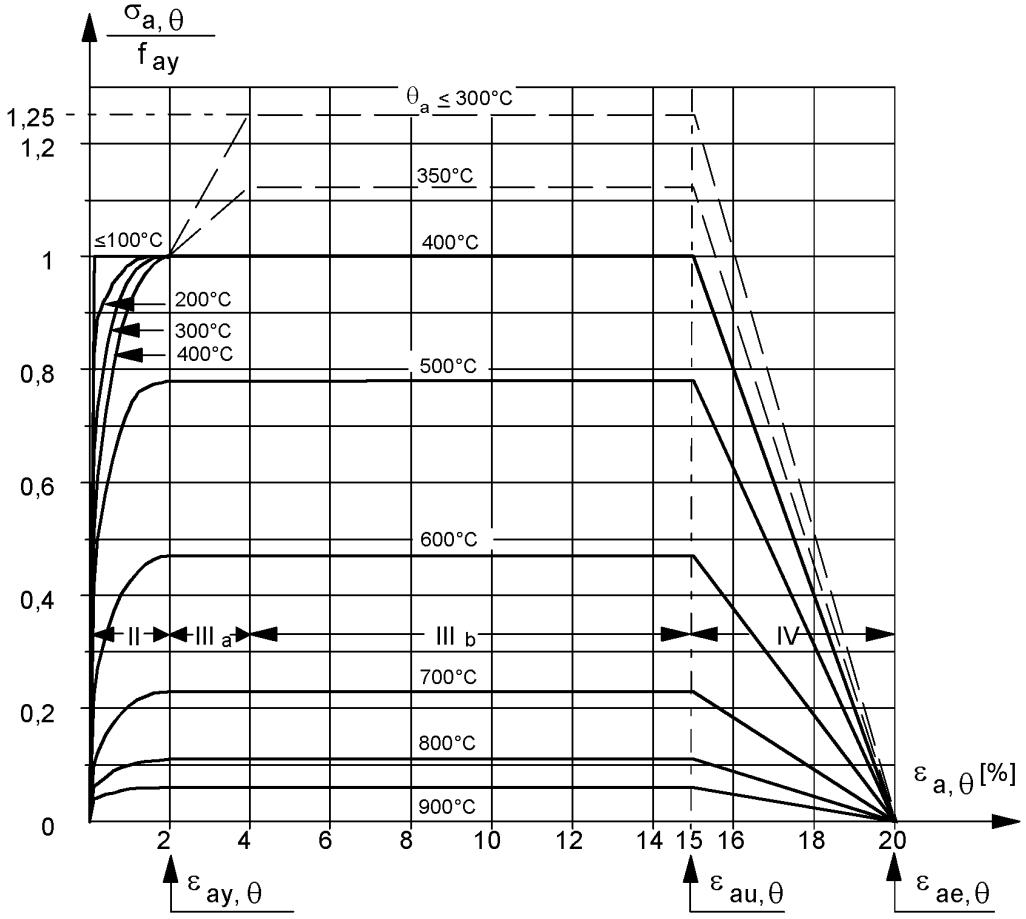



Figura A31.A.2 Representación gráfica de las relaciones tensión-deformación del acero estructural a elevadas temperaturas, incluyendo el endurecimiento por deformación

(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 A31.A.3.

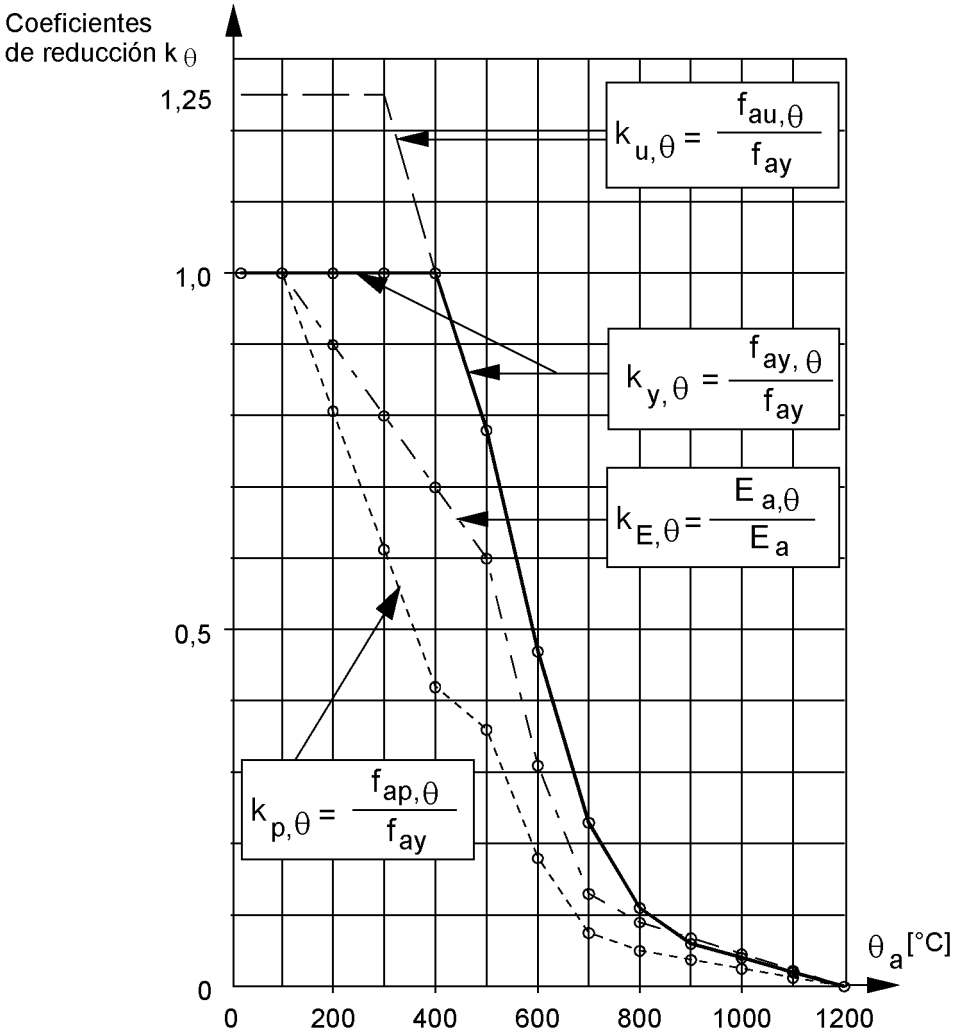



Figura A31.A.3 Coeficientes de reducción $k_\theta$ para relaciones de tensión-deformación que permiten el endurecimiento por deformación del acero estructural a elevadas temperaturas (véase también la tabla A31.3.2 del 3.2.1)

## Apéndice B Relaciones recomendadas tensión-deformación de hormigones con áridos silíceos a elevadas temperaturas

(1) En la figura A31.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 A31.3.2 y a los valores tabulados de la tabla A31.3.3 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 A31.3.2, pueden obtenerse de la tabla A31.B.1.

(3) Los valores recomendados de $\varepsilon_{ce,\theta}$ pueden obtenerse de la tabla A31.B.1.

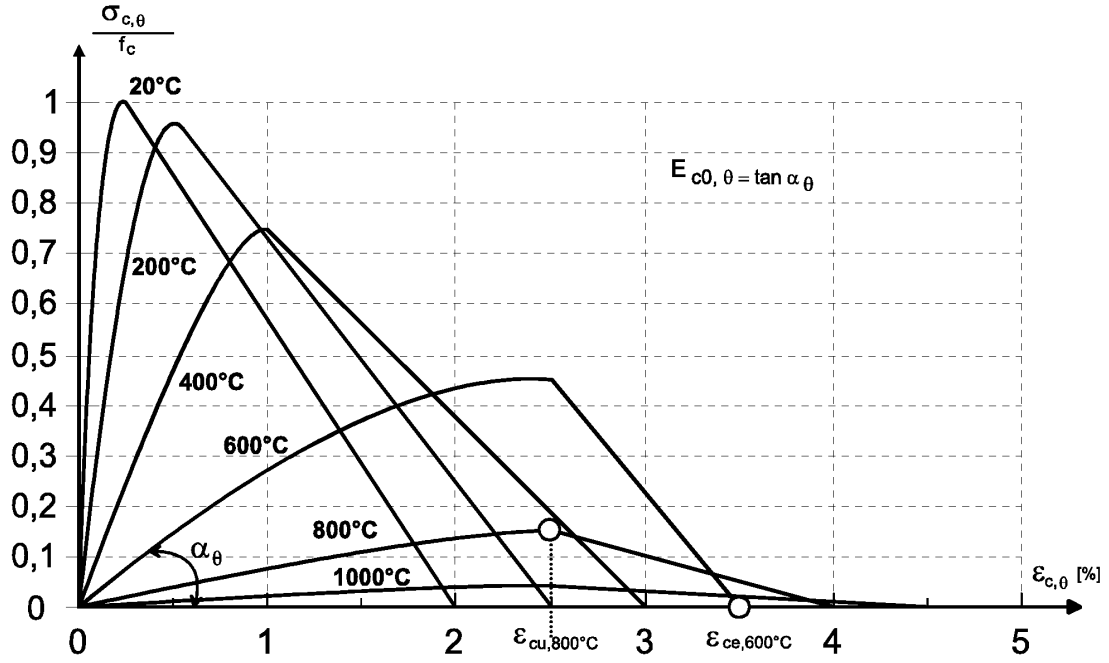



Figura A31.B.1 Representación gráfica de las relaciones tensión-deformación para hormigones con áridos silíceos con una rama lineal descendente, incluyendo los valores recomendados $\varepsilon_{cu,\theta}$ y $\varepsilon_{ce,\theta}$ de la tabla A31.B.1

Tabla A31.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 |
| 1000 | 25 | 45,0 |
| 1100 | 25 | 47,5 |
| 1200 | – | – |

(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 A31.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 A31.3.2 (véase también la tabla A31.3.3 del 3.2.2).

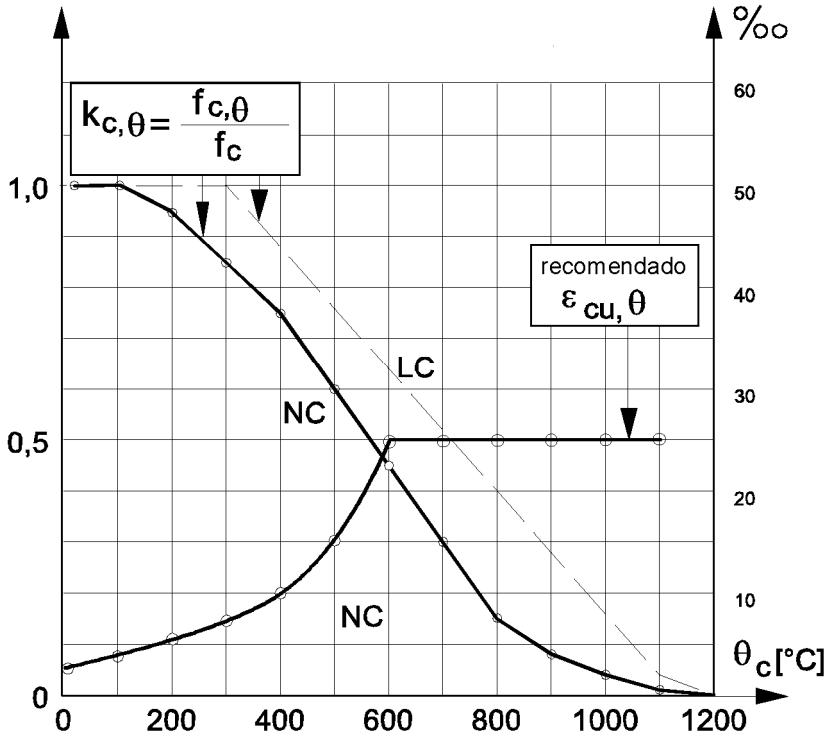



Figura A31.B.2 Parámetros de las relaciones tensión-deformación a elevadas temperaturas para hormigones normales y hormigones ligeros

## Apéndice C Relaciones recomendadas para la 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 $\theta_{máx.}$, y del posterior enfriamiento hasta una temperatura ambiente de 20 ºC, 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 A31.C.1), tanto el valor de $\varepsilon_{cu,\theta}$ 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 $\theta_{máx.}$ (véase la figura A31.C.2).

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

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

$$20\ ºC \le \theta_{máx.} < 100\ ºC; \qquad \varphi = k_{c,\theta máx.} \qquad \text{(C.2)}$$

$$100\ ºC \le \theta_{máx.} < 300\ ºC; \qquad \varphi = 1{,}0 - \left[0{,}235\left(\theta_{máx.} - 100\right)/200\right] \qquad \text{(C.3)}$$

$$\theta_{máx.} \ge 300\ ºC; \qquad \varphi = 0{,}9\, k_{c,\theta máx.} \qquad \text{(C.4)}$$

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

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

(5) Las reglas anteriores se pueden ilustrar en la figura A31.C.2 para un hormigón de resistencia característica $f_{ck}$ 40 N/mm$^2$, como se indica a continuación:

$\theta_1$= 200 °C $\quad f_{c,\theta 1} = 0{,}95 \cdot 40 = 38$ [N/mm$^2$] (C.5)

$\varepsilon_{cu,\theta 1}$=0,55 [%] (C.6)

$\varepsilon_{ce,\theta 1}$=2,5 [%] (C.7)

$\theta_2$= 400 °C $\quad f_{c,\theta 1} = 0{,}75 \cdot 40 = 30$ [N/mm$^2$] (C.8)

$\varepsilon_{cu,\theta 2}$=1 [%] (C.9)

$\varepsilon_{ce,\theta 2}$=3,0 [%] (C.10)

Para una temperatura de hormigón máxima posible de $\theta_{máx.}$ = 600 ºC:

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

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

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

Para cualquier temperatura inferior obtenida durante la fase de enfriamiento posterior como por ejemplo $\theta_3$ = 400 ºC:

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

$$f_{c,\theta 3} = f_{c,\theta máx.} - \left[\left(f_{c,\theta máx.} - f_{c,\theta,20°C}\right)\left(\theta_{máx.} - \theta_3\right)/\left(\theta_{máx.} - 20\right)\right] = 17{,}4 \quad [\text{N/mm}^2] \qquad \text{(C.15)}$$

$$\varepsilon_{cu,\theta 3} = \varepsilon_{cu,\theta máx.} = 2{,}5 \quad [\%] \qquad \text{(C.16)}$$

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

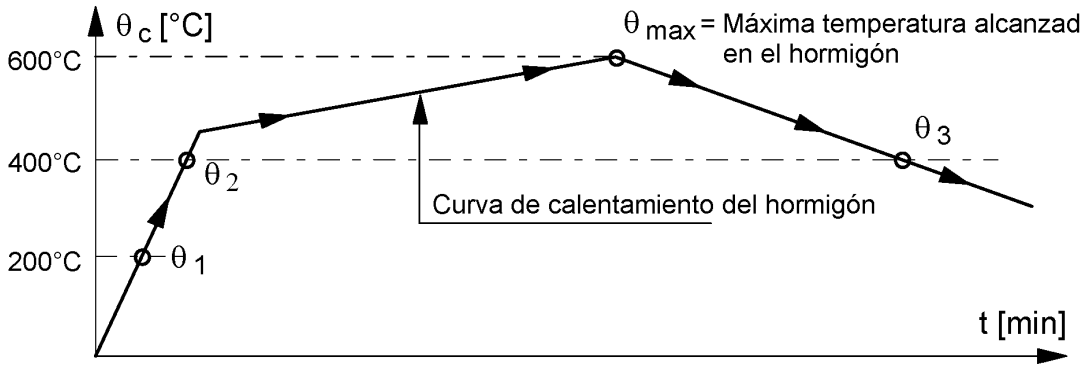



Figura A31.C.1 Ejemplo de calentamiento y enfriamiento del hormigón

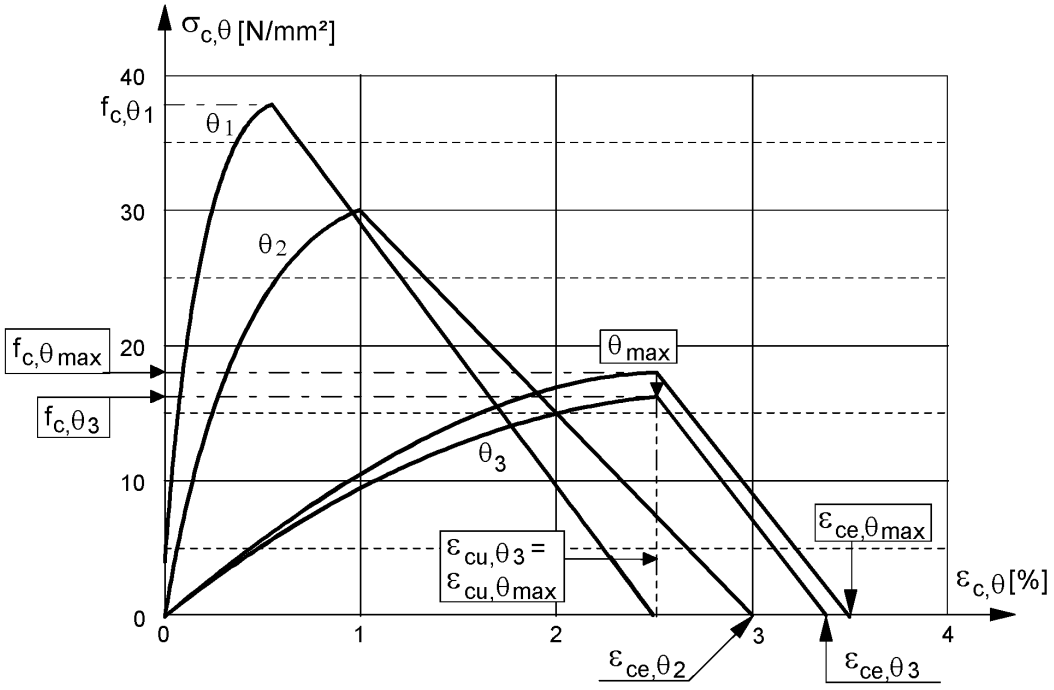



Figura A31.C.2 Relaciones tensión-deformación del hormigón de resistencia característica $f_{ck}$ 40 N/mm$^2$ calentado hasta $\theta_1$ = 200 ºC, $\theta_2$ = 400 ºC, $\theta_{máx.}$ = 600 ºC y enfriado hasta $\theta_3$ = 400 ºC

# Apéndice D Modelo recomendado 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

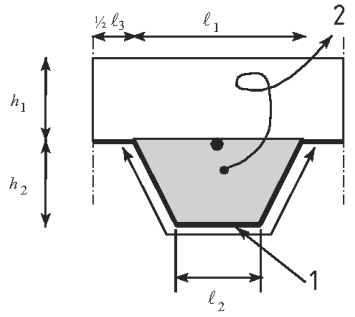
(1) La resistencia al fuego correspondiente a un aumento de temperatura medio (= 140 ºC) y al incremento máximo de temperatura (= 180 ºC), criterio "I", se puede determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

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

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 | [mm³/m] |
| $L_r$ | es el área expuesta del nervio por metro de longitud de nervio | [mm²/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 A31.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 A31.D.1 y a la tabla A31.D.1. Para valores intermedios se puede interpolar linealmente.




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

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

Figura A31.D.1 Definición del coeficiente de geometría $A/L_r$ del nervio, en nervios de losas mixtas

Tabla A31.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:

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

## 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:

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

donde:

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

Para los coeficientes $b_i$, tanto para hormigones normales como ligeros, se hace referencia a la tabla A31.D.2. Para valores intermedios, se puede interpolar linealmente.

Tabla A31.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 | $b_0$ [ºC] | $b_1$ [ºC]. mm | $b_2$ [ºC]. mm | $b_3$ [ºC] | $b_4$ [ºC] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 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 A31.D.2) se obtiene de:

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

donde:

| | | |
|---|---|---|
| $\theta_a$ | es la temperatura de la armadura adicional del nervio | [ºC] |
| $u_3$ | es la distancia al ala inferior | [mm] |
| $z$ | indica la posición en el nervio [véase el punto (4)] | [$mm^{-0.5}$] |

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

Para los coeficientes $c_i$, tanto para hormigones normales como ligeros, se hace referencia a la tabla A31.D.3. Para valores intermedios, se puede interpolar linealmente.

Tabla A31.D.3 Coeficientes para la determinación de las temperaturas de las armaduras pasivas en el nervio

| Hormigón | Resistencia al fuego [min] | $c_0$ [ºC] | $c_1$ [ºC] | $c_2$ [ºC]. mm$^{0,5}$ | $c_3$ [ºC].mm | $c_4$ [ºC/º] | $c_5$ [ºC].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 |

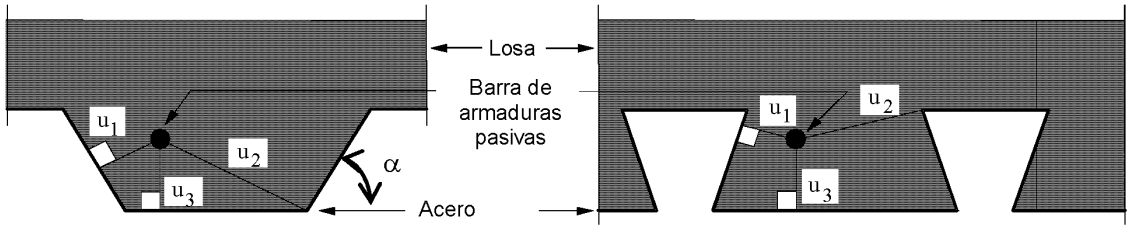



Figura A31.D.2 Parámetros para la posición de las barras de las armaduras pasivas

(4) El coeficiente z, que indica la posición de la barra de las armaduras pasivas, se obtiene de:

$$\frac{1}{z}=\frac{1}{\sqrt{u_1}}+\frac{1}{\sqrt{u_2}}+\frac{1}{\sqrt{u_3}} \qquad \text{(D.6)}$$

(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 $\theta_{lím}$. 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 A31.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

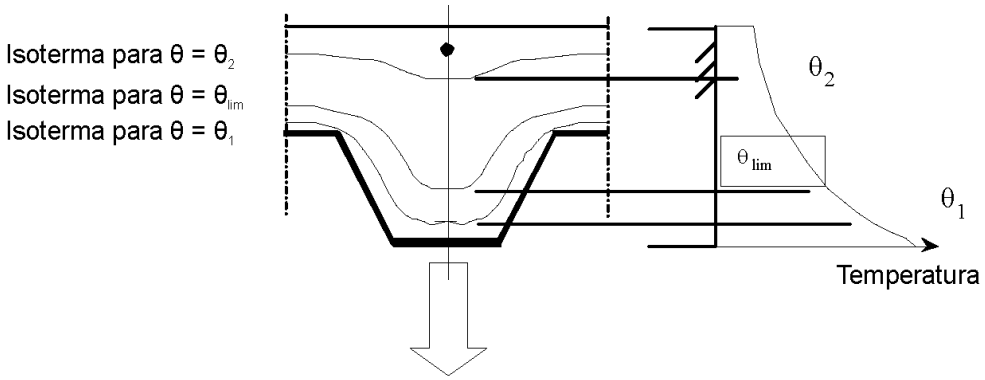



Figura A31.D.3a Representación esquemática de las isotermas

B) Representación esquemática de la isoterma específica $\theta = \theta_{lím}$

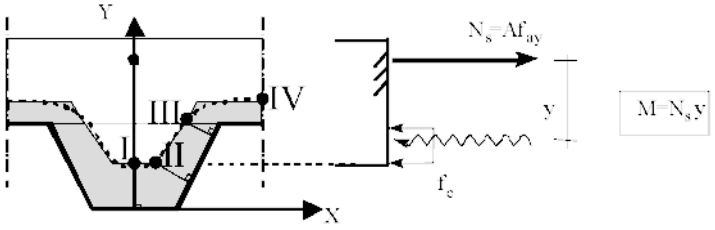



Figura A31.D.3b Establecimiento de isotermas

(4) La temperatura límite, $\theta_{lím}$, se obtiene de:

$$\theta_{\lim} = d_0 + d_1 \cdot N_s + d_2 \cdot \frac{A}{L_r} + d_3 \cdot \Phi + d_4 \cdot \frac{1}{\ell_3} \qquad \text{(D.7)}$$

donde:

$N_s$ es el esfuerzo axil 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 A31.D.4. Para valores intermedios, se puede interpolar linealmente.

(5) Las coordenadas de los cuatro puntos I a IV vienen dados por:

$$X_I = 0 \qquad \text{(D.8)}$$

$$Y_I = Y_{II} = \frac{1}{\left(\frac{1}{z} - \frac{4}{\sqrt{\ell_1 + \ell_3}}\right)^2} \qquad \text{(D.9)}$$

$$X_{II} = \frac{1}{2}\ell_2 + \frac{Y_I}{\sin\alpha} \cdot (\cos\alpha - 1) \qquad \text{(D.10)}$$

con: $\alpha = \arctan\left(\frac{2h_2}{l_1 - l_2}\right)$

$$X_{III} = \frac{1}{2}\ell_1 - \frac{b}{\sin\alpha} \qquad \text{(D.11)}$$

con: $a = \left(\frac{1}{z} - \frac{1}{\sqrt{h_2}}\right) l_1 \sin\alpha$

$$Y_{III} = h_2 \qquad \text{(D.12)}$$

con: $b = \frac{1}{2} l_1 \sin\alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4ac}}{a}\right)$

$$X_{IV} = \frac{1}{2}\ell_1 + \frac{1}{2}\ell_3 \qquad \text{(D.13)}$$

con: $c = -8(1 + \sqrt{1 + a}); a \geq 8$

$$Y_{IV} = h_2 + b \qquad \text{(D.14)}$$

con: $c = +8(1 + \sqrt{1 + a}); a < 8$

Tabla A31.D.4 Coeficientes para la determinación de la temperatura límite

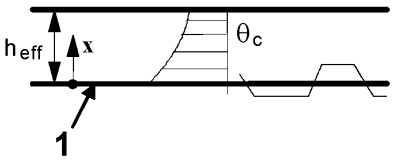
| Hormigón | Resistencia al fuego [min] | $d_0$ [ºC] | $d_1$ [ºC] . N | $d_2$ [ºC] . mm | $d_3$ [ºC] | $d_4$ [ºC] . mm |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Hormigón de peso normal | 60 | 867 | $-1{,}9 \cdot 10^{-4}$ | -8,75 | -123 | -1378 |
| | 90 | 1 055 | $-2{,}2 \cdot 10^{-4}$ | -9,91 | -154 | -1990 |
| | 120 | 1144 | $-2{,}2 \cdot 10^{-4}$ | -9,71 | -166 | -2155 |
| Hormigón ligero | 30 | 524 | $-1{,}6 \cdot 10^{-4}$ | -3,43 | -80 | -392 |
| | 60 | 1030 | $-2{,}6 \cdot 10^{-4}$ | -10,95 | -181 | -1834 |
| | 90 | 1159 | $-2{,}5 \cdot 10^{-4}$ | -10,88 | -208 | -2233 |
| | 120 | 1213 | $-2{,}5 \cdot 10^{-4}$ | -10,09 | -214 | -2320 |

(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 $\theta_s = \theta_{lím}$.

(7) En el caso de $Y_1 > h_2$, los nervios de la losa pueden no considerarse. La tabla A31.D.5 puede usarse, como una aproximación conservadora, para obtener la ubicación de la isoterma.

Tabla A31.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 $\theta_c$ [ºC] 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 expuesta 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 A31.D.5 se reducen los valores indicados al 90%.

## D.4 Espesor eficaz de una losa mixta

(1) El valor eficaz de $h_{eff}$ se obtiene de la ecuación:

$$h_{eff} = h_1 + 0{,}5\, h_2 \left( \frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) \qquad \text{para } h_2/h_1 \le 1{,}5 \text{ y } h_1 > 40 \text{ mm} \qquad \text{(D.15a)}$$

$$h_{eff} = h_1 \left[ 1 + 0{,}75 \left( \frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) \right] \qquad \text{para } h_2/h_1 > 1{,}5 \text{ y } h_1 > 40 \text{ mm} \qquad \text{(D.15b)}$$

Las figuras A31.4.1 y A31.4.2 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 $h_{eff}$ de losa se muestra en la tabla A31.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 A31.D.6 Espesor mínimo eficaz como función de la resistencia al fuego normalizado

| Resistencia al fuego normalizado | Espesor mínimo eficaz $h_{\mathrm{eff}}$ [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 A31.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 A31.4.1 y A31.4.2.

Tabla A31.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 |

# Apéndice E Modelo recomendado 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

## E.1 Cálculo del momento resistente positivo $M_{fi,Rd^+}$

(1) De acuerdo con la figura A31.E.1 el esfuerzo axil de tracción $T^+$ y su posición $y_T$ se pueden obtener de:

$$T^+ = \left[ f_{ay,\theta 1}(b_1\ e_1) + f_{ay,\theta w}(h_w\ e_w) + f_{ay,\theta 2}(b_2\ e_2) \right] \ / \ \gamma_{M,fi,a} \qquad \text{(E.1)}$$

$$y_T = \left[ f_{ay,\theta 1}(b_1)\left(e_1^2/2\right) + f_{ay,\theta w}(h_w\ e_w)(e_1 + h_w/2) + f_{ay,\theta 2}(b_2\ e_2)(h - e_2/2) \right] \Big/ \left(T^+\ \gamma_{M,fi,a}\right) \qquad \text{(E.2)}$$

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.

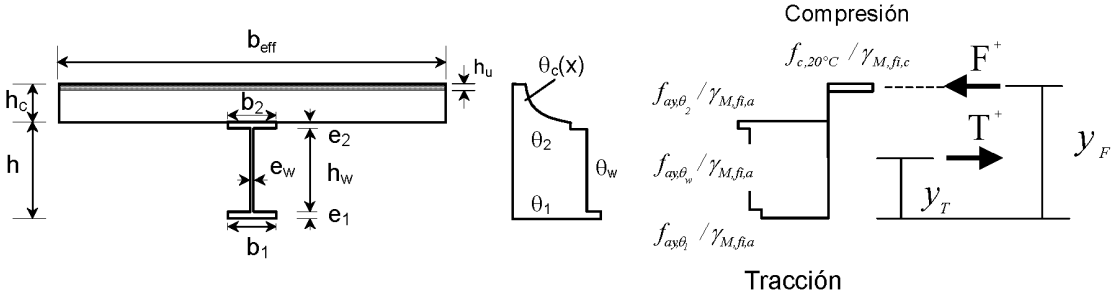



Figura A31.E.1 Cálculo del momento resistente positivo

(2) En una viga simplemente apoyada, el valor del esfuerzo axil de tracción $T^+$ obtenido del punto (1) está limitado por:

$$T^+ \leq N \cdot P_{fi,Rd} \qquad \text{(E.3)}$$

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:

$$h_u = T^+ \Big/ \left(b_{eff}\ f_c/\gamma_{M,fi,c}\right) \qquad \text{(E.4)}$$

donde $b_{eff}$ es la anchura eficaz de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 del Anejo 30 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 A31.D.5 que corresponde a una temperatura del hormigón menor que 250 ºC. 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 ºC. 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 A31.D.5, una temperatura media para cada capa de 10 mm, de modo que:

$$T^+ = F = \left[ \left(h_c - h_{cr}\right)\left(b_{eff}\right) f_c + \sum_{i=2}^{n-1} \left(10 b_{eff}\right) f_{c,\theta i} + \left(h_{u,n}\ b_{eff}\right) f_{c,\theta n} \right] \Big/ \gamma_{M,fi,c} \qquad \text{(E.5)}$$

donde:

$h_u = (h_c - h_{cr}) + 10(n - 2) + h_{u,n}$ [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 ºC.

(5) El punto de aplicación de este esfuerzo de compresión se obtiene de:

$$y_F \approx h + h_c - \left(h_u/2\right) \qquad \text{(E.6)}$$

y el momento resistente positivo es:

$$M_{fi,Rd^+} = T^+ \left(y_F - y_T\right) \qquad \text{(E.7)}$$

siendo $T^+$ el esfuerzo axil 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 remplace por $h_{eff}$, como se define en el punto (1) y $h_u$ se limite por $h_1$, como se define en las figuras A31.4.1 y A31.4.2.

(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 del Anejo 30.

(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 A31.E.2, con las temperaturas $\theta_1$, $\theta_2$, $\theta_w$ calculadas de acuerdo con

el apartado 4.3.4.2.2.

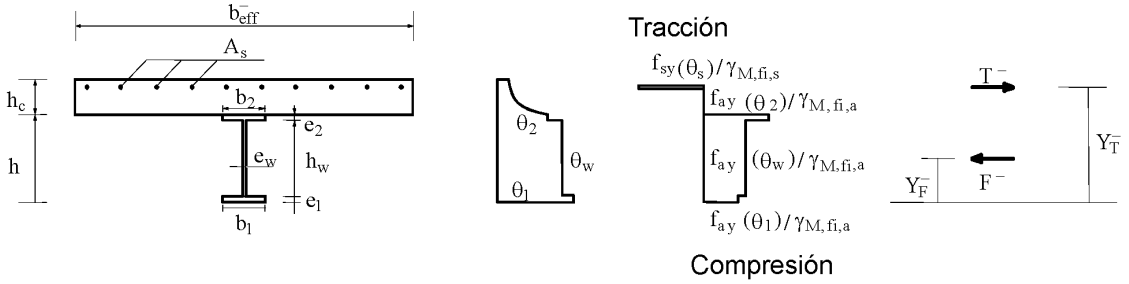



Figura A31.E.2 Cálculo del momento resistente negativo

(5) El momento resistente negativo se obtiene de:

$$M_{\mathrm{fi,Rd}^-} = T^- (y_{\mathrm{T}}^- - y_{\mathrm{F}}^-)$$

donde:

$T^-$ es el esfuerzo axil de tracción total de las armaduras pasivas, igual al esfuerzo axil de compresión $F^-$ en el perfil de acero.

(6) El valor del esfuerzo axil de compresión $F^+$ en la losa en la sección transversal crítica dentro del vano, véase el punto (2) del apartado E.1, puede ser:

$$F \leq N \times P_{\mathrm{fi,Rd}} - T^- \qquad \text{(E.8)}$$

donde:

$N$ es el número de conectores de cortante entre la sección crítica y el apoyo intermedio (o el apoyo empotrado); y

$P_{\mathrm{fi,Rd}}$ 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 del Anejo 23.

(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 del Anejo 25, donde $f_y$ y $E$ se reemplazan, respectivamente, por $f_{ay,\theta}$ y $E_{a,\theta}$.

(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 A31.E.3). La esbeltez relativa $\bar{\lambda}_\theta$ utilizada para calcular la resistencia al pandeo se obtiene de:

$$\bar{\lambda}_{\theta\ \theta} = \bar{\lambda} \text{ máx. } \{( k_{y,\theta w} / k_{E,\theta w} )^{0,5} ; ( k_{y,\theta r} / k_{E,\theta r} )^{0,5} \} \qquad \text{(E.9)}$$

donde:

$k_{E,\theta}$ y $k_{y,\theta}$ se indican en la tabla A31.3.2;

$\bar{\lambda}$ es la esbeltez relativa a temperatura ambiente para el rigidizador asociado a la parte del alma indicada en la figura A31.E.3; y

$\varepsilon$ se calcula de acuerdo con el apartado 4.2.2 del Anejo 23.

(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:

$$R_{fi,y,Rd} = \left[ s_s + 5 (e_1 + r) \right] e_w \ f_{ay,\theta w} / \gamma_{M,fi,a} + A_r \ f_{ay,\theta r} / \gamma_{M,fi,a} \qquad \text{(E.10)}$$

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.

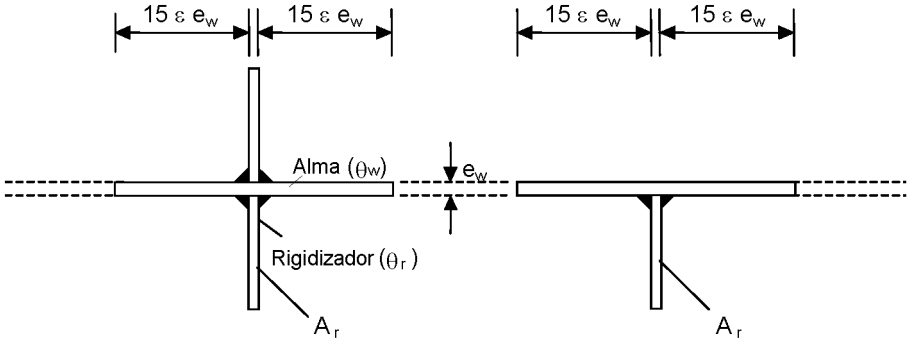



Figura A31.E.3 Rigidizador en un apoyo intermedio

## E.4 Resistencia al esfuerzo cortante

(1) Los párrafos en el apartado 6.2.2 del Anejo 30 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 A31.3.2 y en el punto (1) del apartado 2.3.

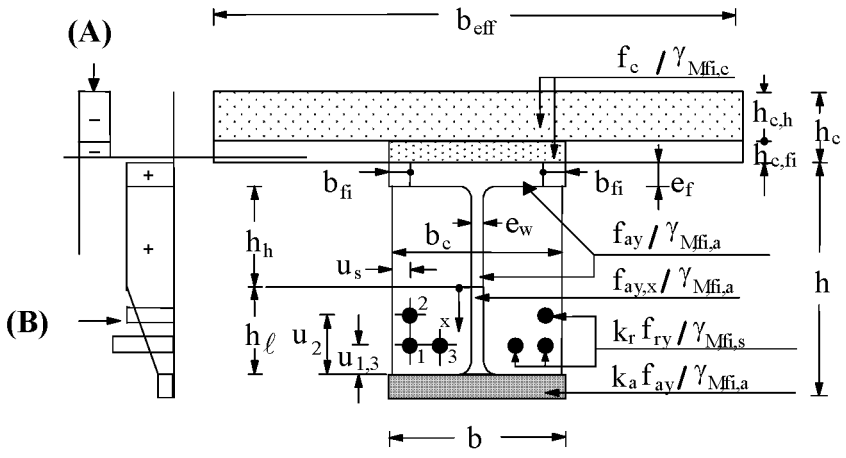
## Apéndice F Modelo recomendado para el cálculo de los momentos resistentes negativos y positivos de una viga de acero parcialmente embebida, conectada a una losa de hormigón y expuesta al fuego por la cara inferior de la losa de hormigón de acuerdo con la curva normalizada tiempo-temperatura

### F.1 Sección transversal reducida para el momento resistente positivo $M_{fi,Rd^+}$

(1) La sección de la losa de hormigón se reduce como se muestra en la figura A31.F.1, pero el valor de cálculo de la resistencia a compresión $f_c/\gamma_{M,fi,c}$ 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 A31.F.1 para las diferentes clases de resistencia al fuego.

Tabla A31.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 |




(A) Ejemplo de distribución de tensiones en hormigón
(B) Ejemplo de distribución de tensiones en acero

Figura A31.F.1 Esquema de cálculo para el momento resistente positivo

(2) Para otros sistemas de losa de hormigón se aplican las siguientes reglas:

- para chapas nervadas de acero trapezoidal (véase la figura A31.1.1) dispuestas transversalmente sobre la viga, la reducción del espesor $h_{c,fi}$ de la tabla A31.F.1 se puede aplicar a la cara superior del tablero de acero (figura A31.F.2 a),
- para chapas nervadas en cola de milano (véase la figura A31.1.1) dispuestas transversalmente

sobre la viga, la reducción del espesor $h_{c,fi}$ de la tabla A31.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 A31.F.2 b),

- cuando se utilizan planchas prefabricadas de hormigón, la reducción del espesor $h_{c,fi}$ de la tabla A31.1 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 A31.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 A31.1 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 A31.1 se puede aplicar sobre la altura eficaz de la losa $h_{eff}$ (véase la figura A31.F.2 d), en que la altura eficaz de la losa $h_{eff}$ se indica en las figuras A31.4.1 y en el apartado D.4.

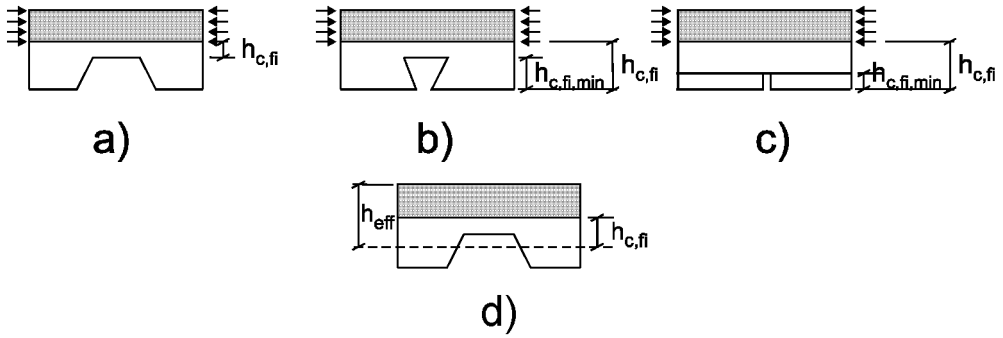



Figura A31.F.2 Reducción del espesor $h_{c,fi}$ para varios tipos de losas de hormigón

(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 ºC.

(4) La anchura eficaz del ala superior del perfil ($b$-2$b_{fi}$) 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 A31.F.2 para diferentes clases de comportamiento frente al fuego.

Tabla A31.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 $h_\ell$. Los valores de $h_\ell$ se obtienen de la ecuación $h_\ell = a_1/b_c + a_2 e_w / (b_c\, h)$ para las diferentes clases de comportamiento frente al fuego. Los parámetros $a_1$ y $a_2$ se indican en la tabla A31.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 A31.F.3 para $1 < h/b_c < 2$.

Tabla A31.F.3. Parte inferior del alma $h_\ell$ [mm] y $h_{\ell,\text{mín.}}$ [mm], donde $h_{\ell,\text{máx.}}$ es igual a $(h - 2e_f)$

| | Resistencia al fuego normalizado | $a_1$ [mm$^2$] | $a_2$ [mm$^2$] | $h_{\ell,\text{mín.}}$ [mm] |
|---|---|---|---|---|
| $h/b_c \leq 1$ | R 30 | 3 600 | 0 | 20 |
| | R 60 | 9 500 | 20 000 | 30 |
| | R 90 | 14 000 | 160 000 | 40 |
| | R 120 | 23 000 | 180 000 | 45 |
| | R 180 | 35 000 | 400 000 | 55 |
| $h/b_c \geq 2$ | R 30 | 3 600 | 0 | 20 |
| | R 60 | 9 500 | 0 | 30 |
| | R 90 | 14 000 | 75 000 | 40 |
| | R 120 | 23 000 | 110 000 | 45 |
| | R 180 | 35 000 | 250 000 | 55 |
| | | | | |
| $1 < h/b_c < 2$ | 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 |
| | 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 $h_{\ell,\text{mín.}}$ dado en la tabla A31.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 A31.F.1). El límite elástico reducido en $h_\ell$ se puede obtener a partir de:

$$f_{ay,x} = f_{ay}\left[1 - x\,(1 - k_a)\,/\,h_\ell\right] \qquad \text{(F.1)}$$

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 A31.F.4. El coeficiente de reducción $k_a$ está limitado por los valores

máximo y mínimo dados en esta tabla.

Tabla A31.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 $k_a$ | $k_{a,mín.}$ | $k_{a,máx.}$ |
|---|---|---|---|
| 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 A31.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 A31.F.5 Coeficiente de reducción $k_r$ del límite elástico de las armaduras pasivas

| $k_r = (ua_3 + a_4)a_5 / \sqrt{(A_m/V)}$ | | | | $k_{r,mín.}$ | $k_{r,máx.}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 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:

$A_m = 2h + b_c$ [mm]

$V = h\ b_c$ [mm$^2$]

$$u = 1/[(1/u_i) + (1/u_{si}) + 1/(b_c - e_w - u_{si})] \qquad \text{(F.2)}$$

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 A31.F.1).

(10) El recubrimiento de las armaduras pasivas con hormigón debería ser conforme con el apartado 5.1.

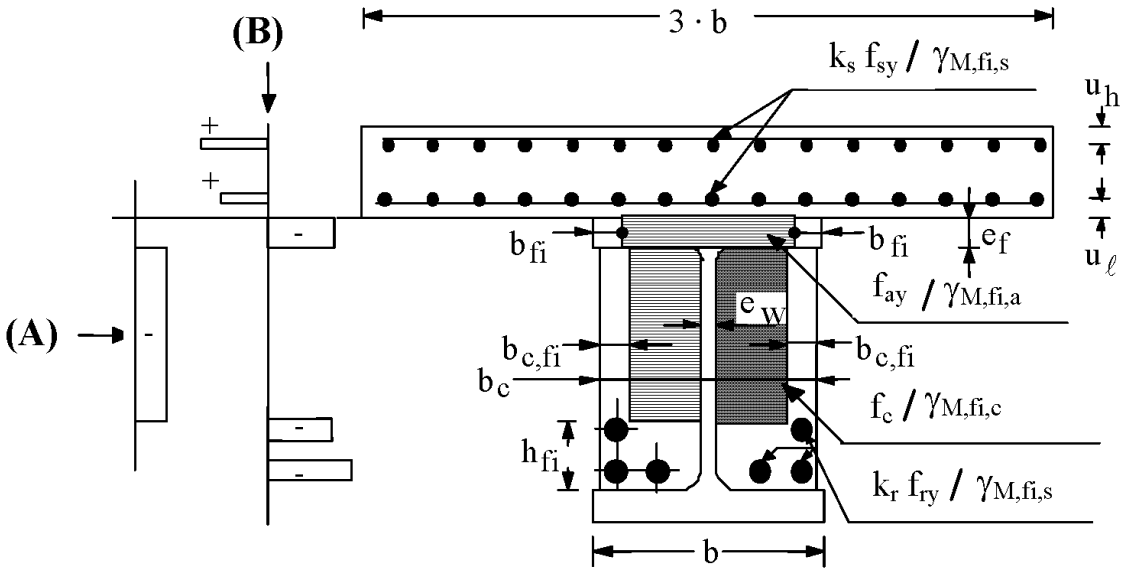
(11) La resistencia a cortante del alma de acero puede comprobarse usando la distribución de los valores de cálculo del límite elástico de acuerdo con el punto (7). Si $V_{fi,Sd} \geq 0{,}5\ V_{fi,pl,Rd}$ se puede considerar la resistencia del hormigón armado.

## F.2 Sección transversal reducida para el momento resistente negativo $M_{fi,Rd^-}$

(1) El límite elástico de las armaduras pasivas en la losa se multiplica por un coeficiente de reducción $k_s$ dado en la tabla A31.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 A31.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 A31.F.3)

| Resistencia al fuego normalizado | Coeficiente de reducción $k_s$ | $k_{s,mín.}$ | $k_{s,máx.}$ |
|---|---|---|---|
| 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 | | |




(A) Ejemplo de la distribución de tensiones en el hormigón
(B) Ejemplo de la distribución de tensiones en el acero

Figura A31.F.3 Esquema de cálculo para el momento resistente negativo

(2) Se aplica el punto (4) del apartado 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 A31.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 A31.F.7. Las reducciones de anchura y de altura están limitadas por los valores mínimos dados en esta tabla.

Tabla A31.F.7 Reducción de la sección transversal del hormigón embebido entre las alas

| Resistencia al fuego normalizado | $h_{fi}$ [mm] | $h_{fi,mín.}$ [mm] | $b_{c,fi}$ [mm] | $b_{c,fi,mín.}$ [mm] |
|---|---|---|---|---|
| R 30 | 25 | 25 | 25 | 25 |
| R 60 | 165 - (0,4$b_c$) - 8 ($h$/$b_c$) | 30 | 60 - (0,15$b_c$) | 30 |
| R 90 | 220 - (0,5$b_c$) - 8 ($h$/$b_c$) | 45 | 70 - (0,1$b_c$) | 35 |
| R 120 | 290 - (0,6$b_c$) - 10 ($h$/$b_c$) | 55 | 75 - (0,1$b_c$) | 45 |
| R 180 | 360 - (0,7$b_c$) - 10 ($h$/$b_c$) | 65 | 85 - (0,1$b_c$) | 55 |

(4) Se aplica el punto (9) del apartado 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 apartado 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 A31.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 A31.F.1).

Tabla A31.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$^2$] |
|---|---|---|
| R30 | 120 | 17500 |
| R60 | 150 | 24000 |
| R90 | 170 | 35000 |
| R120 | 200 | 50000 |
| R180 | 250 | 80000 |

(2) El espesor del ala $e_f$ debería ser menor que la altura $h$ del perfil dividida por ocho.

# Apéndice G Modelo recomendado 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.

## 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 solo para flexiones alrededor del eje, Z tal que:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z \, N_{fi,pl,Rd} \qquad \text{(G.1)}$$

(2) Para la obtención del valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil $N_{fi,pl,Rd}$ 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 axil 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:

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t \left( A_m / V \right) \qquad \text{(G.2)}$$

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 ºC indicada en la tabla A31.G.1 |
| $k_t$ | es un coeficiente empírico dado en la tabla A31.G.1. |

Tabla A31.G.1 Parámetros para la temperatura del ala

| Resistencia al fuego normalizado | $\theta_{o,t}$ [°C] | $k_t$ [m°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:

$$f_{ay,f,t} = f_{ay,f}\ k_{y,\theta} \quad \text{y} \tag{G.3}$$

$$E_{a,f,t} = E_{a,f}\ k_{E,\theta} \quad \text{con } k_{y,\theta} \text{ y } k_{E\theta}\text{, según la tabla A31.3.2 del apartado 3.2.1} \tag{G.4}$$

(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:

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2\left(b\ e_f\ f_{ay,f,t}\right) \Big/ \gamma_{M,fi,a} \quad \text{y} \tag{G.5}$$

$$(EI)_{fi,f,z} = E_{a,f,t}\left(e_f\ b^3\right) \Big/ 6 \tag{G.6}$$

## 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 A31.G.1). Esta parte se obtiene de:

$$h_{w,fi} = 0{,}5\left(h - 2e_f\right)\left(1 - \sqrt{1 - 0{,}16\left(H_t/h\right)}\right) \tag{G.7}$$

donde $H_t$ se obtiene de la tabla A31.G.2.

Tabla A31.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 | 1100 |
| R 120 | 1250 |

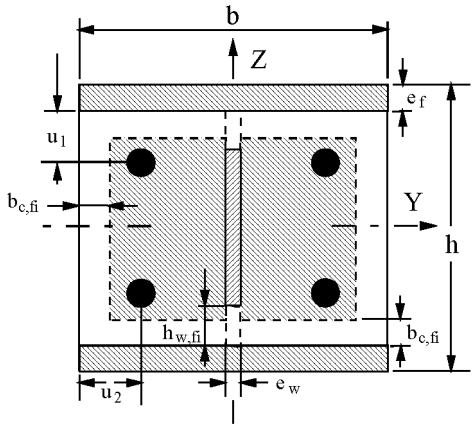



Figura A31.G.1 Sección transversal reducida para el cálculo de estructuras sometidas al fuego

(2) El máximo nivel de tensión se obtiene de:

$$f_{\mathrm{ay,w,t}} = f_{\mathrm{ay,w}} \sqrt{1\text{-}\left(0{,}16 H_{\mathrm{t}}/h\right)} \qquad \text{(G.8)}$$

(3) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil y la rigidez a flexión del alma del perfil de acero en la situación de incendio obtienen de:

$$N_{\mathrm{fi,pl,Rd,w}} = \left[ e_{\mathrm{w}} \left( h - 2e_{\mathrm{f}} - 2h_{\mathrm{w},fi} \right) f_{\mathrm{ay,w,t}} \right] \Big/ \gamma_{\mathrm{M,fi,a}} \qquad \text{(G.9)}$$

$$(EI)_{\mathrm{fi,w,z}} = \left[ E_{\mathrm{a,w}} \left( h - 2e_{\mathrm{f}} - 2h_{\mathrm{w},fi} \right) e_{\mathrm{w}}^3 \right] \Big/ 12 \qquad \text{(G.10)}$$

## G.4 Hormigón

(1) Se puede despreciar en el cálculo una capa exterior de hormigón de espesor $b_{\mathrm{c,fi}}$ (véase la figura A31.G.1). El espesor $b_{\mathrm{c,fi}}$ viene dado en la tabla A31.G.3, siendo $A_{\mathrm{m}}/V$, dado en $\mathrm{m}^{-1}$, el factor de forma de toda la sección transversal mixta.

Tabla A31.G.3 Reducción del espesor de la zona de hormigón

| Resistencia al fuego normalizado | $b_{\mathrm{c,fi}}$ [mm] |
|---|---|
| R 30 | 4,0 |
| R 60 | 15,0 |
| R 90 | 0,5 ($A_{\mathrm{m}}/V$) + 22,5 |
| R 120 | 2,0 ($A_{\mathrm{m}}/V$) + 24,0 |

(3) La temperatura media en el hormigón $\theta_{\mathrm{c,t}}$ se indica en la tabla A31.G.4 en función del factor de forma $A_{\mathrm{m}}/V$ de toda la sección transversal mixta y de las clases de resistencia al fuego normalizado.

Tabla A31.G.4 Temperatura media del hormigón

| R30 | | R60 | | R90 | | R120 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $A_m/V$ [$m^{-1}$] | $\theta_{c,t}$ [°C] | $A_m/V$ [$m^{-1}$] | $\theta_{c,t}$ [°C] | $A_m/V$ [$m^{-1}$] | $\theta_{c,t}$ [°C] | $A_m/V$ [$m^{-1}$] | $\theta_{c,t}$ [°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 | 1000 |

(3) Para la temperatura $\theta = \theta_{c,t}$ el módulo secante del hormigón se obtiene de:

$$E_{c,sec,\theta} = f_{c,\theta}/\varepsilon_{cu,\theta} = f_c\ k_{c,\theta}/\varepsilon_{cu,\theta}$$ con $k_{c,\theta}$ y $\varepsilon_{cu,\theta}$ según la tabla A31.3.3 del apartado 3.2.2 (G.11)

(4) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil y la rigidez a flexión del hormigón en la situación de incendio se obtienen de:

$$N_{fi,pl,Rd,c} = 0{,}86\left\{\left(\left(h-2e_f-2b_{c,fi}\right)\left(b-e_w-2b_{c,fi}\right)\right)-A_s\right\}\ f_{c,\theta}/\gamma_{M,fi,c} \qquad \text{(G.12)}$$

donde $A_s$ es la sección transversal de las armaduras pasivas, y 0,86 es un coeficiente de calibración.

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta}\left[\left\{\left(h-2e_f-2b_{c,fi}\right)\left(\left(b-2b_{c,fi}\right)^3-e_w^3\right)/12\right\}-I_{s,z}\right] \qquad \text{(G.13)}$$

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 $k_{\gamma,t}$ 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 A31.G.5 y A31.G.6).

Tabla A31.G.5 Coeficiente de reducción $k_{y,t}$ para el límite elástico $f_{sy}$ 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 A31.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:

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} \qquad \text{(G.14)}$$

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 $u = \sqrt{u_2 \left(u_2 + 10\right)}$ ;

o si ($u_2$- $u_1$) > 10 mm, entonces $u = \sqrt{u_1 \left(u_1 + 10\right)}$

(3) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil y la rigidez a flexión de las armaduras pasivas en la situación de incendio se obtienen a partir de:

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s \, k_{y,t} \, f_{sy} / \gamma_{M,fi,s} \qquad \text{(G.15)}$$

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} \, E_s \, I_{s,z} \qquad \text{(G.16)}$$

## G.6 Cálculo de la carga axil de pandeo a temperaturas elevadas

(1) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil y la rigidez eficaz a flexión de la sección transversal en la situación de incendio se obtienen, de acuerdo con el punto (4) del apartado

G.1, a partir de:

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s} \quad \text{(G.17)}$$

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,\theta}\,(EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta}\,(EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,\theta}\,(EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta}\,(EI)_{fi,s,z} \quad \text{(G.18)}$$

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 A31.G.7.

Tabla A31.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:

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 (EI)_{fi,eff,z} \,/\, \ell_\theta^2 \quad \text{(G.19)}$$

donde:

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

(3) La esbeltez relativa adimensional se obtiene de:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}} \quad \text{(G.20)}$$

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 $\bar{\lambda}_\theta$ y la curva de pandeo c del Anejo 22, puede calcularse el coeficiente de reducción $\chi_z$ y el valor de cálculo de la carga axil de pandeo se obtiene de:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z\, N_{fi,pl,Rd} \quad \text{(G.21)}$$

(5) Los valores de cálculo de la resistencia de los elementos a compresión axil o de las cargas axiles de pandeo $N_{fi,Rd,z}$ se muestran en las figuras A31.G.2 y A31.G.3 como función de la longitud de pandeo $l_\theta$ para perfiles de la serie HEA, tipo del perfil de acero S355, hormigón de resistencia característica $f_{ck}$ 40 N/mm$^2$, tipo de las armaduras pasivas B500, y para las clases de resistencia al fuego normalizado R60, R90 7y 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 δ, el valor de cálculo de la carga de pandeo $N_{fi,Rd,\delta}$ puede obtenerse de:

$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} \left( N_{Rd,\delta} / N_{Rd} \right) \qquad \text{(G.22)}$$

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 al Anejo 30, 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 solo puede aplicarse bajo las siguientes condiciones:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | | longitud de pandeo $l_\theta$ | ≤ | 13,5b |
| 230 mm | ≤ | altura de la sección transversal h | ≤ | 1100 mm |
| 230 mm | ≤ | anchura de la sección transversal b | ≤ | 500 mm |
| 1% | ≤ | porcentaje de acero para armaduras pasivas | ≤ | 6% |
| | | resistencia al fuego normalizado | ≤ | 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 $l_\theta$ debería limitarse a 10b en las siguientes situaciones:

- para R60, si 230 mm ≤ *b* < 300 mm o si *h/b* > 3; y
- para R90 y R120, si *h/b* > 3.

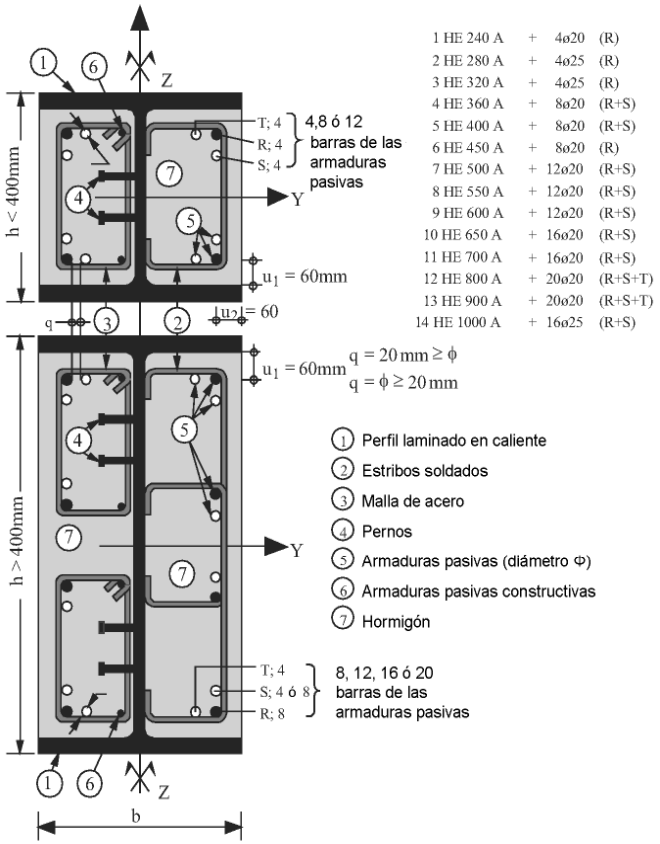



Figura A31.G.2 Parámetros para la resistencia a pandeo de las secciones de acero parcialmente embebidas

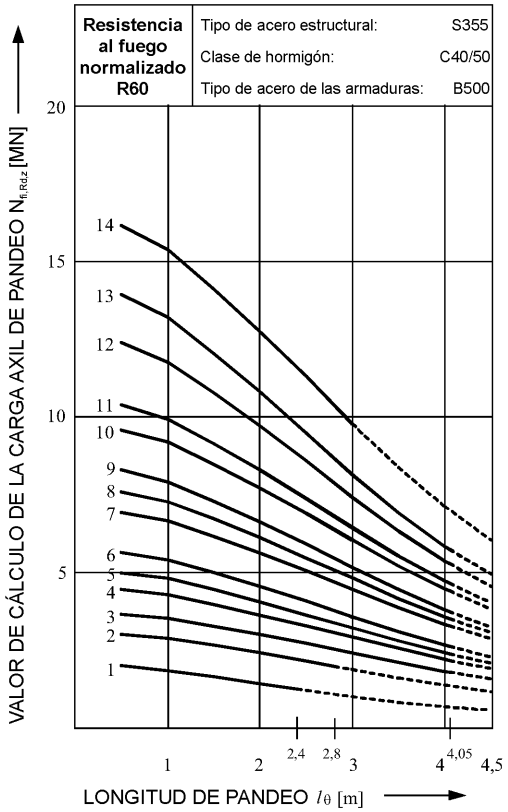



Figura A31.G.3.a Cargas de pandeo de las secciones de acero parcialmente embebidas, para R60

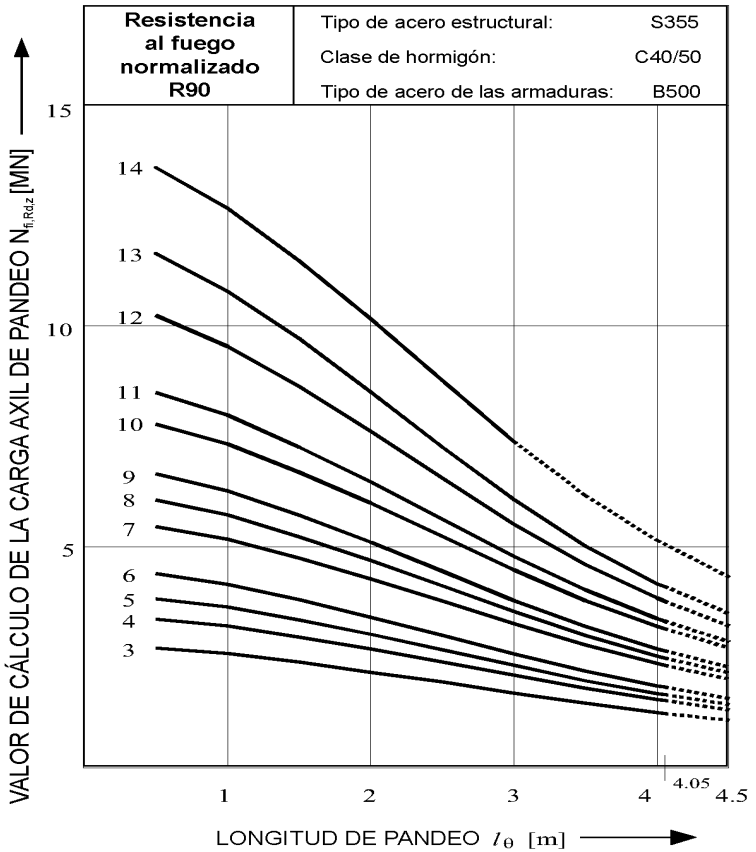



Figura A31.G.3.b Cargas de pandeo de secciones de acero parcialmente embebidas, para R90

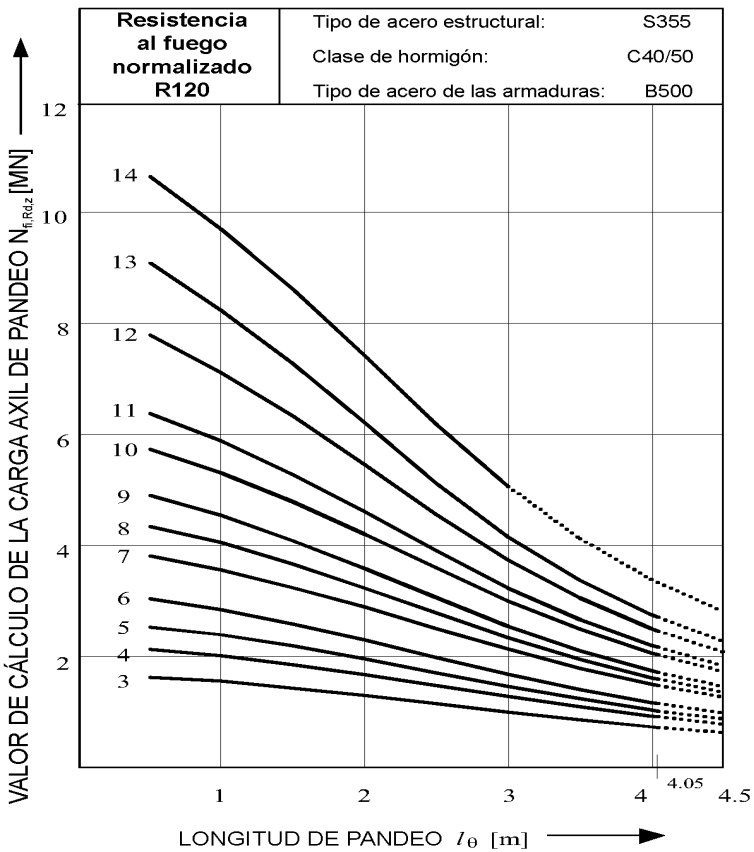



Figura A31.G.3.c Cargas de pandeo de secciones de acero parcialmente embebidas, para R120

## Apéndice H Método recomendado de cálculo para perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón expuestos al fuego

Para el cálculo de forma simplificada de la resistencia al fuego de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón se puede utilizar el método simplificado descrito en el apartado 4.3.5.1 de este anejo. Este método es válido para columnas expuestas a una curva de fuego normalizada tiempo-temperatura de forma uniforme en todas sus caras.

(1) Los métodos simplificados son válidos solo para el diseño de pilares en pórticos arriostrados. Los modelos deben incluir el cálculo de las temperaturas $\theta_i$, con los cuales se realiza la evaluación de la resistencia a compresión y la rigidez a flexión de la columna mixta.

(2) Para el cálculo de los pilares sometidos a carga centrada se deben utilizar las ecuaciones (4.12) a (4.16) de este anejo.

(3) Para el cálculo de columnas sometidas a una carga con excentricidad, $\delta$, la carga de pandeo en situación de incendio $N_{fi,Rd,\delta}$ se puede obtener corrigiendo el método descrito anteriormente para carga centrada con unos coeficientes $\varphi_s$ y $\varphi_\delta$ dados en las siguientes figuras:

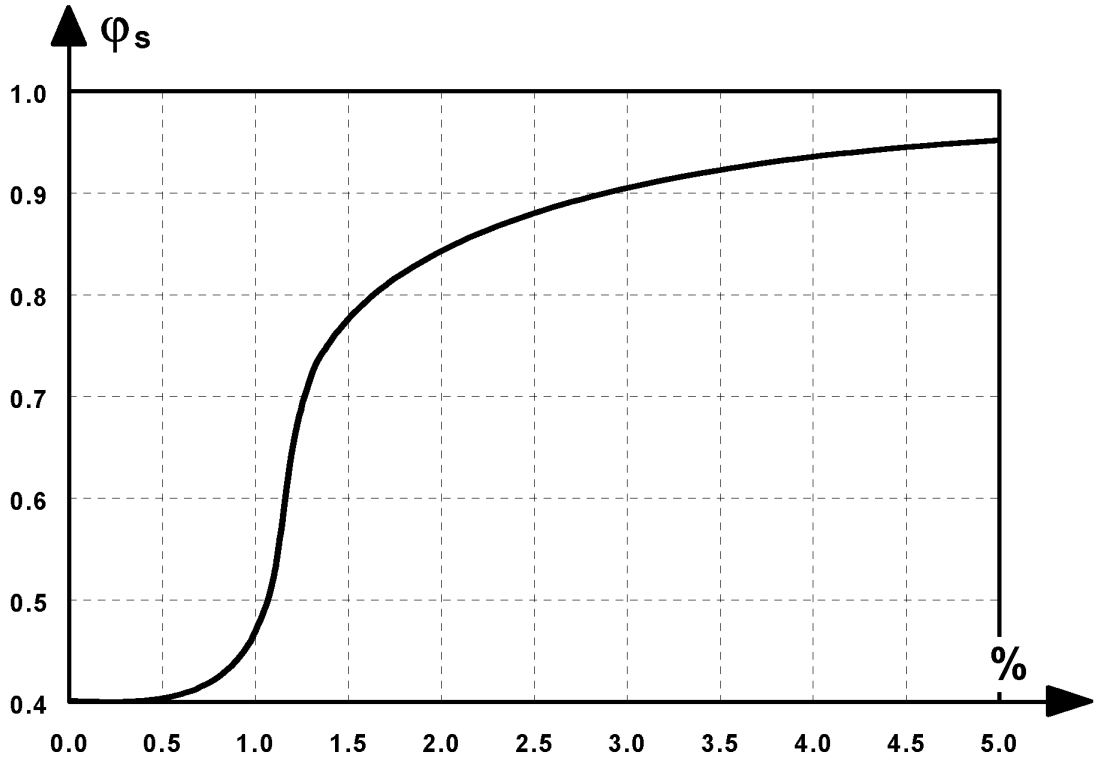



Figura A31.H.1 Coeficiente de corrección $\varphi_s$ en función del porcentaje de armado

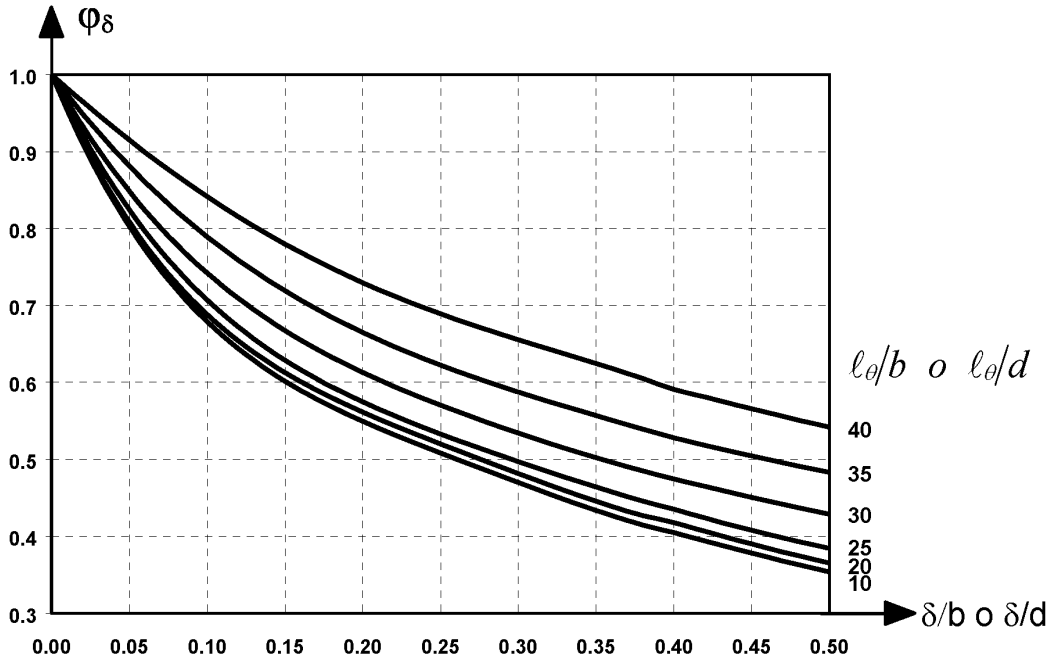



Figura A31.H.2 Coeficiente de corrección $\varphi_\delta$ en función de la excentricidad $\delta$

NOTA 1: Los valores de los coeficientes de reducción φi,θ de este anejo son característicos para cada modelo de diseño y dependen de la curva de pandeo empleada en el modelo y de las temperaturas θ asumidas para la sección de acero, las armaduras y el hormigón.

NOTA 2: Los factores de reducción φi,θ se deben calibrar con la ayuda de la resistencia a compresión obtenida en ensayos experimentales a fuego similares. Para ello se debe utilizar la distribución de temperaturas propuesta anteriormente en el cálculo $N_{fi,pl,R}$ y $(EI)_{fi,e,eff}$ y las propiedades de los materiales según los apartados 3.2.1, 3.2.2 y 3.2.3 de este anejo.

# Apéndice I Recomendaciones para la 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 de la reglamentación específica vigente.

(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 solo 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 reglamentación específica vigente, pueden considerarse que cumplen la regla antes mencionada.

(3) Los resultados obtenidos solo pueden utilizarse para las condiciones específicas del ensayo, y dentro del campo de aplicación acordado en la reglamentación específica vigente.

## 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.