Anejo 20

Proyecto de estructuras de hormigón.

Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego

Contenido

1 GENERALIDADES 969

1.1. OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN DE ESTE ANEJO 969
1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA 969
1.5 DEFINICIONES 969
1.5.1 temperatura crítica de la armadura: *969*
1.5.2 muro cortafuegos: *969*
1.5.3 máximo nivel de tensión: *970*
1.5.4 parte de estructura: *970*
1.5.5 capas de protección: *970*
1.5.6 sección transversal reducida: *970*
1.6 SÍMBOLOS 970
1.6.1 Símbolos adicionales a los indicados en este anejo *970*
1.6.2 Subíndices adicionales a los indicados en este anejo: *971*

2 BASES DE PROYECTO 971

2.1 REQUISITOS 971
2.1.1 Generalidades *971*
2.1.2 Exposición nominal al fuego *972*
2.1.3 Exposición al fuego paramétrico *972*
2.2 ACCIONES 973
2.3 VALORES DE CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES 973
2.4 MÉTODOS DE COMPROBACIÓN 974
2.4.1 Generalidades *974*
2.4.2 Análisis por elementos aislados *974*
2.4.3 Análisis de parte de la estructura *976*
2.4.4 Análisis global de la estructura *976*

3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES 976

3.1 GENERALIDADES 976
3.2 PROPIEDADES DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN A TEMPERATURAS ELEVADAS 976
3.2.1 Generalidades *976*
3.2.2 Hormigón *977*
3.2.2.1 Hormigón comprimido 977
3.2.2.2 Resistencia a tracción 978
3.2.3 Acero para armaduras pasivas *979*
3.2.4 Acero para armaduras activas *981*
3.3 PROPIEDADES FÍSICAS Y TÉRMICAS DEL HORMIGÓN CON ÁRIDOS SILÍCEOS Y CALCÁREOS 982
3.3.1 Elongación térmica *982*
3.3.2 Calor específico *982*
3.3.3 Conductividad térmica *984*
3.4 ELONGACIÓN TÉRMICA DEL ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS Y ACTIVAS 984

4. PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO 985

4.1 GENERALIDADES 985
4.2 MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO 986
4.2.1 Generalidades *986*
4.2.2 Perfiles de temperatura *986*
4.2.3 Sección transversal reducida *986*
4.2.4 Reducción de la resistencia *987*
4.2.4.1 Generalidades 987
4.2.4.2 Hormigón 987
4.2.4.3 Acero 987
4.3 MÉTODOS DE CÁLCULO AVANZADOS 989
4.3.1 Generalidades *989*

4.3.2 Respuesta térmica *989*
4.3.3 Respuesta mecánica *990*
4.4 CORTANTE, TORSIÓN Y ANCLAJE 991
4.5 DESCONCHADO 991
4.5.1 Desconchado explosivo *991*
4.5.2 Desprendimiento del hormigón *991*
4.6 UNIONES 992
4.7 CAPAS DE PROTECCIÓN 992

5 DATOS TABULADOS 992

5.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN 992
5.2 REGLAS GENERALES DE CÁLCULO 993
5.3 PILARES 997
5.3.1 Generalidades *997*
5.4 MUROS 1000
5.4.1 Muros de sectorización no portantes *1000*
5.4.2 Muros portantes macizos *1001*
5.4.3 Muros cortafuegos *1001*
5.5 ELEMENTOS EN TRACCIÓN 1002
5.6 VIGAS 1002
5.6.1 Generalidades *1002*
5.6.2 Vigas simplemente apoyadas *1003*
5.6.4 Vigas expuestas en todas sus caras *1007*
5.7 LOSAS 1007
5.7.1 Generalidades *1007*
5.7.2 Losas macizas simplemente apoyadas *1007*
5.7.3 Losas macizas continuas *1008*
5.7.4 Losas planas *1009*
5.7.5 Losas nervadas *1009*

6 HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA 1011

6.1 GENERALIDADES 1011
6.2 DESCONCHADO 1012
6.3 PROPIEDADES TÉRMICAS 1012
6.4 CÁLCULO ESTRUCTURAL 1013
6.4.1 Cálculo de la capacidad portante *1013*
6.4.2 Métodos de cálculo simplificados *1013*
6.4.2.1 Pilares y muros 1013
6.4.2.2 Vigas y losas 1013
6.4.3 Datos tabulados *1014*

APÉNDICE A. RECOMENDACIONES PARA LOS PERFILES DE TEMPERATURA 1015

APÉNDICE B. MÉTODOS DE CÁLCULO SIMPLIFICADOS RECOMENDADOS. 1023

B.1 MÉTODO DE LA ISOTERMA 500 ºC 1023
B.1.1 Principio y campo de aplicación *1023*
B.1.2 Procedimiento de cálculo de una sección transversal de hormigón armado sometida a flexocompresión *1023*
B.2 MÉTODO DE LAS ZONAS 1027
B.3 EVALUACIÓN DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE HORMIGÓN ARMADO EXPUESTA A FLEXOCOMPRESIÓN MEDIANTE EL MÉTODO BASADO EN LA ESTIMACIÓN DE CURVATURA 1030
B.3.1 Pandeo de pilares en la situación de incendio *1030*
B.3.2 Procedimiento de evaluación de la resistencia al fuego de las secciones de pilares *1031*

APÉNDICE C. RECOMENDACIONES SOBRE PANDEO DE PILARES EN LA SITUACIÓN DE INCENDIO 1033

APÉNDICE D. MÉTODOS RECOMENDADOS DE CÁLCULO DEL ESFUERZO CORTANTE, LA TORSIÓN Y EL

ANCLAJE DE LAS ARMADURAS 1034

D.1 REGLAS GENERALES 1034
D.2 ARMADURA DE CORTANTE Y TORSIÓN 1034
D.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A ESFUERZO CORTANTE DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE HORMIGÓN ARMADO 1035
D.4 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A TORSIÓN DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE HORMIGÓN ARMADO 1036

APÉNDICE E. MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO PARA VIGAS Y LOSAS RECOMENDADO. 1037

E.1 GENERALIDADES 1037
E.2 LOSAS Y VIGAS CON APOYO SIMPLE 1037
E.3 LOSAS Y VIGAS CONTINUAS 1038

1 Generalidades

1.1 Objeto y campo de aplicación de este anejo

(1) Este anejo trata el proyecto de estructuras de hormigón en la situación accidental de exposición al fuego, y está concebido para ser usado junto con el Anejo 19 del Código Estructural y la reglamentación específica vigente. Esta norma solo identifica diferencias o complementa a los proyectos a temperatura normal.

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

(3) Esta norma se aplica a estructuras de hormigón que deben 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) fuera de las zonas designadas (función separadora).

(4) Este anejo establece los principios y las reglas de aplicación 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 19 del Código Estructural proyectadas de acuerdo con la misma. Sin embargo, no cubre:

- estructuras pretensadas armaduras activas (tendones) externas,
- estructuras laminares.

(6) Los métodos dados en este anejo son aplicables a hormigones de peso normal de clase de resistencia hasta f_{ck} 90 N/mm^2 y a hormigones ligeros de clase de resistencia hasta f_{ckL} 50 N/mm^2. En el apartado 6 se dan reglas adicionales y alternativas para las clases de resistencia superiores a f_{ckL} 50 N/mm^2.

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

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

1.5 Definiciones

Para los fines de este anejo se aplican los términos y definiciones incluidos en el Anejo 18 del Código Estructural y en la reglamentación específica vigente además de los siguientes:

1.5.1 Temperatura crítica de la armadura

Temperatura de la armadura en la cual se espera que se prevé el fallo de un elemento en la situación de incendio (criterio R) para un nivel de tensión dado del acero.

1.5.2 Muro cortafuegos

Muro que separa dos espacios (generalmente dos edificios) diseñado para resistir al fuego y para ofrecer estabilidad estructural, que puede ofrecer una resistencia a carga horizontal con objeto de que, en caso de incendio y de fallo de la estructura en una cara del muro, se evita la propagación del incendio al otro lado del muro.

1.5.3 Máximo nivel de tensión

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

1.5.4 Parte de estructura

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

1.5.5 Capas de protección

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

1.5.6 Sección transversal reducida

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

1.6 Símbolos

1.6.1 Símbolos adicionales a los indicados en este anejo

(1) Se utilizan los siguientes símbolos adicionales:

Letras latinas mayúsculas

$E_{d,fi}$	efecto de cálculo de las acciones en la situación de incendio
E_d	efecto de cálculo de las acciones para el dimensionamiento a temperatura normal
$R_{d,fi}$	resistencia de cálculo en la situación de incendio; $R_{d,fi}(t)$ en un instante t dado
R 30 o R 60,...	clase de resistencia al fuego para el criterio de resistencia portante durante 30, o 60,... minutos de exposición al fuego normalizado
E 30 o E 60,...	clase de resistencia al fuego para el criterio de integridad para 30, o 60... minutos de exposición al fuego normalizado
I 30 o I 60,...	clase de resistencia al fuego para el criterio de aislamiento térmico para 30, o 60... minutos de exposición al fuego normalizado
T	temperatura [K] (véase θ temperatura [^{o}C])
$X_{d,fi}$	valor de cálculo de las propiedades resistencia o deformación en la situación de incendio
X_k	valor característico de una propiedad de resistencia o deformación para el cálculo a temperatura ambiente

Letras latinas minúsculas

a	recubrimiento mecánico* (distancia del eje de la armadura pasiva o la activa al paramento expuesto más cercano)
c_c	calor específico del hormigón [J/kgK]
$f_{ck}(\theta)$	resistencia característica a compresión del hormigón, a temperatura θ, para una deformación unitaria especificada
$f_{ck,t}(\theta)$	resistencia característica a tracción del hormigón, a temperatura θ, para una

* NOTA: En este anejo se distingue entre recubrimiento mecánico y recubrimiento geométrico. En el Anejo 19, cuando se hace referencia al recubrimiento, debe entenderse que corresponde al recubrimiento geométrico en el presente anejo.

	deformación unitaria especificada
$f_{pk}(\theta)$	resistencia característica del acero para armaduras activas, a temperatura θ, para una deformación unitaria especificada
$f_{sk}(\theta)$	resistencia característica del acero para armaduras pasivas, a temperatura θ, para una deformación unitaria especificada
$k(\theta)= X_k(\theta)/X_k$	coeficiente de reducción para una propiedad de resistencia o deformación dependiente de la temperatura θ del material
$n =$	$N_{0Ed,fi} /(0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd}))$ nivel de carga de un pilar a temperatura ambiente
t	tiempo de exposición al fuego [min]

Letras griegas minúsculas

$\gamma_{M,fi}$	coeficiente parcial de seguridad para un material en el dimensionamiento frente al fuego
η_{fi}	$= E_{d,fi}/E_d$ coeficiente de reducción para el nivel de carga de cálculo en la situación de incendio
μ_{fi}	$= N_{Ed,fi}/N_{Rd}$ grado de utilización en la situación de incendio
$\varepsilon_c(\theta)$	deformación térmica unitaria del hormigón
$\varepsilon_p(\theta)$	deformación térmica unitaria del acero para armaduras activas
$\varepsilon_s(\theta)$	deformación térmica unitaria del acero para armaduras pasivas
$\varepsilon_{s,fi}$	deformación unitaria del pasiva o activas, a temperatura θ
λ_c	conductividad térmica del hormigón [W/mK]
$\lambda_{0,fi}$	esbeltez del pilar en la situación de incendio
$\sigma_{c,fi}$	tensión de compresión del hormigón en la situación de incendio
$\sigma_{s,fi}$	tensión del acero en la situación de incendio
θ	temperatura [ºC]
θ_{cr}	temperatura crítica [ºC]

1.6.2 Subíndices adicionales a los indicados en este anejo

fi	valor relevante para la situación de incendio
t	función del tiempo
θ	función de la temperatura.

2 Bases de proyecto

2.1 Requisitos

2.1.1 Generalidades

(1) Cuando se requiera resistencia mecánica en caso de incendio, las estructuras de hormigón se deben proyectar y construir de forma que mantengan su función portante durante el tiempo de exposición al fuego requerido.

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

- no se produce un fallo de integridad, véase la reglamentación específica vigente, como,
- no se produce un fallo de aislamiento, véase la reglamentación específica vigente,
- se limita la radiación térmica desde el lado no expuesto.

NOTA 2: Los criterios de radiación térmica no son relevantes para las estructuras de hormigón consideradas en este anejo.

(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 4.7,
- 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", del modo siguiente:

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

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

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

(4) Los mismos criterios (R, E, I) deberían aplicarse con la curva de exposición al fuego externo; sin embargo, la referencia a esta curva específica debería identificarse con las letras "ef"**.**

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

(6) En el caso en que un elemento vertical de separación, con o sin función portante, tenga que cumplir con el requisito de resistencia a impacto (criterio M), el elemento debería resistir una carga horizontal concentrada como se especifica en la norma UNE-EN 1363-2.

2.1.3 Exposición al fuego paramétrico

(1) La función portante debe mantenerse durante toda la duración del incendio, incluyendo la fase de extinción, o un periodo de tiempo especificado.

(2) Para la verificación de la función separadora, suponiendo una temperatura ambiente de 20 ºC, se aplica lo siguiente:

- el aumento de la temperatura media en el lado no expuesto de la construcción debería limitarse a 140 K y el aumento de la temperatura máxima en el lado no expuesto no debería superar 180 K

durante la fase de calentamiento hasta que se alcanza la temperatura máxima del gas en el sector del incendio,

- el aumento de la temperatura media en el lado no expuesto de la construcción debería limitarse $\Delta\theta_1$ = 200 K, y el aumento de la temperatura máxima en el lado no expuesto no debería limitarse $\Delta\theta_2$ = 240 K durante la fase de extinción.

2.2 Acciones

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

(2) Además de lo indicado en la reglamentación específica vigente, la emisividad en relación a la superficie del hormigón debería tomarse como 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) $X_{d,fi}$ de los materiales se definen del modo siguiente:

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

donde:

X_k es el valor característico de una propiedad de resistencia o de deformación *(generalmente f_k o E_k)* para el dimensionamiento a temperatura normal conforme a la reglamentación específica vigente

k_θ 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 del material correspondiente de un material, en la situación de incendio.

(2) Los valores de cálculo de las propiedades térmicas de los materiales $X_{d,fi}$ se definen del modo siguiente:

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

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

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

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

donde:

$X_{k,\theta}$ es el valor de una propiedad de material en el dimensionamiento frente al fuego, generalmente dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3

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

- para las propiedades térmicas del hormigón y del acero para armaduras pasivas y activas: $\gamma_{M,fi}$ = 1,0
- para las propiedades mecánicas del hormigón y del acero para armaduras pasivas y activas: $\gamma_{M,fi}$ = 1,0.

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 tiempo de exposición al fuego *t* especificado se debe comprobar:

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

donde:

$E_{\mathrm{d,fi}}$ es el efecto de cálculo de las acciones para la situación de incendio, determinado según la reglamentación específica vigente, incluyendo efectos de las expansiones y deformaciones térmicas

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

(3) El cálculo estructural para la situación de incendio debería llevarse a cabo de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 18 del Código Estructural.

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

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

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

(6) Como alternativa al dimensionamiento mediante cálculos, el dimensionamiento frente al fuego puede basarse en los resultados de ensayos frente al fuego, o de ensayos frente al fuego en combinación con cálculos, véase el apartado 5 del Anejo 18 del Código Estructural.

2.4.2 Análisis por elementos aislados

(1) El efecto de las acciones debería determinarse para el tiempo t = 0 usando coeficientes de combinación $\psi_{1,1}$ o $\psi_{1,2}$ de acuerdo el apartado 4 del Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Como simplificación al punto (1), el efecto de las acciones puede obtenerse a partir de un cálculo estructural para el dimensionamiento a temperatura normal, como:

$$E_{\mathrm{d,fi}} = \eta_{\mathrm{fi}}\, E_{\mathrm{d}} \qquad (2.4)$$

donde:

E_{d} es el valor de cálculo del esfuerzo correspondiente para el dimensionamiento a temperatura normal, en una combinación fundamental de acciones (véase la reglamentación específica vigente)

η_{fi} es el coeficiente de reducción para el valor de cálculo del nivel de carga en la situación de incendio.

(3) El coeficiente de reducción η_{fi} para la combinación de cargas (6.10) del Anejo 18 del Código Estructural debería tomarse como:

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

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

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

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

donde:

$Q_{k,1}$ es la carga variable principal

G_k es el valor característico de una acción permanente

γ_G es el coeficiente parcial de seguridad de una acción permanente

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

ψ_{fi} es el factor de combinación para los valores frecuentes o cuasipermanentes dado bien por $\psi_{1,1}$ o por $\psi_{2,1}$, véase la reglamentación específica vigente

ξ es un coeficiente de reducción para una acción permanente desfavorable G.

NOTA 1: La figura A20.2.1 muestra un ejemplo de la variación del coeficiente de reducción η_{fi} frente a la relación de cargas $Q_{k,1}/G_k$ para distintos valores del coeficiente de combinación $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$, respecto a la ecuación (2.5), con las siguientes hipótesis: $\gamma_G = 1{,}35$ y $\gamma_Q = 1{,}5$. Las expresiones (2.5a) y (2.5b) dan valores ligeramente mayores. Los valores de los coeficientes parciales de seguridad se dan en el Anejo 18 del Código Estructural.

NOTA 2: Como simplificación puede utilizarse un valor de $\eta_{fi} = 0{,}7$.

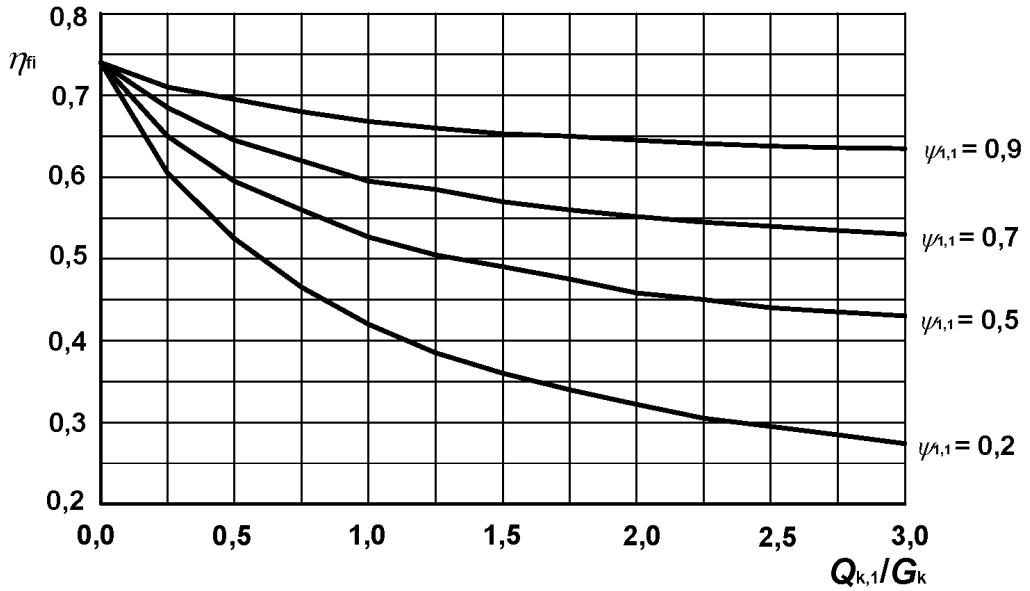


Figura A20.2.1 Variación del coeficiente de reducción η_{fi} con la relación de cargas $Q_{k,1} / G_k$

(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 dentro del plano pueden despreciarse.

(5) Las condiciones límite en los apoyos y extremos de un elemento, aplicables para un instante $t = 0$, pueden suponerse constantes a lo largo de la exposición al fuego.

(6) Los datos tabulados, los modelos de cálculo simplificados o generales dados en el apartado 5 y los apartados 4.2 y 4.3, respectivamente, son adecuados para la comprobación de los elementos bajo las condiciones de incendio.

2.4.3 Análisis de parte de la estructura

(1) Se aplica el punto (1) del apartado 2.4.2.

(2) Como alternativa a la realización de un análisis global de la estructura 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 supone que las condiciones de contorno en los apoyos y los esfuerzos de parte de la estructura, aplicables en el instante $t = 0$, permanecen constantes a lo largo de la exposición al fuego.

2.4.4 Análisis global de la estructura

(1) Cuando se realiza un análisis global de la estructura en 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) Los valores de las propiedades de los materiales indicados en este apartado deben tratarse como valores característicos (véase el punto (1) del apartado 2.3).

(2) Los valores pueden utilizarse con el método de cálculo simplificado (véase el apartado 4.2) y el avanzado (véase el apartado 4.3).

Pueden aplicarse formulaciones alternativas de las leyes de los materiales, siempre que las soluciones estén dentro del rango de la evidencia experimental.

NOTA: Este anejo no indica las propiedades de los materiales para el hormigón de áridos ligeros.

(3) Las propiedades mecánicas del hormigón y del acero tanto para armaduras pasivas como activas a temperatura ambiente (20 ºC) se deben tomar como las indicadas en el Anejo 19 del Código Estructural para el dimensionamiento a temperatura normal.

3.2 Propiedades de resistencia y deformación a temperaturas elevadas

3.2.1 Generalidades

(1) Los valores numéricos de las propiedades de resistencia y deformación dados en este apartado están basados tanto en ensayos realizados en régimen estacionario como en régimen transitorio, y a veces en una combinación de ambos. Puesto que los efectos de la fluencia no se consideran explícitamente, los modelos de los materiales en este son aplicables para velocidades de calentamiento de entre 2 y 50 K/min. Para velocidades de calentamiento fuera de dicho rango, la fiabilidad de las propiedades de resistencia y deformación deben demostrarse explícitamente.

3.2.2 Hormigón

3.2.2.1 Hormigón comprimido

(1) Las propiedades de resistencia y deformación de hormigón sometido a tensión uniaxial a temperaturas elevadas se deben obtener a partir de las relaciones de tensión-deformación unitaria como se indica en la figura A20.3.1.

(2) Las relaciones tensión-deformación unitaria dadas en la figura A20.3.1 se definen mediante dos parámetros:

- la resistencia a compresión $f_{c,\theta}$,
- la deformación unitaria $\varepsilon_{c1,\theta}$ correspondiente a $f_{c,\theta}$.

(3) Los valores para cada uno de estos parámetros se dan en la tabla A20.3.1 como función de las temperaturas del hormigón. Para valores intermedios de la temperatura se pueden hacer interpolaciones lineales.

(4) Los parámetros especificados en la tabla A20.3.1 pueden utilizarse para hormigones de peso normal con áridos silíceos o calcáreos (que contienen al menos un 80% áridos calcáreos en peso).

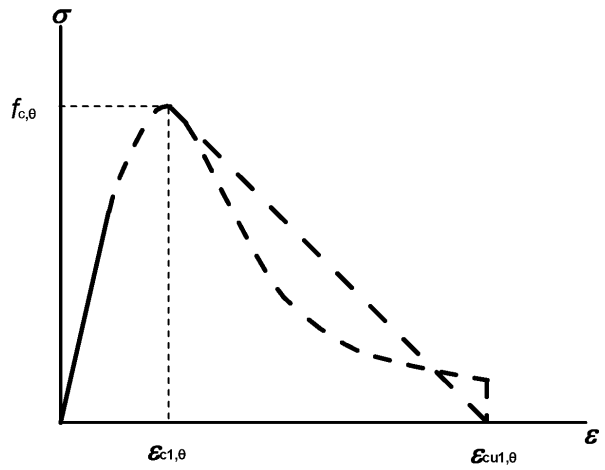
(5) Los valores para $\varepsilon_{cu1,\theta}$ que definen el rango de la rama descendente pueden tomarse, en la tabla A20.3.1, de la columna 4 para el hormigón de peso normal con áridos silíceos y de la columna 7 para el hormigón de peso normal con áridos calcáreos.

Tabla A20.3.1 Valores para los principales parámetros de las relaciones tensión-deformación unitaria del hormigón de peso normal con áridos silíceos o calcáreos a temperaturas elevadas

Hormigón	**Áridos silíceos**			**Áridos calcáreos**		
temp θ	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

(6) En el caso de acciones térmicas de acuerdo con el apartado 3 de la norma UNE-EN 1991-1-2 (simulación 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 A20.3.1.

(7) No debería considerarse el posible aumento de resistencia del hormigón en la fase de enfriamiento.



Rango	Tensión $\sigma(\theta)$
$\varepsilon \le \varepsilon_{c1,\theta}$	$\dfrac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}\left(2+\left(\dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)^3\right)}$
$\varepsilon_{ct(\theta)} < \varepsilon \le \varepsilon_{cu1,\theta}$	Para cuestiones de tipo numérico debería adoptar una rama descendente. Se permiten modelos lineales o no lineales.

Figura A20.3.1 Modelo matemático para relaciones tensión-deformación unitaria del hormigón comprimido a temperaturas elevadas

3.2.2.2 Resistencia a tracción

(1) La resistencia a tracción del hormigón debería despreciarse normalmente (conservador). Si es necesario considerar la resistencia a tracción puede utilizarse este apartado para los métodos de cálculo simplificados o avanzados.

(2) Se permite la reducción de la resistencia a tracción característica del hormigón mediante el coeficiente $k_{c,t}(\theta)$, como se indica en la expresión (3.1).

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) f_{ck,t} \qquad (3.1)$$

(3) En ausencia de información más precisa, deberían utilizarse los siguientes valores de $k_{c,t}(\theta)$ (véase la figura A20.3.2):

$k_{c,t}(\theta) = 1{,}0$ para 20 °C $\le \theta \le$ 100 °C

$k_{c,t}(\theta) = 1{,}0 - 1{,}0\ (\theta - 100)/500$ para 100 °C $< \theta \le$ 600 °C

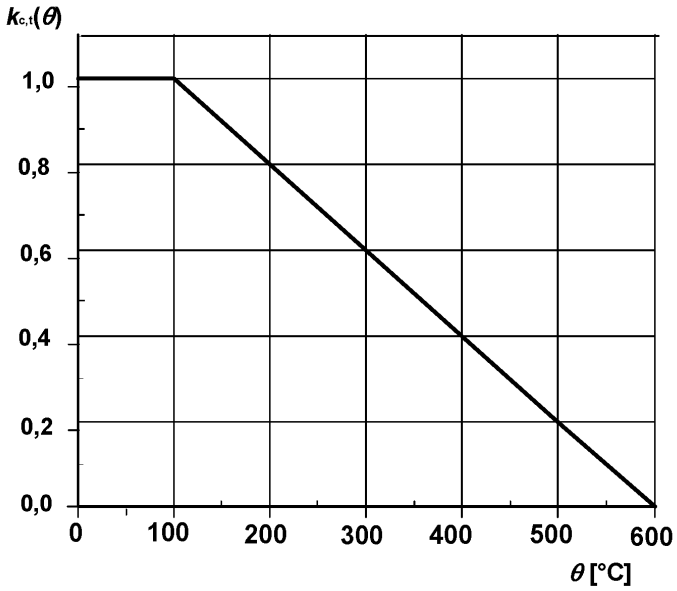


Figura A20.3.2 Coeficiente de reducción $k_{c,t}(\theta)$ de la resistencia a tracción ($f_{ck,t}$) del hormigón a temperaturas elevadas

3.2.3 Acero para armaduras pasivas

(1) Las características de resistencia y deformación del acero para armaduras pasivas a temperaturas elevadas deben obtenerse a partir de las relaciones de tensión-deformación unitaria especificadas en la figura A20.3.3 y en la tabla A20.3.2.

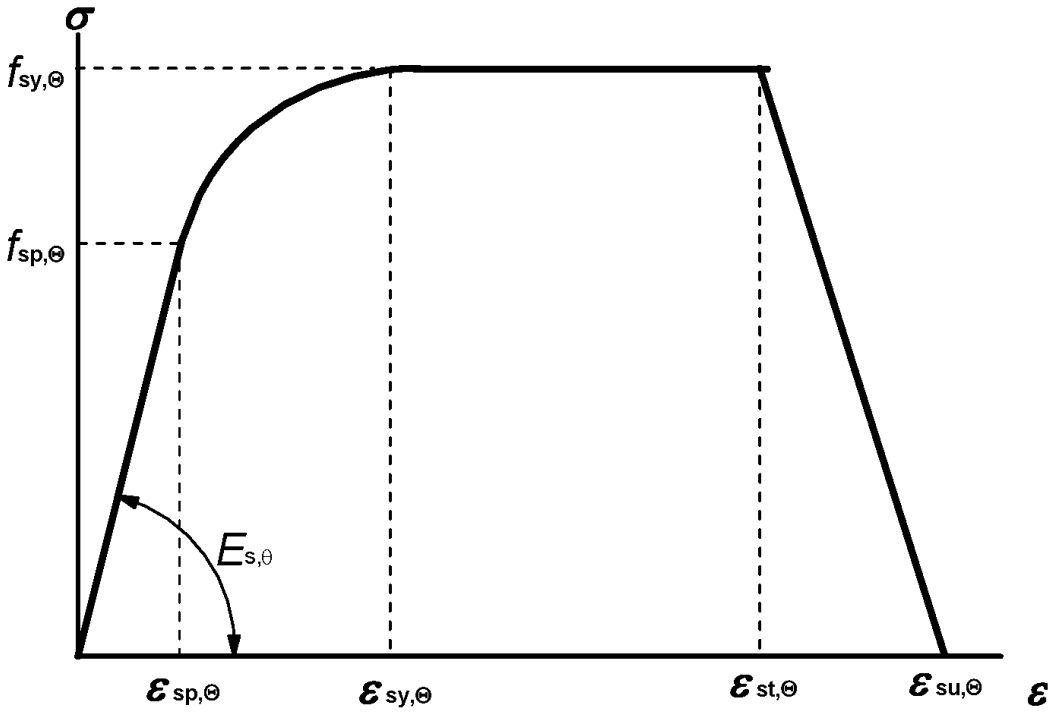
(2) Las relaciones tensión-deformación unitaria dadas en la figura A20.3.3 se definen por tres parámetros:

- la pendiente del dominio lineal elástico $E_{s,\theta}$;
- el límite de proporcionalidad $f_{sp,\theta}$;
- el nivel máximo de tensión $f_{sy,\theta}$.

(3) Los valores de los parámetros indicados en el punto (2) para acero laminado en caliente y conformado en frío para armaduras pasivas a temperaturas elevadas se dan en la tabla A20.3.2. Para valores intermedios de la temperatura se pueden hacer interpolaciones lineales.

(4) La formulación de las relaciones tensión-deformación unitaria puede también aplicarse para el acero para armaduras pasivas comprimidas.

(5) En caso de acciones térmicas, particularmente cuando se considera la rama de temperatura descendente, los valores especificados en la tabla A20.3.2 para las relaciones tensión-deformación unitaria del acero para armaduras activas especificados en la tabla A20.3.2 pueden utilizarse como una aproximación suficientemente precisa.



Rango	Tensión $\sigma(\theta)$	Módulo tangente
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \le \varepsilon \le \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\dfrac{b\left(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon\right)}{a\left[a^2 - \left(\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta}\right)^2\right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \le \varepsilon \le \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \le \varepsilon \le \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta}\,[1-(\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta})/(\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	–
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	–
Parámetro *	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\quad \varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\quad \varepsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\quad \varepsilon_{su,\theta} = 0,20$ Armadura pasiva de tipo T: $\quad \varepsilon_{st,\theta} = 0,05$ $\quad \varepsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Funciones	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c\,(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})\,E_{s,\theta} + c^2$ $c = \dfrac{\left(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta}\right)^2}{\left(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}\right)E_{s,\theta} - 2\left(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta}\right)}$	

* Los valores para los parámetros $\varepsilon_{pt,\theta}$ y $\varepsilon_{pu,\theta}$ para el acero para armaduras activas pueden tomarse de la tabla A20.3.3. La armadura pasiva de tipo T se define en la tabla 34.3 del Código Estructural. En este caso, los aceros Tipo T tendrán que garantizar además las siguientes condiciones: Relación fs/fy ≥ 1,05, εmáx ≥ 2,5 y las especificaciones a fatiga de la tabla 34.2 del Código Estructural.

Figura A20.3.3 Modelo matemático para las relaciones tensión-deformación unitaria del acero para armaduras pasivas y activas a temperaturas elevadas (el acero para armaduras activas se designa con el subíndice "p" en lugar de "s")

Tabla A20.3.2 Valores de la clase N para los parámetros de la relación tensión-deformación unitaria de acero laminado en caliente y conformado en frío para la armadura pasiva a temperaturas elevadas

Temperatura del acero θ [ºC]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	laminado en caliente	conformado en frío	laminado en caliente	conformado en frío	laminado en caliente	conformado en frío
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

3.2.4 Acero para armaduras activas

(1) Las propiedades de resistencia y deformación del acero para armaduras activas a temperaturas elevadas deberían obtenerse mediante el mismo modelo matemático presentado en el apartado 3.2.3 para el acero para armaduras pasivas.

(2) Los valores para los parámetros del acero conformado en frío (cables y cordones), y templado y revenido (barras) para armaduras activas a temperaturas elevadas vienen dados por $f_{py,\theta} / (\beta f_{pk})$, $f_{pp,\theta} / (\beta\, f_{pk})$, $E_{p,\theta}/E_{p,}$ $\varepsilon_{pt,\theta}$ [-],$\varepsilon_{pu,\theta}$ [-]. El valor de β es igual a 0,9 (véase la tabla A20 3.3).

Tabla A20.3.3 Valores para los parámetros de la relación tensión-deformación unitaria de acero conformado en frío (cw) (cables y cordones), y templado y revenido (q & t) (barras) para armaduras activas a temperaturas elevadas

Temperatura del acero θ [°C]	$f_{py,\theta} / (\beta\, f_{pk})$		$f_{pp,\theta} / (\beta\, f_{pk})$		$E_{p,\theta} /E_p$		$\varepsilon_{pt,\theta}$ [-]	$\varepsilon_{pu,\theta}$ [-]
	cw	q & t	cw	q & t	cw	q & t	cw, q & t	cw, q & t
1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	0,99	0,98	0,68	0,77	0,98	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,61	0,050	0,100
300	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,52	0,055	0,105
400	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,08	0,15	0,03	0,09	0,10	0,10	0,075	0,125
800	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	0,145
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150
NOTA: Para valores intermedios de la temperatura se pueden hacer interpolaciones lineales.								

(3) Cuando se consideran acciones térmicas, particularmente cuando se considera la rama de

temperatura descendente, los valores para las relaciones tensión-deformación unitaria del acero para armaduras activas especificados en el punto (2) pueden utilizarse como una aproximación suficientemente precisa.

3.3 Propiedades físicas y térmicas del hormigón con áridos silíceos y calcáreos

3.3.1 Elongación térmica

(1) La deformación térmica unitaria $\varepsilon_c(\theta)$ del hormigón puede determinarse, respecto a su longitud a 20 ºC, a partir de las siguientes condiciones:

Áridos silíceos:

$\varepsilon_c(\theta) = -1{,}8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6}\theta + 2{,}3 \times 10^{-11}\theta^3$ para $20\ ºC \le \theta \le 700\ ºC$

$\varepsilon_c(\theta) = 14 \times 10^{-3}$ para $700\ ºC < \theta \le 1\,200\ ºC$

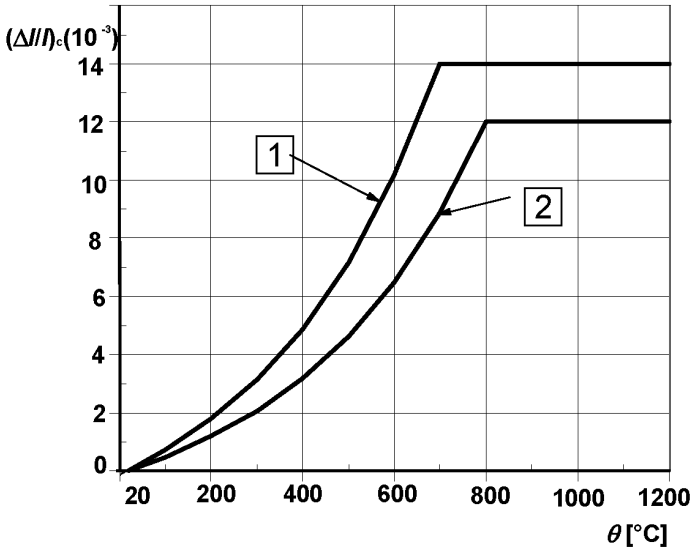
Áridos calcáreos:

$\varepsilon_c(\theta) = -1{,}2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6}\theta + 1{,}4 \times 10^{-11}\theta^3$ para $20\ ºC \le \theta \le 805\ ºC$

$\varepsilon_c(\theta) = 12 \times 10^{-3}$ para $805\ ºC < \theta \le 1\,200\ ºC$

donde θ es la temperatura del hormigón (ºC).

(2) La variación de la elongación térmica con la temperatura se ilustra en la figura A20.3.5.



Curva 1 : Áridos silíceos

Curva 2 : Áridos calcáreos

Figura A20.3.5 Elongación térmica total del hormigón

3.3.2 Calor específico

(1) El calor específico $c_p(\theta)$ del hormigón seco (u = 0%) puede determinarse a partir de las siguientes condiciones:

Áridos silíceos y calcáreos:

$c_p(\theta) = 900$ (J/kg K) para $20\ ºC \le \theta \le 100\ ºC$

$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100)$ (J/kg K) para $100\ ºC < \theta \le 200\ ºC$

$c_p(\theta) = 1\,000 + (\theta - 200)/2$ (J/kg K) para $200\ ºC < \theta \le 400\ ºC$

$c_p(\theta) = 1\,100$ (J/kg K) para $400\ ºC < \theta \le 1\,200\ ºC$

donde θ es la temperatura del hormigón (ºC). Los valores de $c_p(\theta)$ (kJ /kgºK) se ilustran en la figura A20.3.6a.

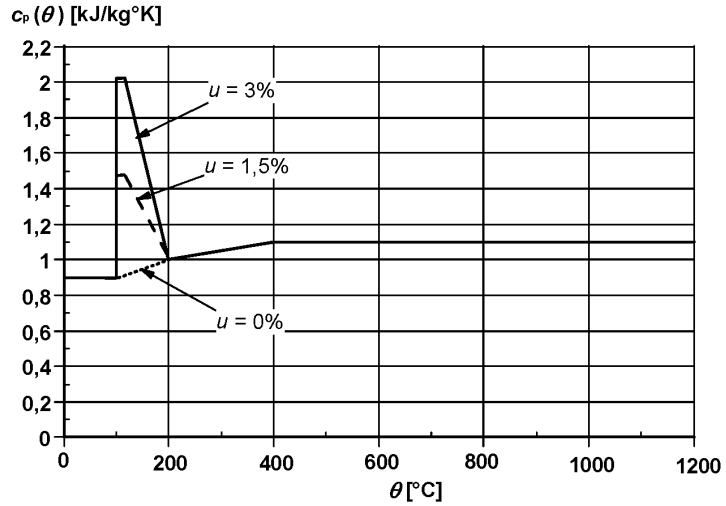
(2) En los casos en que no se considere explícitamente la humedad en el método de cálculo, la función dada para el calor específico del hormigón con áridos silíceos o calcáreos puede modelizarse mediante un valor constante, $c_{p.peak}$, situado entre los 100 ºC y 115 ºC con disminución lineal entre 115 ºC y 200 ºC.

$c_{p.peak}$ = 900 J/kg K para una humedad del 0% del peso del hormigón

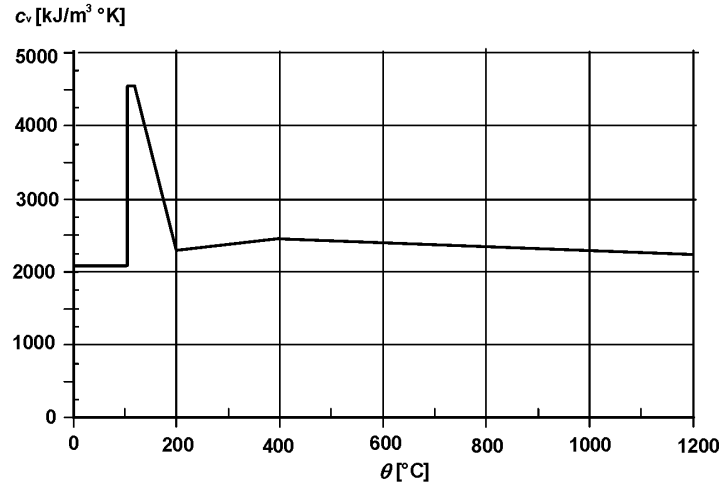
$c_{p.peak}$ = 1 470 J/kg K para una humedad del 1,5% del peso del hormigón

$c_{p.peak}$ = 2 020 J/kg K para una humedad del 3,0% del peso del hormigón

Y una relación lineal entre (115 ºC, $c_{p.peak}$) y (200 ºC, 1 000 J/kg K). Es aceptable interpolar linealmente para otros valores de la humedad. Los picos de calor específico se ilustran en la figura A20.3.6a.



a) Calor específico, $c_p(\theta)$, como función de la temperatura para 3 contenidos de humedad distintos, u, de 0, 1,5 y 3% en peso para hormigón silíceo.



b) Calor específico volumétrico, $c_v(\theta)$ como función de la temperatura para una humedad, u, del 3% en peso y a una densidad de 2300 kg/m^3 para hormigón silíceo.

Figura A20.3.6 Calor específico y calor específico volumétrico

(3) La variación de densidad con la temperatura se ve influida por la pérdida de agua y se define del modo siguiente:

$\rho(\theta) = \rho(20\ ºC)$ para $20\ ºC \leq \theta \leq 115\ ºC$

$\rho(\theta) = \rho(20\ ºC) \cdot (1 - 0{,}02(\theta - 115)/85)$ para $115\ ºC < \theta \leq 200\ ºC$

$\rho(\theta) = \rho(20\ ºC) \cdot (0{,}98 - 0{,}03(\theta - 200)/200)$ para $200\ ºC < \theta \leq 400\ ºC$

$\rho(\theta) = \rho(20\ ºC) \cdot (0{,}95 - 0{,}07(\theta - 400)/800)$ para $400\ ºC < \theta \leq 1\ 200\ C$

(4) La variación de calor específico volumétrico $c_V(\theta)$ (producto de $\rho(\theta)$ y $cp(\theta)$ se ilustra en la figura A20.3.6b para el hormigón con una humedad del 3% en peso y una densidad de 2300 kg/m3.

3.3.3 Conductividad térmica

(1) La conductividad térmica λ_c del hormigón puede determinarse entre los valores inferior y superior, dados en el punto (2) siguiente.

NOTA 1. En la definición del valor de la conductividad térmica no se establece ningún rango dentro del intervalo definido por los límites inferior y superior.

NOTA 2. El Apéndice A es compatible con el límite inferior. El resto de apartados de este anejo son independientes de la elección de la conductividad térmica. Para el hormigón de alta resistencia, véase el apartado 6.3.

(2) El límite superior de la conductividad térmica λ_c del hormigón de peso normal puede determinarse a partir de:

$\lambda_c = 2 - 0{,}2451\ (\theta / 100) + 0{,}0107\ (\theta / 100)^2$ W/m K para $20\ ºC \leq \theta \leq 1\ 200\ ºC$

donde θ es la temperatura del hormigón.

El límite inferior de la conductividad térmica λ_c del hormigón de peso normal puede determinarse a partir de:

$\lambda_c = 1{,}36 - 0{,}136\ (\theta / 100) + 0{,}0057\ (\theta / 100)^2$ W/m K para $20\ ºC \leq \theta \leq 1\ 200\ ºC$

donde θ es la temperatura del hormigón.

(3) La variación del límite superior y del límite inferior de la conductividad térmica con la temperatura se ilustra en la figura A20.3.7.

3.4 Elongación térmica del acero para armaduras pasivas y activas

(1) La deformación térmica unitaria $\varepsilon_s(\theta)$ del acero puede determinarse, respecto a su longitud a 20 ºC, a partir de las siguientes condiciones:

Acero para armaduras pasivas:

$\varepsilon_s(\theta) = -2{,}416 \times 10^{-4} + 1{,}2x10^{-5}\ \theta + 0{,}4 \times 10^{-8}\ \theta^2$ para $20\ ºC \leq \theta \leq 750\ ºC$

$\varepsilon_s(\theta) = 11 \times 10^{-3}$ para $750\ ºC < \theta \leq 860\ ºC$

$\varepsilon_s(\theta) = -6{,}2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5}\ \theta$ para $860\ ºC < \theta \leq 1\ 200\ ºC$

Acero para armaduras activas:

$\varepsilon_p(\theta) = -2{,}016 \times 10^{-4} + 10^{-5}\ \theta + 0{,}4 \times 10^{-8}\ \theta^2$ para $20\ ºC \leq \theta \leq 1\ 200\ ºC$

donde θ es la temperatura del acero (°C)

(2) La variación de la elongación térmica con la temperatura se ilustra en la figura A20.3.8.

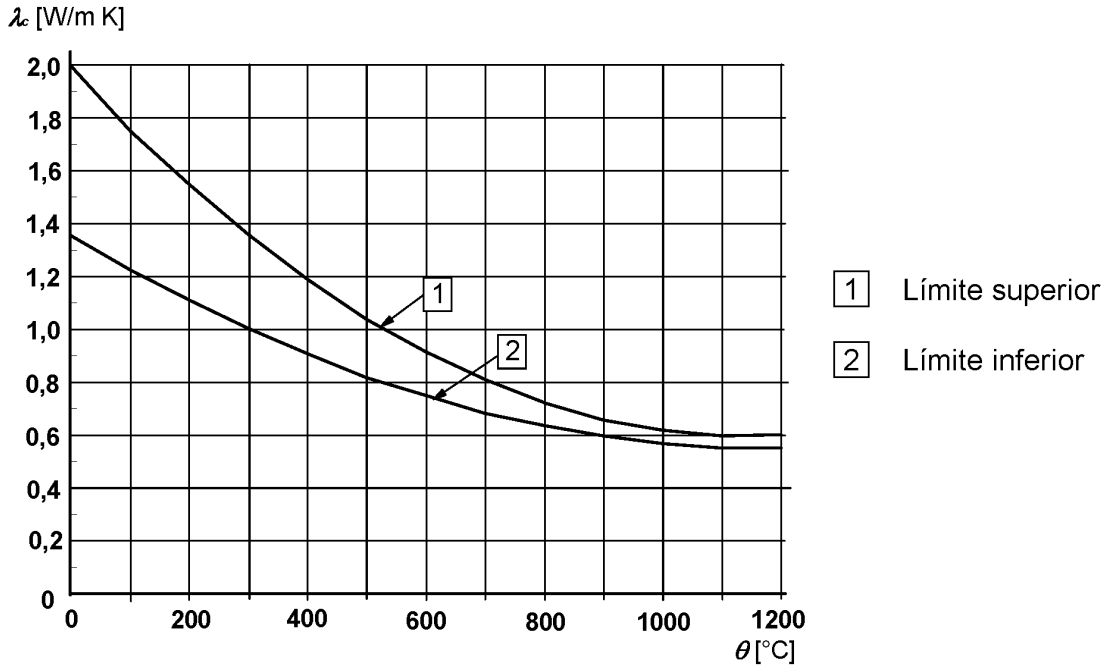


Figura A20.3.7 Conductividad térmica del hormigón

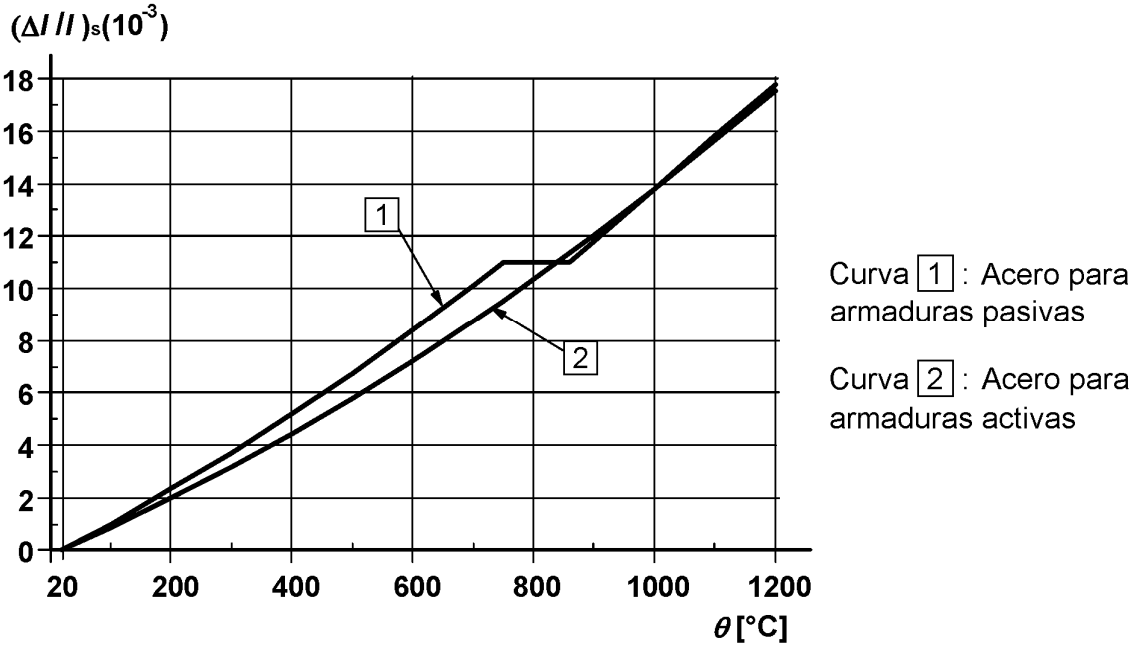


Figura A20.3.8 Elongación térmica total del acero

4 Procedimientos de cálculo

4.1 Generalidades

(1) Se permiten los siguientes métodos de cálculo con el fin de satisfacer el punto (2) del apartado 2.4.1:

- detalles constructivos de acuerdo con soluciones de cálculo reconocidas (datos tabulados o ensayos), véase el apartado 5,

- métodos de cálculo simplificados para tipos específicos de elementos, véase el apartado 4.2,
- métodos de cálculo avanzados para simular el comportamiento de los elementos estructurales, de partes de la estructura o de toda la estructura, véase el apartado 4.3.

NOTA 1: Cuando se utilizan métodos de cálculo, se hace referencia al apartado 4.6 para la función de integridad (E).

NOTA 2: Para la función de aislamiento (I) la temperatura ambiente se supone normalmente 20 ºC.

(2) Se debe evitar el desconchado con unas medidas adecuadas o considerar su influencia en los requisitos de prestaciones (R y/o EI), véase el punto (3) del apartado 4.5.

(3) Debería evitarse un fallo repentino causado por una elongación excesiva del acero producida por el calentamiento de elementos pretensados con armaduras activas (tendones) no adherentes.

4.2 Método de cálculo simplificado

4.2.1 Generalidades

(1) Pueden utilizarse métodos de cálculo simplificados para determinar la capacidad portante máxima de una sección transversal calentada y para comparar la capacidad con la combinación de acciones correspondiente, véase el apartado 2.4.2.

NOTA 1: El Apéndice B proporciona dos métodos alternativos, B.1 "Método de la isoterma 500 ºC" y B.2 "Método de zona" para calcular la resistencia a los momentos flectores y fuerzas axiles. En ambos modelos se pueden incluir efectos de segundo orden. Los dos métodos son aplicables a estructuras sometidas a la exposición a un fuego normalizado. El método B.1 puede utilizarse junto con fuegos normalizados y paramétricos. Se recomienda el método B.2 para su uso con secciones pequeñas y pilares esbeltos, pero solo es válido para fuegos normalizados.

NOTA 2: El Apéndice C proporciona un método de zona para analizar secciones de pilares con efectos de segundo orden significativos.

(2) Para el esfuerzo cortante, la torsión y el anclaje de la armadura, véase el apartado 4.4.

NOTA: El Apéndice D proporciona un método de cálculo simplificado para el esfuerzo cortante, la torsión y el anclaje de la armadura.

(3) Pueden utilizarse métodos simplificados para el dimensionamiento de vigas y losas cargadas, predominantemente, de modo uniforme y donde el cálculo a temperatura ambiente se basa en un análisis lineal.

NOTA: El Apéndice E proporciona un método de cálculo simplificado para el dimensionamiento de vigas y losas.

4.2.2 Perfiles de temperatura

(1) Las temperaturas en una estructura de hormigón expuesta al fuego pueden determinarse partiendo de ensayos o cálculos.

NOTA: Los perfiles de temperatura dados en el Apéndice A pueden utilizarse para determinar las temperaturas en las secciones transversales con áridos silíceos expuestos a un fuego normalizado hasta el momento de temperatura máxima del gas. Los perfiles son conservadores para la mayor parte del resto de áridos.

4.2.3 Sección transversal reducida

(1) Pueden utilizarse métodos simplificados utilizando una sección transversal reducida.

NOTA: El Apéndice B proporciona dos métodos utilizando una sección transversal reducida.

- El método descrito en el apartado B.1 se basa en la hipótesis de que el hormigón, a una temperatura mayor de 500 ºC, se desprecia en el cálculo de la capacidad portante mientras que se supone que el hormigón, a una temperatura mayor de 500 ºC, retiene toda su resistencia. Este método es aplicable a

una sección de hormigón armado y pretensado respecto a carga axil, momento flector y sus combinaciones.

- El método descrito en el apartado B.2 se basa en el principio de que la sección transversal se reduce ignorando una zona no eficaz de las superficies expuestas al fuego. El cálculo debería seguir un procedimiento específico. El método es aplicable a una sección de hormigón armado y pretensado con respecto a carga axil, momento flector y sus combinaciones.

4.2.4 Reducción de la resistencia

4.2.4.1 Generalidades

(1) En este apartado se dan los valores para la reducción de la resistencia característica a compresión del hormigón, y de la resistencia característica de acero para armaduras pasivas y activas. Dichos valores pueden utilizarse con los métodos simplificados de cálculo de secciones transversales descritos en el apartado 4.2.3.

(2) Los valores de reducción de la resistencia dados en los apartados 4.2.4.2 y 4.2.4.3 siguientes solo deberían aplicarse velocidades de calentamiento similares a las que aparecen en la exposición al fuego normalizado hasta el momento de temperatura máxima del gas.

(3) Pueden aplicarse formulaciones alternativas de las leyes materiales, siempre que las soluciones estén en el rango de evidencia experimental.

4.2.4.2 Hormigón

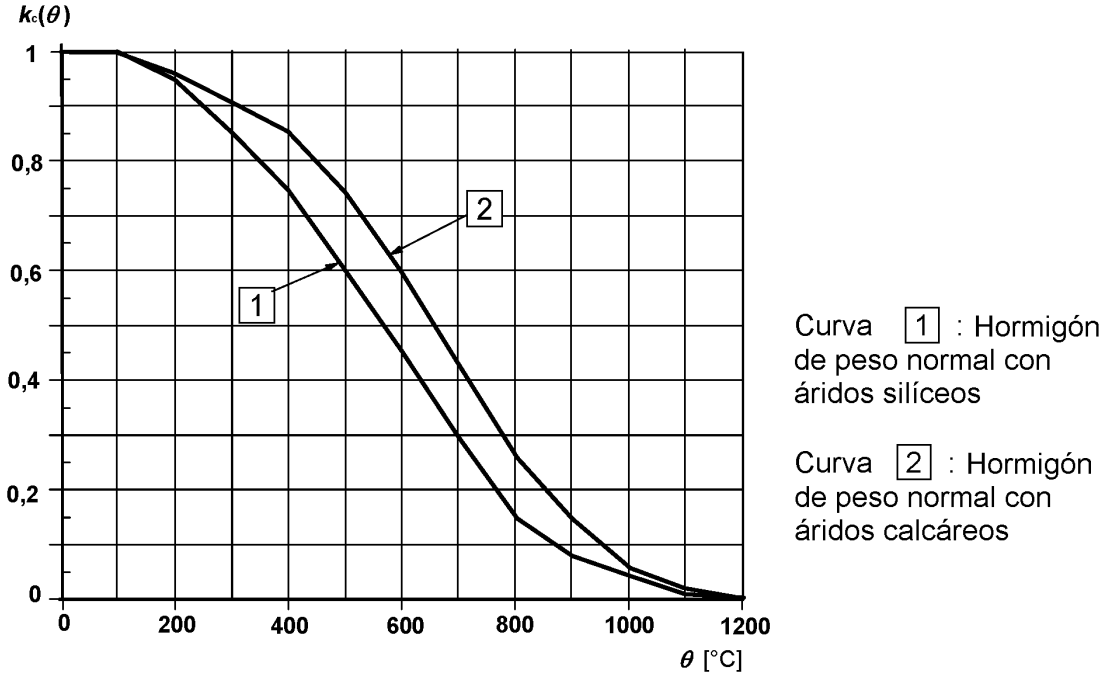


Figura A20.4.1 Coeficiente $k_c(\theta)$ que permite la reducción de la resistencia característica (f_{ck}) del hormigón

(1) La reducción de la resistencia característica a compresión del hormigón como función de la temperatura θ puede utilizarse como se da en la columna 2 de la tabla A20.3.1 para áridos silíceos, y en la columna 5 para áridos calcáreos (véase la figura A20.4.1).

4.2.4.3 Acero

(1) En el caso de la armadura pasiva de tracción, la reducción de la tensión característica del acero para armaduras pasivas se indica en la tabla A20.3.2 en función de la temperatura θ. Para la armadura de

tracción en vigas y losas en las que $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$, se puede reducir la resistencia de una armadura de clase N como se indica en la columna 2 de la tabla A20.3.2 para el acero para armaduras pasivas laminado en caliente, y como se indica en la columna 3 para el acero para armaduras pasivas conformado en frío (véanse las curvas 1 y 2 de la figura A20.4.2).

En el caso de la armadura pasiva de compresión en pilares o zonas comprimidas de vigas y losas se debería utilizar, para la armadura de clase N, el coeficiente de reducción al del límite elástico al 0,2%, como se especifica a continuación. Esta reducción de la resistencia también se aplica a la armadura de tracción si $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$, cuando se utilizan métodos de cálculo simplificados de la sección transversal (véase la curva 3 de la figura A20.4.2):

$k_s(\theta) = 1{,}0$	para 20 ºC $\leq \theta \leq$ 100 ºC
$k_s(\theta) = 0{,}7 - 0{,}3\ (\theta - 400)/300$	para 100 ºC $< \theta \leq$ 400 ºC
$k_s(\theta) = 0{,}57 - 0{,}13\ (\theta - 500)/100$	para 400 ºC $< \theta \leq$ 500 ºC
$k_s(\theta) = 0{,}1 - 0{,}47\ (\theta - 700)/200$	para 500 ºC $< \theta \leq$ 700 ºC
$k_s(\theta) = 0{,}1\ (1200 - \theta)/500$	para 700 ºC $< \theta \leq$ 1 200 ºC

(2) La reducción de la resistencia característica en función de la temperatura, θ, de un acero para armaduras activas debería ser conforme con el punto (2) del apartado 3.2.4. Los valores para el acero conformado en frío pueden tomarse de las columnas 2a o 2b de la tabla A20.3.3 y, para el acero revenido y templado, de la columna 3 (véase la figura A20.4.3).

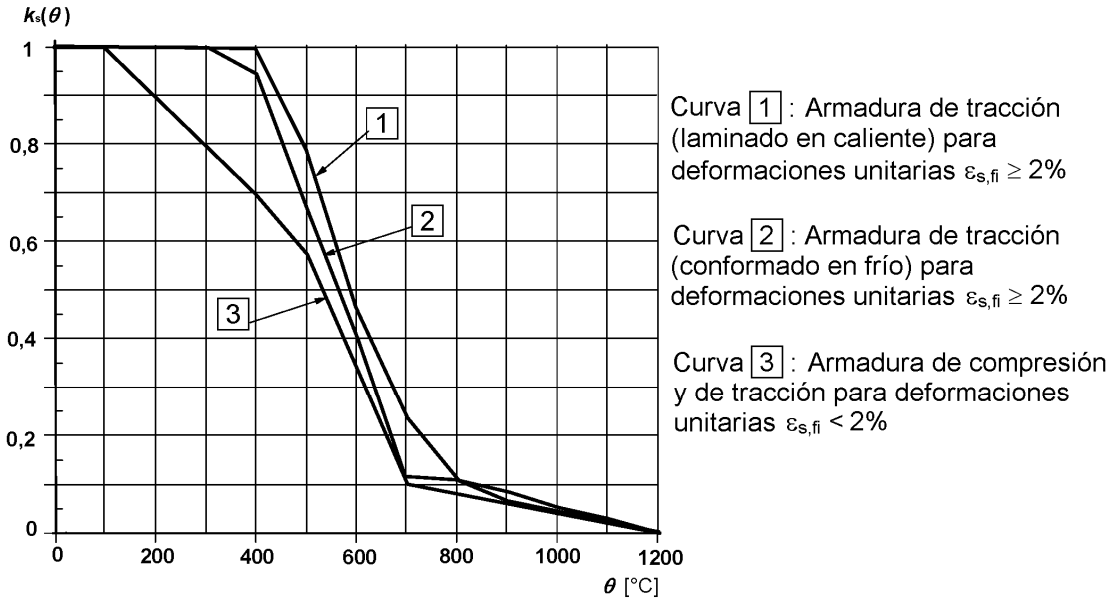


Figura A20.4.2 Coeficiente de reducción $k_s(\theta)$ de la resistencia característica (f_{yk}) de una armadura pasiva de tracción y de compresión (clase N)

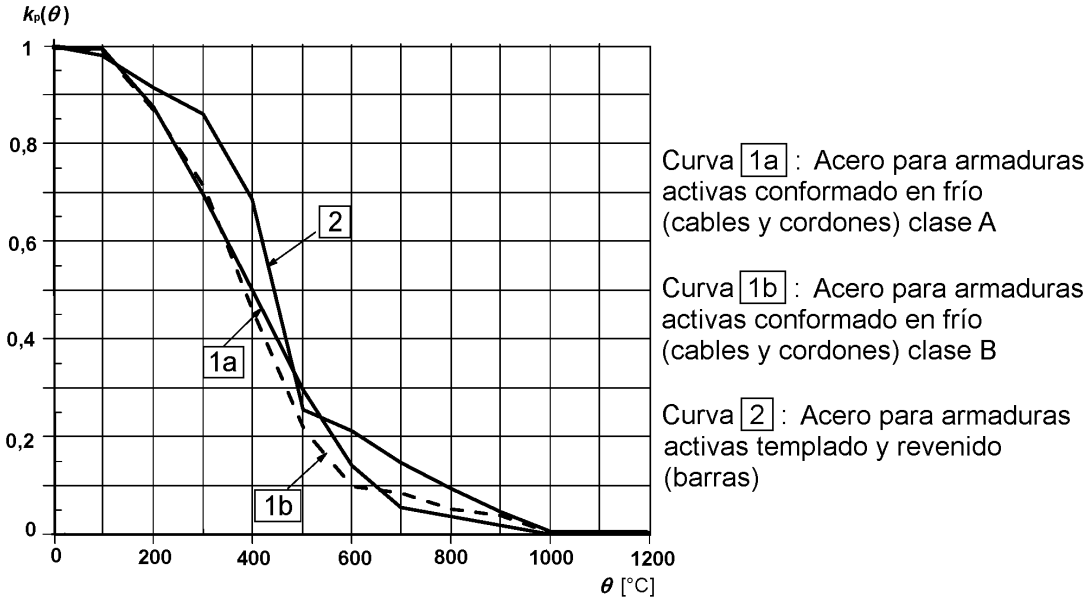


Figura A20.4.3 Coeficiente de reducción $k_p(\theta)$ de la resistencia característica (βf_{pk}) del acero para armaduras activas

4.3 Métodos de cálculo avanzados

4.3.1 Generalidades

(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.

(2) Cualquier fallo potencial no cubierto por el modelo avanzado de cálculo (incluyendo la capacidad de rotación insuficiente, el desconchado, el pandeo local de la armadura pasiva comprimida, el fallo a cortante y de adherencia, o los daños a los dispositivos de anclaje) deben prevenirse mediante medios apropiados.

(3) Los métodos de cálculo avanzados deberían incluir modelos de cálculo para la determinación de:

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

(4) Los métodos de cálculo avanzados pueden utilizarse asociados a cualquier curva de calentamiento, siempre que se conozcan las características de los materiales para el rango de temperaturas y la velocidad de calentamiento correspondientes.

(5) Pueden utilizarse métodos de cálculo avanzado con cualquier tipo de la sección transversal.

4.3.2 Respuesta térmica

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

(2) El modelo de respuesta térmica debe considerar:

a) las acciones térmicas pertinentes, especificadas en la reglamentación específica vigente,

b) la variación de las propiedades térmicas de los materiales.

(3) La influencia de la humedad y de cualquier migración de la humedad dentro del hormigón o de las capas de protección, si existen, se pueden despreciar quedando del lado de la seguridad.

(4) El perfil de temperatura en un elemento de hormigón armado puede evaluarse despreciando la armadura pasiva.

(5) Los efectos de una exposición térmica no uniforme y de la transferencia de calor los componentes de un edificio adyacente pueden incluirse donde proceda.

4.3.3 Respuesta mecánica

(1) Los métodos 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 cambios en las propiedades mecánicas con la temperatura.

(2) Los efectos de las tensiones y las deformaciones unitarias producidas por el aumento de la temperatura y los gradientes de temperatura se deben considerar.

(3) Las deformaciones en el estado de 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) La respuesta mecánica del modelo debe considerar también, cuando proceda, los efectos geométricos no lineales.

(5) La deformación unitaria total ε puede tomarse como:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{fluencia} + \varepsilon_{tr} \qquad (4.15)$$

donde:

ε_{th} es la deformación térmica unitaria

ε_{σ} es la deformación unitaria instantánea dependiente de tensión

$\varepsilon_{fluencia}$ es la deformación unitaria por fluencia, y

ε_{tr} es la deformación unitaria transitoria.

(6) La capacidad portante de los elementos individuales, partes de la estructura o estructuras completas expuestas al fuego puede evaluarse mediante métodos de análisis plástico (véase el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural).

(7) La capacidad de rotación plástica de secciones de hormigón armado debería estimarse teniendo en cuenta las deformaciones unitarias últimas aumentadas ε_{cu} y ε_{su} en caliente. ε_{cu} también se verá afectada por la armadura de confinamiento dispuesta.

(8) La zona comprimida de una sección, especialmente si está directamente expuesta al fuego (por ejemplo momentos negativos en vigas continuas), se debería comprobar, y los detalles constructivos se deberían realizar, prestando una particular atención al desconchado o desprendimiento del recubrimiento del hormigón.

(9) En el análisis por elementos aislados o por partes de la estructura, se deberían comprobar las condiciones de borde y se deberían realizar los detalles constructivos con el fin de evitar el fallo debido a la pérdida del apoyo adecuado para los elementos.

4.3.4 Validación de los métodos de cálculo avanzados

(1) Debe comprobarse la precisión de los métodos de cálculo en función de los resultados de los ensayos relevantes.

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

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

(4) Los parámetros críticos pueden referirse, por ejemplo, a la longitud de pandeo, al tamaño de los elementos y al nivel de carga.

4.4 Cortante, torsión y anclaje

(1) No se requieren comprobaciones adicionales de cortante, la torsión y el anclaje si se cumplen las dimensiones mínimas dadas como datos tabulados.

(2) Pueden utilizarse métodos de cálculo para el cortante, la torsión y el anclaje si están apoyados por información de ensayos.

NOTA El Apéndice D proporciona métodos de cálculo simplificados para cortante, torsión y anclaje.

4.5 Desconchado

4.5.1 Desconchado explosivo

(1) Se debe evitar el desconchado explosivo o se debe considerar su influencia sobre los requisitos de prestaciones (R y/o EI).

(2) Es poco probable que se produzca el desconchado explosivo cuando la humedad del hormigón es menor de *k* % en peso. Para contenidos mayores de *k* % se debería realizar una evaluación más precisa de la humedad, el tipo de áridos, la permeabilidad del hormigón y su velocidad de calentamiento. Se adopta el valor de k=3%.

(3) Puede suponerse que si los elementos se dimensionan para la clase de exposición X0 y XC1 (véase el Anejo 19 del Código Estructural), la humedad de dicho elemento es menor de k% en peso, donde $2,5 \leq k \leq 3,0$.

(4) Si se utilizan datos tabulados no se requiere una comprobación adicional para un hormigón de peso normal. El punto (2) del apartado 4.5.2 es aplicable cuando el recubrimiento mecánico, *a*, es mayor o igual que 70 mm.

(5) Si la humedad del hormigón en vigas, losas y elementos traccionados es superior a *k*% en peso, puede evaluarse la influencia del desconchado explosivo en la capacidad portante R suponiendo una pérdida local de recubrimiento para una barra o grupo de barras de la armadura pasiva en la sección transversal, y comprobando luego la capacidad portante *reducida* de la sección. Para esta comprobación, puede suponerse que la temperatura de las otras barras de la armadura es la de una sección sin desconchar. No se requiere esta comprobación para ningún elemento estructural para el que se haya comprobado experimentalmente un comportamiento correcto respecto al desconchado explosivo, o para el que se aplique una protección complementaria, que compruebe mediante ensayos.

NOTA: Cuando el número de barras es lo suficientemente grande, puede suponerse que es posible una redistribución de tensión aceptable sin pérdida de la estabilidad (R). Esto incluye:

- losas macizas con barras distribuidas uniformemente,
- vigas con una anchura mayor de 400 mm y que contengan más de 8 barras en la zona de tracción.

4.5.2 Desprendimiento del hormigón

(1) Debe evitarse el desprendimiento del hormigón en esta última etapa de la exposición al fuego, o se debe considerar su influencia sobre los requisitos prestaciones (R y/o EI).

(2) En los casos en los que el recubrimiento mecánico es mayor o igual que 70 mm y no se hayan realizado ensayos que demuestren que no se producen desprendimientos, debería disponerse una armadura de piel. La malla de la armadura de piel debería tener una separación no mayor de 100 mm, y un diámetro no menor de 4 mm.

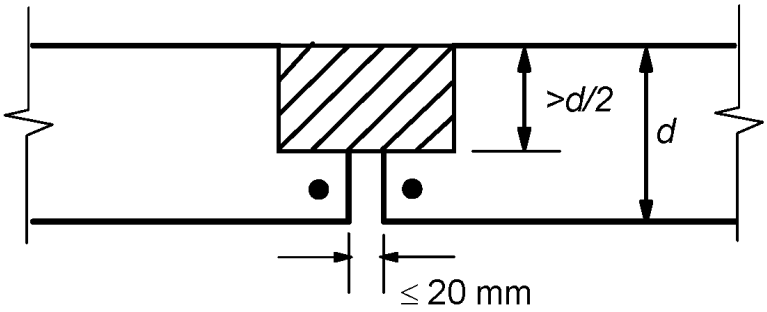
4.6 Uniones

(1) El diseño de las uniones se debe basar en una evaluación general del comportamiento estructural en caso de incendio.

(2) Las uniones se deben detallar de manera que cumplan con los criterios R y EI requeridos para los elementos estructurales conectados y asegurar una estabilidad suficiente de la estructura completa.

(3) Los componentes de la unión del acero estructural deberían dimensionarse para la resistencia al fuego de acuerdo el Anejo 23 del Código Estructural.

(4) En referencia al criterio *I*, la anchura de las holguras en las uniones no debería superar el límite de 20 mm y no debería ser más profunda que la mitad del espesor mínimo *d* (véase el apartado 5) del componente real de separación, véase la figura A20.4.4.



NOTA: No es necesario considerar las barras en las zonas de esquina cercanas a la separación como barras de esquina para los datos tabulados.

Figura A20.4.4 Dimensiones de la separación en las uniones

Para separaciones con mayor profundidad y en las que, si es necesario, se añade un producto de sellado, la resistencia al fuego debería documentarse en base a un procedimiento de ensayo adecuado.

4.7 Capas de protección

(1) La resistencia al fuego requerida también puede obtenerse mediante la aplicación de capas de protección.

(2) Las propiedades y las prestaciones del material para capas de protección deberían evaluarse utilizando procedimientos de ensayo adecuados.

5 Datos tabulados

5.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Este apartado proporciona soluciones de cálculo reconocidas para una exposición al fuego normalizado de hasta 240 min (véase el apartado 4.1). Las reglas hacen referencia al análisis por elementos aislados de acuerdo con el apartado 2.4.2.

NOTA Las tablas se han desarrollado sobre una base empírica confirmada mediante la experiencia y la evaluación teórica de ensayos. Los datos se derivan de supuestos conservadores para los elementos estructurales más comunes, y son válidos para el intervalo completo de la conductividad térmica del apartado 3.3. Pueden encontrarse datos tabulados más específicos en las normas de producto para algunos tipos particulares de productos de hormigón o bien desarrollarse en base al método de cálculo de acuerdo con los apartados 4.2, 4.3 y 4.4.

(2) Los valores dados en las tablas son aplicables al hormigón de peso normal (2000 kg/m^3 a 2600

kg/m^3) fabricado con áridos silíceos.

Si se utilizan áridos calcáreos o áridos ligeros en vigas o losas, la dimensión mínima de la sección transversal puede reducirse en un 10%.

(3) No es preciso realizar, si se utilizan datos tabulados, comprobaciones adicionales relativas a la capacidad a cortante y torsión, ni los detalles constructivos de los anclajes (véase el apartado 4.4).

(4) No es preciso realizar, si se utilizan datos tabulados, comprobaciones adicionales relativas al desconchado, excepto para la armadura de piel (véase el punto (4) del apartado 4.5.1).

5.2 Reglas generales de cálculo

(1) Los requisitos para la función separadora (criterios E e I) (véase el apartado 2.1.2) pueden considerarse satisfechos en los casos en que el espesor mínimo de muros o losas sea conforme con la tabla A20.5.3. Para las uniones debería consultarse el apartado 4.6.

(2) Para la función portante (criterio R), los requisitos mínimos relativos a las dimensiones de la sección y los recubrimientos mecánicos en las tablas se obtienen de:

$$E_{d,fi} / R_{d,fi} \leq 1,0 \qquad (5.1)$$

donde:

$E_{d,fi}$ es el valor de cálculo del efecto de acciones en la situación de incendio

$R_{d,fi}$ es el valor de cálculo la capacidad portante (resistencia) en la situación de incendio.

(3) Los datos tabulados de este apartado se basan en un nivel de carga de referencia η_{fi} = 0,7, a menos que se especifique otra cosa en los apartados correspondientes.

(4) Para asegurar el recubrimiento mecánico requerido en zonas de tracción de vigas y losas simplemente apoyadas, las tablas A20.5.5 y A20.5.6, y la columna 3 de la tabla A20.5.8 (unidireccional), se basan en una temperatura crítica del acero de θ_{cr} = 500 ºC. Esta hipótesis corresponde aproximadamente a $E_{d,fi}$ = 0,7E_d y γ_s = 1,15 (nivel de tensión $\sigma_{s,fi}/f_{yk}$ = 0,60, véase la expresión (5.2)) donde E_d designa el valor de cálculo del efecto de las acciones de acuerdo con el Anejo19 del Código Estructural.

(5) Para los tendones de la armadura activa, la temperatura crítica para las barras se supone de 400 ºC y para cables y cordones, de 350 ºC. Esta hipótesis corresponde aproximadamente a $E_{d,fi}$ = 0,7 E_d, $f_{p0,1k}/f_{pk}$ = 0,9 y γ_s = 1,15 (nivel de tensión $\sigma_{s,fi}/f_{p0,1k}$ = 0,55). En elementos traccionados pretensados, las vigas pretensadas y las losas pretensadas, si no se realiza una comprobación especifica de acuerdo con el punto (7) el recubrimiento mecánico *a* debería incrementarse en:

- 10 mm para las barras de la armadura activa, correspondiente a θ_{cr} = 400 ºC,
- 15 mm para cables y cordones de la armadura activa, correspondiente a θ_{cr} = 350 ºC.

(6) La reducción de la resistencia característica del acero para armaduras pasivas y activas como función de la temperatura θ para su uso con las tablas de este apartado se muestra mediante las curvas de referencia de la figura A20.5.1.

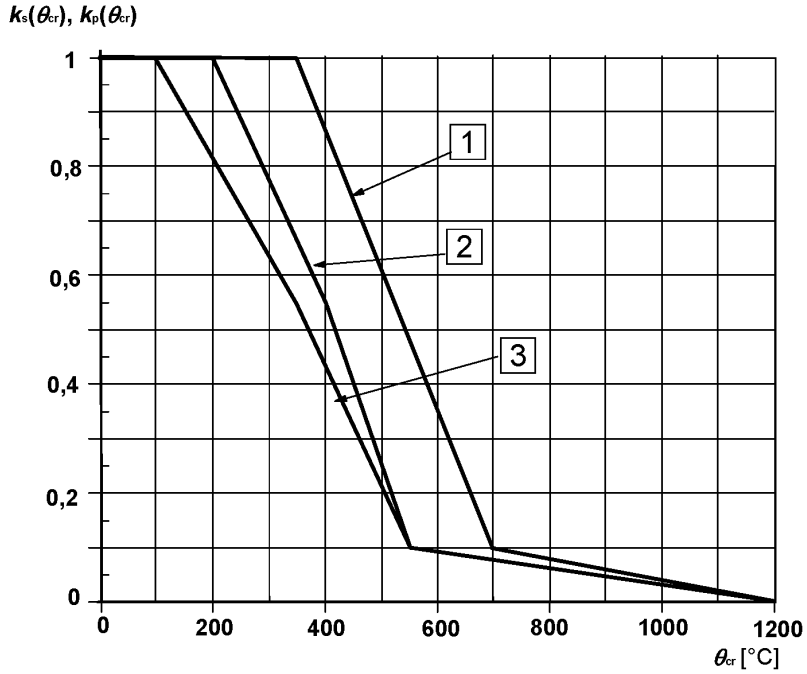


Figura A20.5.1 Curvas de referencia para la temperatura crítica del acero para armaduras pasivas y activas θ_{cr} correspondiente al coeficiente de reducción $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20\ ºC)$ o $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20\ ºC)$

Estas curvas se obtienen del modo siguiente:

i) acero para armaduras pasivas (laminado en caliente o conformado en frío: Artículo 34)

$k_s(\theta) = 1,0$ para $20\ ºC \le \theta \le 350\ ºC$

$k_s(\theta) = 1,0 - 0,4 \cdot (\theta - 350)/150$ para $350\ ºC < \theta \le 500\ ºC$

$k_s(\theta) = 0,61 - 0,5 \cdot (\theta - 500)/200$ para $500\ ºC < \theta \le 700\ ºC$

$k_s(\theta) = 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 700)/500$ para $700\ ºC < \theta \le 1\ 200\ ºC$

ii) acero para armaduras activas (barras: Artículo 36)

$k_p(\theta) = 1,0$ para $20\ ºC \le \theta \le 200\ ºC$

$k_p(\theta) = 1,0 - 0,45 \cdot (\theta - 200)/200$ para $200\ ºC < \theta \le 400\ ºC$

$k_p(\theta) = 0,55 - 0,45 \cdot (\theta - 400)/150$ para $400\ ºC < \theta \le 550\ ºC$

$k_p(\theta) = 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 550)/650$ para $550\ ºC < \theta \le 1\ 200\ ºC$

iii) acero para armaduras activas (cables y cordones: Artículo 36)

$k_p(\theta) = 1,0$ para $20\ ºC \le \theta \le 100\ ºC$

$k_p(\theta) = 1,0 - 0,45 \cdot (\theta - 100)/250$ para $100\ ºC < \theta \le 350\ ºC$

$k_p(\theta) = 0,55 - 0,45 \cdot (\theta - 350)/200$ para $350\ ºC < \theta \le 550\ ºC$

$k_p(\theta) = 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 550)/650$ para $550\ ºC < \theta \le 1\ 200\ ºC$

(7) Para elementos traccionados y elementos simplemente apoyados sometidos a flexión (excepto aquellos con armaduras activas no adherentes), en los que la temperatura crítica no es 500 ºC, el recubrimiento mecánico dado en las tablas A20.5.5, A20.5.6 y A20.5.9 puede modificarse de la siguiente manera:

a) se evalúa la tensión del acero $\sigma_{s,fi}$ para las acciones en situación de incendio ($E_{d,fi}$), utilizando la expresión (5.2),

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \times \frac{f_{yk}(20\,°C)}{\gamma_s} \times \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \qquad (5.2)$$

donde:

γ_s es el coeficiente parcial de seguridad para el acero para armaduras pasivas (véase el apartado 2 del Anejo 19 del Código Estructural)

$A_{s,req}$ es el área de armadura pasiva requerida para el estado límite último de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural

$A_{s,prov}$ es el área de armadura pasiva dispuesta

$E_{d,fi}/E_d$ puede valorarse utilizando el apartado 2.4.2.

b) se evalúa la temperatura crítica de la armadura, θ_{cr}, correspondiente al coeficiente de reducción $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20\ ºC)$ utilizando la figura A20.5.1 (curva de referencia 1) para la armadura pasiva $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20\ ºC)$ utilizando la figura A20.5.1 (curva de referencia 2 o 3) para la armadura activa,

c) se ajusta el recubrimiento mínimo dado en las tablas para la nueva temperatura crítica, θ_{cr}, utilizando la ecuación (5.3) aproximada, donde Δa es la variación de dicho recubrimiento en milímetros:

$$\Delta a = 0{,}1(500 - \theta_{cr})\ (\text{mm}) \qquad (5.3)$$

(8) La aproximación anterior es válida para el rango 350 ºC< θ_{cr}< 700 ºC y únicamente para la modificación del recubrimiento mínimo dado en las tablas. Para temperaturas fuera este rango, y para obtener resultados más precisos, deberían utilizarse perfiles de temperatura. Para el acero para armaduras activas puede aplicarse la expresión (5.2) de modo análogo.

(9) Para las armaduras activas no adherentes, solo deberían utilizarse temperaturas críticas mayores de 350°C cuando se determinen los efectos de las deflexiones mediante métodos más precisos, véase el punto (3) del apartado 4.1.

(10) Para elementos o vigas en tracción en las que el dimensionamiento requiera un θ_{cr} inferior a 400 ºC, las dimensiones de la sección transversal deberían aumentarse incrementando la anchura mínima del elemento en tracción o de la zona traccionada de la viga de acuerdo con la expresión (5.4).

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0{,}8(400 - \theta_{cr})\ (\text{mm}) \qquad (5.4)$$

donde b_{min} es la dimensión mínima b dada en las tablas, correspondiente a la resistencia al fuego normalizada requerida.

Una alternativa al aumento de la anchura de acuerdo con la expresión (5.4) puede ser ajustar el recubrimiento mecánico de la armadura con el fin de obtener la temperatura requerida para la tensión real. Esto requiere utilizar un método más preciso, tal como el dado en el Apéndice A.

(11) Los valores dados en las tablas proporcionan las dimensiones mínimas para la resistencia al fuego, además de las reglas de detalles constructivos requeridas por el Anejo 19 del Código Estructural. Algunos valores del recubrimiento mecánico utilizados en las tablas son menores que los requeridos por el Anejo 19, y deberían tenerse en cuenta únicamente para la interpolación.

(12) Puede realizarse una interpolación lineal entre los valores dados en las tablas.

(13) Los símbolos utilizados en las tablas se definen en la figura A20.5.2.

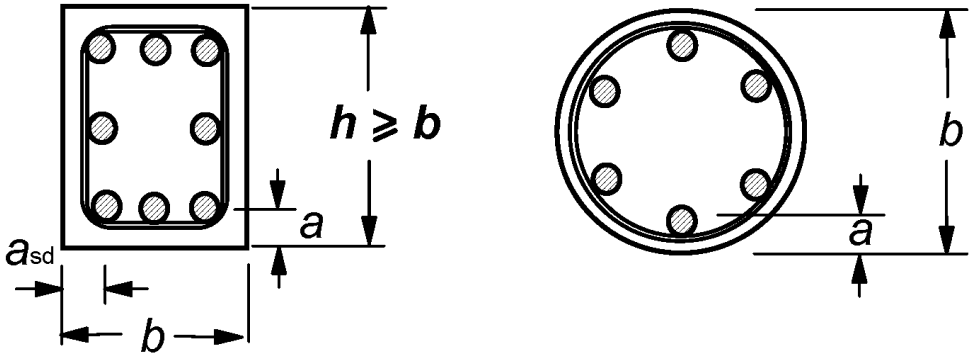


Figura A20.5.2 Secciones transversales de elementos estructurales que muestran el recubrimiento mecánico nominal a

(14) Los recubrimientos mecánicos, a, de una barra, cable o tendón de acero son valores nominales. No es necesario añadir una tolerancia.

(15) Cuando la armadura se dispone en varias capas como se muestra en la figura A20.5.3, y cuando consta de acero para armaduras pasivas o activas con la misma resistencia característica f_{yk} y f_{pk} respectivamente, el recubrimiento mecánico medio a_m no debería ser menor que el recubrimiento mecánico a dado en las tablas. El recubrimiento mecánico medio de la armadura puede determinarse mediante la expresión (5.5).

$$a_m = \frac{A_{s1}a_1 + A_{s2}a_2 + ... + A_{sn}a_n}{A_{s1} + A_{s2} + ... + A_{sn}} = \frac{\sum A_{si}a_1}{\sum A_{si}} \qquad (5.5)$$

donde:

A_{si} es el área de la sección transversal de la barra de acero (tendón, cable) "i"

a_i es el recubrimiento mecánico de la barra de acero (tendón, cable) "i" desde la superficie expuesta más cercana.

Cuando la armadura consta de aceros con distinta resistencia característica, A_{si} debería sustituirse por $A_{si}\, f_{yki}$ (o $A_{si}\, f_{pki}$) en la expresión (5.5).

(16) En los casos en que se utilizan simultáneamente aceros para armaduras pasivas y activas (por ejemplo en un elemento parcialmente pretensado), los recubrimientos mecánicos de las armaduras pasivas y activas deberían determinarse por separado.

NOTA: Se recomienda el uso de gráficos de temperatura y de métodos de cálculo simplificados.

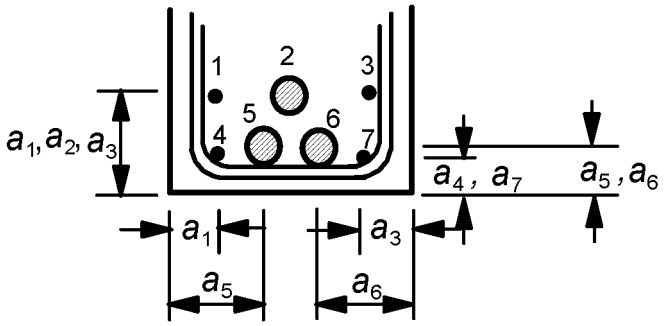


Figura A20.5.3 Dimensiones utilizadas para calcular el recubrimiento mecánico medio a_m

(17) El recubrimiento mecánico mínimo para cualquier barra individual no debería ser menor que el requerido para R 30, para barras en una única capa, o la mitad del recubrimiento mecánico medio para barras en múltiples capas (véase la expresión (5.5).

5.3 Pilares

5.3.1 Generalidades

(1) Para la evaluación de la resistencia al fuego de los pilares se proporcionan dos métodos, el Método A y el Método B.

5.3.2 Método A

(1) La resistencia al fuego de los pilares de hormigón armado y pretensado, sometidos principalmente a compresión en estructuras arriostradas, puede considerarse adecuada si se aplican los valores en la tabla A20.5.2a, junto con las siguientes reglas.

(2) La validez de los valores mínimos de la anchura del pilar $b_{min;}$ y el recubrimiento mecánico a de la armadura pasiva longitudinal dado en la tabla A20.5.2a se limitan del modo siguiente:

- longitud eficaz del pilar (para una definición, véase el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural en la situación de incendio: $l_{0,fi} \leq 3$ m,
- excentricidad de primer orden en la situación de incendio: $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq e_{máx.}$, el valor de $e_{máx.}$ es 0,15h *(*o *b*),
- cuantía de armadura: $A_s < 0{,}04\, A_c$.

NOTA 2: La longitud eficaz de un pilar en la situación de incendio $l_{0,fi}$ puede suponerse igual a l_0 a temperatura ambiente en todos los casos. Para estructuras arriostradas de edificios donde la exposición requerida al fuego normalizado mayor de 30 min, la longitud eficaz $l_{0,fi}$ puede tomarse como 0,5 l para forjados intermedios y como $0{,}5 \leq l_{0,fi} \leq 0{,}7l$ para el forjado superior, donde l es la longitud real del pilar (centro a centro).

NOTA 3: La excentricidad de primer orden en la situación de incendio puede suponerse igual a la obtenida para la temperatura ambiente de cálculo.

(3) Se ha introducido un nivel de uso, en la situación de incendio, μ_{fi}, en la tabla A20.5.2a. Tiene en cuenta las combinaciones de carga, la resistencia a compresión del pilar y la flexión, incluyendo efectos de segundo orden.

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \qquad (5.6)$$

donde:

$N_{Ed.fi}$ es el valor de cálculo de la carga axil en la situación de incendio

N_{Rd} es la resistencia de cálculo del pilar a temperatura ambiente

N_{Rd} se calcula de acuerdo el Anejo 19 del Código Estructural con γ_m para el dimensionamiento a temperatura ambiente, e incluyendo efectos de segundo orden y una excentricidad inicial igual a la excentricidad de $N_{Ed.fi}$.

NOTA 1: El coeficiente de reducción η_{fi} puede utilizarse en lugar de μ_{fi} para el valor de cálculo del nivel de carga (véase el apartado 2.4.2) como una simplificación del lado de la seguridad, puesto que η_{fi} supone que el pilar está totalmente cargado en el cálculo a temperatura ambiente.

Tabla A20.5.2a Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos medios para pilares con sección rectangular o circular

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm) Anchura del pilar $b_{mín.}$/recubrimiento mecánico de la armadura principal			
	Pilar expuesto en más de una cara			Expuesto en una cara
	$\mu_{fi} = 0{,}2$	$\mu_{fi} = 0{,}5$	$\mu_{fi} = 0{,}7$	$\mu_{fi} = 0{,}7$
1	2	3	4	5

R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	–	295/70
** Mínimo 8 barras				
Para los pilares pretensados, debería considerarse un incremento del recubrimiento mecánico de acuerdo al punto (5) del apartado 5.2.				

NOTA: La tabla A20.5.2a se basa en el valor α_{cc} =1,0.

(4) Pueden evaluarse otros valores para datos tabulados utilizando la ecuación (5.7):

$$R = 120\ ((R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n)/120)^{1,8} \qquad (5.7)$$

donde:

$$R_{\eta fi} = 83\left[1{,}00 - \mu_{fi}\frac{(1+\omega)}{(0{,}85/\alpha_{cc})+\omega}\right]$$

$R_a = 1{,}60\ (a - 30)$

$R_l = 9{,}60\ (5 - l_{0,fi})$

$R_b = 0{,}09\ b'$

$R_n = 0$ para $n = 4$ (solo las barras de las esquinas)

$= 12$ para $n > 4$

a es el recubrimiento mecánico de la armadura longitudinal (mm); 25 mm $\leq a \leq$ 80 mm

$l_{0,fi}$ es la longitud eficaz del pilar en la situación de incendio; 2 m $\leq l_{0,fi} \leq$ 6 m

los valores que corresponden a $l_{0,fi}$ = 2 m proporciona resultados del lado de la seguridad para pilares con $l_{0,fi} <$ 2 m

b' = $2A_c/(b+h)$ para secciones transversales rectangulares o el diámetro de secciones transversales circulares

200 mm $\leq b' \leq$ 450 mm; $h \leq 1{,}5\ b$

ω designa la cuantía mecánica de la armadura a temperatura ambiente:

$$= \frac{A_s\ f_{yd}}{A_c\ f_{cd}}$$

α_{cc} es el coeficiente para la resistencia a compresión (véase el Anejo 19 del Código Estructural).

Para la excentricidad de primer orden en la situación de incendio se aplican los límites de validez dados en el punto (2) del apartado 5.3.2.

5.3.3 Método B

(1) La resistencia al fuego de los pilares de hormigón armado puede satisfacerse mediante el uso de la tabla A20.5.2b y las siguientes reglas. Se facilita información adicional en el Apéndice C.

(2) La tabla A20.5.2b es válida únicamente para pilares en estructuras arriostradas en las que:

- el nivel de carga, n, a temperatura ambiente (véase el apartado 5.8 del Anejo 19 del Código Estructural) viene dado por:

  $n = N_{0Ed,fi} / (0{,}7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd}))$ (5.8a)

- la excentricidad de primer orden en la situación de incendio, e, viene dada por:

  $e = M_{0Ed,fi} / (N_{0Ed,fi})$ (5.8b)

  e / b se ha tomado como $\leq 0{,}25$ con $e_{máx.} = 100$ mm

- la esbeltez del pilar en la situación de incendio, λ_{fi}, viene dada por:

  $\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i$ (5.8c)

  λ_{fi} se ha tomado ≤ 30, cubriendo la mayor parte de los pilares en edificaciones normales,

donde:

$l_{0,fi}$ es la longitud eficaz del pilar en la situación de incendio

b es la dimensión mínima de la sección para pilares rectangulares o el diámetro para ilares circulares

$N_{0,Ed,fi}$, $M_{0,Ed,fi}$ es la carga axil y el momento de primer orden en la situación de incendio

ω es la cuantía mecánica de la armadura a temperatura ambiente:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

i es el radio de giro mínimo.

(3) En la tabla A20.5.2b, se han introducido la carga axil y el momento flector de primer orden (véase el apartado 5.8 del Anejo 19 del Código Estructural) utilizando las expresiones (5.8a) y (5.8b) para el nivel de carga del pilar a temperatura ambiente. También se han tenido en cuenta los efectos de segundo orden.

NOTA 1: $N_{0Ed,fi}$ puede tomarse como 0,7 N_{0Ed} (η_{fi} = 0,7, véase el apartado 2.4.2) a menos que η_{fi} se calcule explícitamente).

NOTA 2: El coeficiente de esbeltez λ_{fi} en la situación de incendio puede tomarse igual a λ a temperatura ambiente en todos los casos. Para estructuras arriostradas de edificios donde la exposición requerida al fuego normalizado mayor de 30 min, la longitud eficaz $l_{0,fi}$ puede tomarse como 0,5 l para forjados intermedios y 0,5 $l \leq l_{0,fi} \leq 0{,}7\ l$ para el forjado superior, donde l es la longitud real del pilar (centro a centro).

Tabla A20.5.2b Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos mínimos para pilares de hormigón armado con una sección rectangular o circular

Resistencia al fuego normalizado	Cuantía mecánica de la armadura ω	Dimensiones mínimas (mm) Anchura del pilar $b_{mín}$/ recubrimiento mecánico a			
		n = 0,15	n = 0,3	n = 0,5	n = 0,7
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100 0,500 1,000	150/25* 150/25* 150/25*	150/25* 150/25* 150/25*	200/30:250/25* 150/25* 150/25*	300/30:350/25* 200/30:250/25* 200/30:300/25*

Resistencia al fuego normalizado	Cuantía mecánica de la armadura ω	Dimensiones mínimas (mm) Anchura del pilar $b_{mín}$/ recubrimiento mecánico *a*			
		n = 0,15	*n* = 0,3	*n* = 0,5	*n* = 0,7
R 60	0,100 0,500 1,000	150/30:200/25* 150/25* 150/25*	200/40:300/25* 150/35:200/25* 150/30:200/25*	300/40:500/25* 250/35:350/25* 200/40:400/25*	500/25* 350/40:550/25* 300/50:600/30
R 90	0,100 0,500 1,000	200/40:250/25* 150/35:200/25* 200/25*	300/40:400/25* 200/45:300/25* 200/40:300/25*	500/50:550/25* 300/45:550/25* 250/40:550/25*	550/40:600/25* 500/50:600/40 500/50:600/45
R 120	0,100 0,500 1,000	250/50:350/25* 200/45:300/25* 200/40:250/25*	400/50:550/25* 300/45:550/25* 250/50:400/25*	550/25* 450/50:600/25* 450/45:600/30	550/60:600/45 500/60:600/50 600/60
R 180	0,100 0,500 1,000	400/50:500/25* 300/45:450/25* 300/35:400/25*	500/60:550/25* 450/50:600/25* 450/50:550/25*	550/60:600/30 500/60:600/50 500/60:600/45	(1) 600/75 (1)
R 240	0,100 0,500 1,000	500/60:550/25* 450/45:500/25* 400/45:500/25*	550/40:600/25* 550/55:600/25* 500/40:600/30	600/75 600/70 600/60	(1) (1) (1)

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.

(1) Requiere una anchura mayor de 600 mm. Se requiere una evaluación específica del pandeo.

(4) En pilares en los que $A_s \geq 0{,}02\ A_c$, se requiere una distribución uniforme de las barras a lo largo de las caras de la sección transversal para una resistencia al fuego de más de 90 min.

5.4 Muros

5.4.1 Muros de sectorización no portantes

(1) Cuando la resistencia al fuego de un muro de sectorización solo se requiere para satisfacer el criterio I de aislamiento térmico y el criterio E de integridad, el espesor mínimo no debería ser menor del dado en la tabla A20.5.3. Los requisitos de recubrimientos mecánicos no son aplicables a estas situaciones.

(2) Si se utilizan áridos calcáreos, el espesor mínimo del material dado en la tabla A20.5.3 puede reducirse en un 10%.

(3) Para evitar una deformación térmica excesiva y el consecuente fallo en la integridad entre el muro y la losa, la relación entre la altura libre del muro y su espesor no debería ser mayor de 40.

Tabla A20.5.3 Espesores mínimos de muros no portantes (tabiques)

Resistencia al fuego normalizada	Espesores mínimos del muro (mm)
1	2
EI 30	60
EI 60	80

EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

5.4.2 Muros portantes macizos

(1) Se puede suponer una resistencia al fuego adecuada de los muros portantes de hormigón armado si se aplican los datos indicados en la tabla A20.5.4 y las reglas siguientes.

(2) Los valores del espesor mínimo del muro indicados en la tabla A20.5.4 también pueden usarse para muros de hormigón en masa (véase el apartado 12 del Anejo 19 del Código Estructural).

(3) Los puntos (3) y (4) del apartado 5.4.1 también se aplican para los muros portantes macizos.

NOTA: La relación entre la altura libre del muro y su espesor se limita a 40 en el punto (3) del apartado 5.4.1. La altura libre incluye la limitación de que los datos tabulados para muros son únicamente válidos para estructuras arriostradas, véase la correspondiente limitación para pilares del apartado 5.3.1.

Tabla A20.5.4 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para muros de carga de hormigón

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm) Espesor del muro/recubrimiento mecánico para			
	μ_{fi} = 0,35		μ_{fi} = 0,7	
	muro expuesto en una cara	muro expuesto en dos caras	muro expuesto en una cara	muro expuesto en dos caras
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.

NOTA: Para la definición de μ_{fi} véase el punto (3) del apartado 5.3.2.

5.4.3 Muros cortafuegos

(1) En los casos en que un muro cortafuegos tenga que cumplir con un requisito de resistencia a impacto (criterio M, véase el punto (6) del apartado 2.1.2) además de los apartados 5.4.1 o 5.4.2, el espesor mínimo para el hormigón de peso normal no debería ser menor de:

200 mm para un muro de hormigón en masa (sin armadura),

140 mm para muro portante de hormigón armado,

120 mm para muro no portante de hormigón armado.

y el recubrimiento mecánico del muro portante no debería ser menor de 25 mm.

5.5 Elementos en tracción

(1) La resistencia al fuego de los elementos en tracción de hormigón armado o pretensado puede suponerse como adecuada si se aplican los valores dados en la tabla A20.5.5 y las reglas siguientes.

(2) Cuando la elongación excesiva de un elemento en tracción afecte a la capacidad portante de la estructura, puede ser necesario reducir la temperatura del acero en el elemento en tracción a 400 ºC. En tales situaciones, los recubrimientos mecánicos de la tabla A20.5.5 deberían aumentarse utilizando la expresión (5.3) dada en el punto (7) del apartado 5.2. Para la evaluación de la elongación reducida, deberían utilizarse las propiedades de los materiales dadas en el apartado 3.

(3) La sección transversal de los elementos en tracción no debería ser menor de $2b_{mín}^2$, donde $b_{mín.}$ es la anchura mínima del elemento dada en la tabla A20.5.5.

5.6 Vigas

5.6.1 Generalidades

(1) La resistencia al fuego de los elementos en tracción de hormigón armado o pretensado puede suponerse adecuada si se aplican los valores dados en las tablas A20.5.5 a A20.5.7, junto con las reglas siguientes. Los espesores del alma se designan según la clase WC.

(2) Las tablas se aplican a vigas que pueden exponerse al fuego en tres caras, es decir, la cara superior está aislada por losas u otros elementos cuya su función aislante permanece durante todo el periodo de resistencia al fuego. Para vigas expuestas al fuego en todas sus caras, se aplica el apartado 5.6.4.

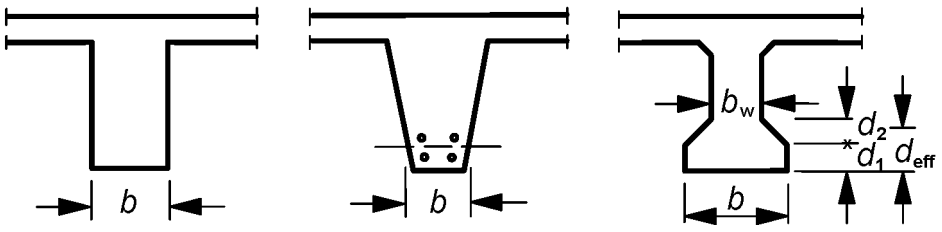
(3) Los valores de las tablas son válidos para las secciones transversales mostradas en la figura A20.5.4. Las reglas de aplicación (5) a (8) del apartado 5.6.1 aseguran unas dimensiones adecuadas de la sección transversal para proteger la armadura.

(4) Para vigas de anchura variable (figura A20.5.4b) el valor mínimo *b* tiene como referencia el centro de gravedad de la armadura de tracción.

(5) La altura eficaz d_{eff} del ala inferior de vigas en doble T (figura A20.5.7) no debería ser menor de:

$$d_{eff} = d_1 + 0{,}5\, d_2 \geq b_{mín.} \qquad (5.9)$$

donde $b_{mín.}$ es el valor mínimo de la anchura de la viga de acuerdo con la tabla A20.5.5.



(a) Anchura constante (b) Anchura variable (c) Sección en doble T

Figura A20.5.4 Definición de dimensiones para distintos tipos de secciones de viga

Esta regla no es aplicable si puede dibujarse una sección transversal imaginaria ((C) en la figura A20.5.5) que satisfaga los requisitos mínimos de resistencia al fuego e incluya toda la armadura pasiva de la sección transversal real.

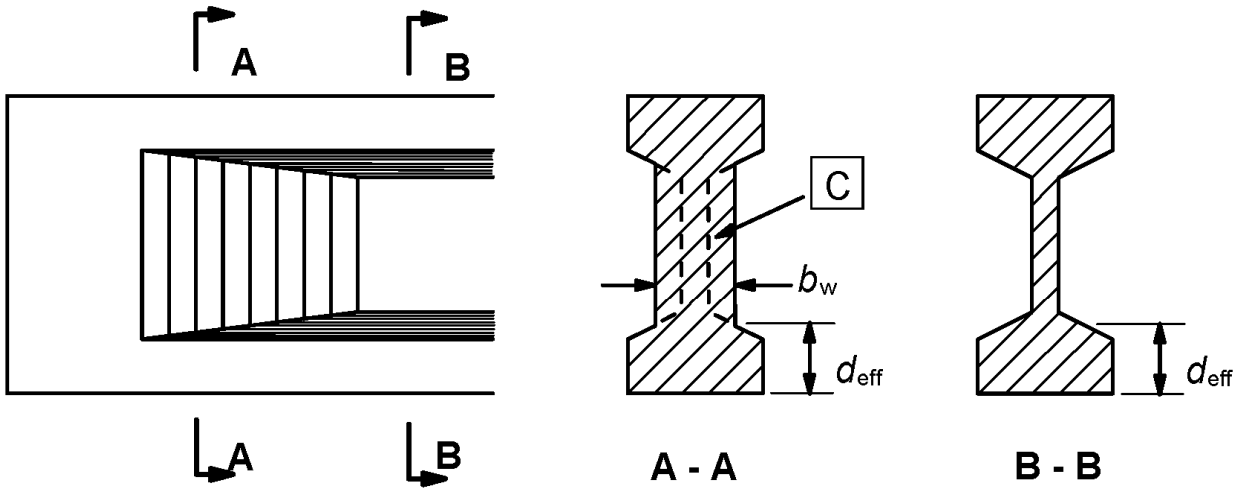
(6) Cuando la anchura real del ala inferior b supere el límite 1,4 b_w (donde b_w designa la anchura real del alma, véase la figura A20.5.4(c) y $b \cdot d_{eff} < 2b^2_{mín.}$, el recubrimiento mecánico de las armaduras pasivas y activas debería aumentarse a:

$$a_{\text{eff}} = a\left(1{,}85 - \frac{d_{\text{eff}}}{b_{\text{mín.}}}\right) \geq a \qquad (5.10)$$

donde:

d_{eff} se obtiene de la expresión (5.9)

$b_{\text{mín}}$ es la anchura mínima de la viga dada en la tabla A20.5.5.



C : Sección transversal imaginaria

Figura A20.5.5 Viga en I con alma de anchura no constante b_w, que satisface los requisitos de una sección transversal imaginaria

(7) Las perforaciones que atraviesan el alma de las vigas no afectan a la resistencia frente al fuego siempre que el área restante de la sección transversal del elemento en la zona de tracción no sea inferior a $A_c = 2b^2_{\text{mín.}}$, donde $b_{\text{mín.}}$ se obtiene de la tabla A20.5.5.

(8) En las esquinas inferiores de las vigas se produce concentración de temperatura. Por ello, se debería aumentar el recubrimiento mecánico a_{sd} (véase la figura A20.5.2) de la barra de la esquina (tendón o cable) en la parte inferior de las vigas con una única capa de armadura en 10 mm para valores de la anchura de la viga hasta los indicados en la columna 4 de la tabla A20.5.5 para vigas simplemente apoyadas, y hasta los indicados en la columna 3 de la tabla A20.5.6 para vigas continuas, para la resistencia al fuego normalizado correspondiente.

5.6.2 Vigas simplemente apoyadas

(1) La tabla A20.5.5 proporciona valores mínimos de los recubrimientos mecánicos del paramento inferior y a las caras de vigas simplemente apoyadas, junto con valores mínimos de la anchura de la viga, para las resistencias al fuego normalizado R 30 a R 240.

5.6.3 Vigas continuas

(1) La tabla A20.5.6 proporciona los valores mínimos de los recubrimientos mecánicos del paramento inferior y lateral de vigas continuas junto con valores mínimos de la anchura de la viga para las resistencias al fuego normalizado R 30 a R 240.

(2) Los datos de la tabla A20.5.6 son válidos únicamente si a) se aplican las reglas de detalles constructivos; y b) la redistribución de los momentos flectores para el dimensionamiento a temperatura ambiente no supera el 15%. En caso contrario, las vigas deberían tratarse como simplemente apoyadas.

NOTA: La tabla A20.5.6 puede utilizarse para vigas continuas en las que la redistribución de momentos es superior al 15%, siempre que haya suficiente capacidad de rotación en los apoyos para las condiciones requeridas de exposición al fuego. Se pueden realizar, si procede, unos cálculos más rigurosos en base a los métodos de cálculo simplificados (por ejemplo, el Apéndice E) para determinar valores más precisos del recubrimiento mecánico y el decalaje de las armaduras superior e inferior.

(3) El área de la armadura superior sobre cada apoyo intermedio para una resistencia al fuego normalizado R90 y superior, para distancias de hasta $0{,}3l_{eff}$ (según se define en el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural desde el eje del apoyo, no debería ser menor de (véase la figura A20.5.6):

$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) \cdot (1 - 2{,}5x / l_{eff} \qquad (5.11)$$

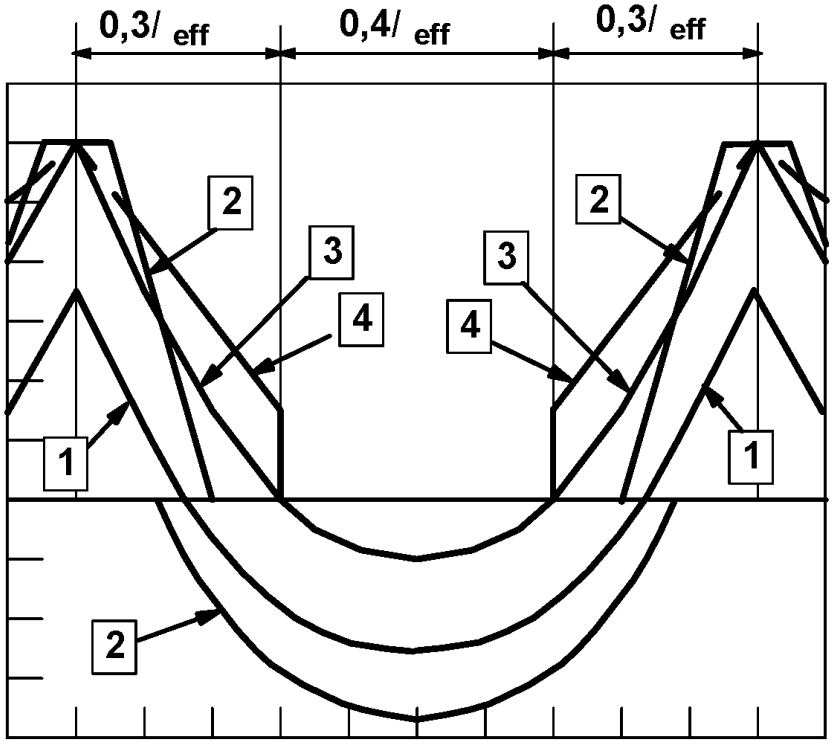
donde:

x es la distancia desde la sección considerada al eje del apoyo, donde $x \leq 0{,}3l_{eff}$

$A_{s,req}(0)$ es el área de armadura superior requerida sobre el apoyo, de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural

$A_{s,req}(x)$ es el área mínima de la armadura superior requerida en la sección situada a una distancia (x) desde el eje del apoyo considerado, pero no menor de $A_s(x)$ como se requiere en el Anejo 19 del Código Estructural

l_{eff} es la longitud eficaz del vano. Si la longitud eficaz de los vanos adyacentes es mayor, debería utilizarse este valor.



1 Diagrama de momentos flectores para las acciones en la situación de incendio a $t = 0$.

2 Envolvente de los momentos flectores solicitantes, equilibrados por las armaduras de tracción de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural.

3 Diagrama de momentos flectores en la situación de incendio.

4 Envolvente de los momentos flectores resistentes de acuerdo con la expresión (5.11).

Figura A20.5.6 Envolvente de los momentos flectores resistentes sobre apoyos para la situación de incendio

Tabla A20.5.5 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas simplemente apoyadas fabricadas con hormigón armado y pretensado

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)						
	Combinaciones posibles de a y b_{min} donde a es el recubrimiento mecánico medio y b_{min} es la anchura de la viga				Espesor del alma b_w		
					Clase WA	Clase WB	Clase WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{mín}$= 80 a = 25	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	$b_{mín.}$= 120 a = 40	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{mín.}$= 150 a = 55	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{mín.}$= 200 a = 65	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{mín.}$= 240 a = 80	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{mín.}$= 280 a = 90	350 80	500 75	700 70	170	170	160
a_{sd} = a + 10 mm (véase la nota inferior)							

Para las vigas pretensadas, se debería considerar un incremento del recubrimiento mecánico según el punto (5) del apartado 5.2.

a_{sd} es el recubrimiento mecánico del paramento lateral de la viga para las barras de esquina (o tendón o cable) de vigas con una única capa de armadura. Para valores de $b_{mín.}$ mayores que el dado en la columna 4 no se requiere un incremento de a_{sd}.

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.

Tabla A20.5.6 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas continuas fabricadas con hormigón armado y pretensado (véase también la tabla A20.5.7)

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)						
	Combinaciones posibles de a y b_{min} donde a es el recubrimiento mecánico medio y b_{min} es la anchura de la viga				Espesor del alma b_w		
					Clase WA	Clase WB	Clase WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{mín.}$= 80 a = 15*	160 12*	-	-	80	80	80
R 60	$b_{mín.}$= 120 a = 25	200 12*	-	-	100	80	100
R 90	$b_{mín.}$= 150	250	-	-	110	100	100

	a = 35	25					
R 120	$b_{mín.}$= 200 a = 45	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	$b_{mín}$= 240 a = 60	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	$b_{mín.}$= 280 a = 75	500 60	650 60	700 50	170	170	160
a_{sd} = a + 10 mm (véase la nota inferior)							

Para las vigas pretensadas, se debería considerar un incremento del recubrimiento mecánico según el punto (5) del apartado 5.2.

a_{sd} es el recubrimiento mecánico del paramento lateral de la viga para las barras de esquina (o tendón o cable) de vigas con una única capa de armadura. Para valores de b_{min} mayores que el dado en la columna 3 no se requiere un incremento de a_{sd}.

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.

(4) La tabla A20.5.6 se aplica a vigas continuas que utilizan armaduras activas no adherentes únicamente si el momento negativo total sobre los apoyos intermedios en la situación de incendio es resistido por las armaduras adherentes.

(5) El espesor del alma de vigas continuas con sección en I b_w (véase la figura A20.5.6) no debería ser menor que el valor mínimo $b_{mín.}$ indicado en la columna 2 de la tabla A20.5.6, para una distancia de 2h desde un apoyo intermedio, a menos que pueda demostrarse que no se producirá un desconchado explosivo (véase el apartado 4.5).

(6) Para impedir una rotura del hormigón por compresión o por cortante en el primer apoyo intermedio de una viga continua, deberían aumentarse la anchura de la viga y el espesor del alma para las resistencias al fuego normalizado R120 - R 240 de acuerdo con la tabla A20.5.7, si se dan las dos condiciones siguientes:

(a) El apoyo del extremo no presenta ninguna resistencia a flexión, ni por la unión ni por la viga (para los propósitos de este punto, el punto (1) del apartado 9.2.1.2 del Anejo 19 del Código Estructural ofrece el momento resistente cuando se incorpora a una unión capaz de transferir momentos), y

(b) $V_{Ed} > 2/3V_{Rd,máx.}$ en el primer apoyo intermedio, donde V_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo de cortante a temperatura ambiente y $V_{Rd,máx.}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de las bielas comprimidas de acuerdo con el apartado 6 del Anejo 19 del Código Estructural.

Tabla A20.5.7 Vigas en doble T continuas de hormigón armado y pretensado; anchura de viga y espesor del alma incrementados para las condiciones del punto (6) del apartado 5.6.3

Resistencia al fuego normalizado	Anchura mínima de viga $b_{mín.}$ (mm) y espesor del alma b_w (mm)
1	2
R 120	220
R 180	380
R 240	480

5.6.4 Vigas expuestas en todas sus caras

1) Se aplican las tablas A20.5.5, A20.5.6 y A20.5.7: sin embargo

- la altura de la viga no debería ser menor que la anchura mínima requerida para el periodo de resistencia al fuego correspondiente,
- el área de la sección transversal de la viga no debería ser menor que:

$$A_c = 2b_{mín.}^2 \qquad (5.12)$$

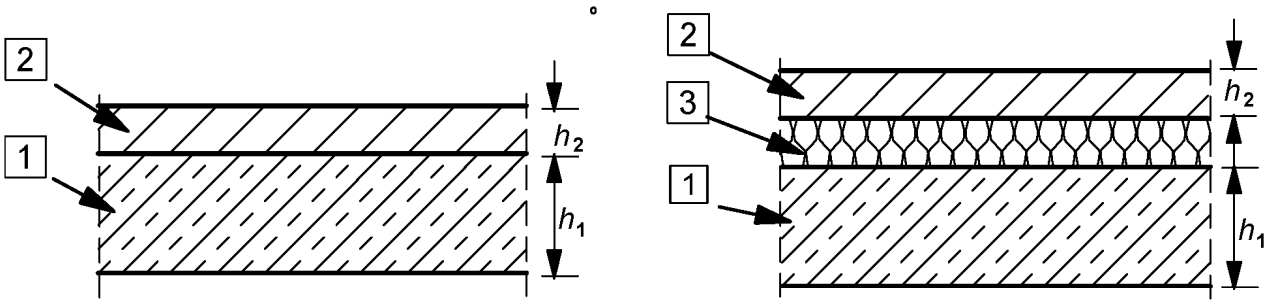
donde $b_{mín.}$ se obtiene de las tablas A20.5.5 a A20.5.7.

5.7 Losas

5.7.1 Generalidades

(1) La resistencia al fuego de las losas de hormigón armado y pretensado puede considerarse adecuada si se aplican los valores de la tabla A20.5.8, junto con las reglas siguientes.
(2) El espesor mínimo de losa h_s dado en la tabla A20.5.8 asegura una función separadora adecuada (criterio E e I). Los revestimientos del suelo contribuirán a la función separadora de forma proporcional a su espesor (véase la figura A20.5.7). Si es necesaria una función portante (criterio R) solo se tomará el espesor de losa necesario supuesto para el cálculo según el Anejo 19 del Código Estructural.

(3) Las reglas dadas en los apartados 5.7.2 y 5.7.3 también se aplican a las alas de vigas con secciones tipo T o Π.



1 Losa de hormigón

2 Revestimiento del suelo (no combustible)

3 Aislante acústico (eventualmente combustible)

$h_s = h_1 + h_2$ (Tabla 20.5.9)

Figura A20.5.7 Placa de hormigón con revestimiento del suelo

5.7.2 Losas macizas simplemente apoyadas

(1) La tabla A20.5.8 proporciona los valores mínimos de los recubrimientos mecánicos de la cara inferior de losas simplemente apoyadas para resistencias al fuego normalizado R 30 a R 240.

(2) En losas bidireccionales *a* designa el recubrimiento mecánico en la capa inferior.

Tabla A20.5.8 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para losas macizas simplemente apoyadas de hormigón armado y pretensado unidireccionales y bidireccionales

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Espesor de la losa h_s (mm)	Recubrimiento mecánico *a*		
		Unidireccional	Bidireccional	
			$l_y/l_x \leq 1{,}5$	$1{,}5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x y l_y son las luces de una losa bidireccional (dos direcciones en ángulo recto) donde l_y es la mayor luz.

Para las losas pretensadas, debería tenerse en cuenta el incremento del recubrimiento mecánico *a* de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2.

El recubrimiento mecánico *a* indicado en las columnas 4 y 5 para losas bidireccionales se refiere a losas apoyadas en los cuatro bordes. En caso contrario, deberían tratarse como una losa unidireccional.

* El recubrimiento geométrico requerido por el anejo 19 será, normalmente, el valor determinante.

5.7.3 Losas macizas continuas

(1) Los valores dados en la tabla A20.5.8 (columnas 2 y 4) también se aplican a losas continuas unidireccionales y bidireccionales.

(2) Se aplican la tabla A20.5.8 y las reglas siguientes para losas en las que la redistribución de momentos no supera el 15% para el cálculo a temperatura ambiente. A falta de un cálculo más riguroso y cuando la redistribución supera el 15%, o no se siguen las reglas de detalles de esta norma, cada vano de losa continua debería valorarse como una losa simplemente apoyada utilizando la tabla A20.5.8 (las columnas 2, 3, 4 o 5 respectivamente).

Las reglas indicadas en el punto (3) del apartado 5.6.3 para vigas continuas también se aplican a losas continuas. Si no se siguen estas reglas, cada vano de una losa continua debería evaluarse como una losa simplemente apoyada igual que en el caso anterior.

(3) Debería disponerse una armadura mínima negativa $A_s \geq 0{,}005\ A_c$ sobre el apoyo intermedio, si es aplicable alguna de las siguientes condiciones:

a) Se utiliza armadura conformada en frío,

b) En losas continuas de dos vanos, no existen coacciones a flexión en los apoyos extremos ni por los detalles constructivos del Anejo 19 del Código Estructural ni por las condiciones de dimensionamiento (véase, por ejemplo, el apartado 9 del Anejo 19),

c) No se da la posibilidad de redistribuir efectos de carga transversales en la dirección del vano como, por ejemplo, en los muros intermedios u otros apoyos en la dirección del vano, no considerados en el cálculo (véase la figura A20.5.8).

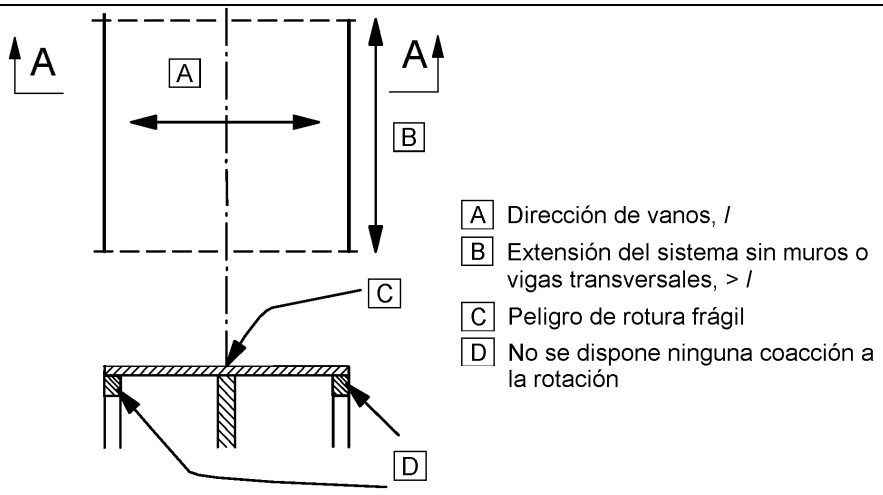


Figura A20.5.8 Sistemas de losas para las que deberían disponerse las armaduras mínimas de acuerdo con el punto (3) del apartado 5.7.3

5.7.4 Losas planas

(1) Las siguientes reglas se aplican a losas en las que la redistribución de momentos de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural, no supera el 15%. En caso contrario, los recubrimientos mecánicos de las armaduras deberían tomarse como en las losas unidireccionales (columna 3 de la tabla A20.5.8) y el espesor mínimo de la tabla A20.5.9.

(2) Para calificaciones de la resistencia al fuego normalizado REI 90 y superiores se debería disponer de forma continua sobre todo el vano al menos el 20% de la armadura superior total sobre apoyos intermedios requerida por el Anejo 19 en cada dirección. Esta armadura debería colocarse en la banda del apoyo.

(3) Los espesores mínimos de losa no deberían reducirse (por ejemplo teniendo en cuenta los revestimientos de los suelos).

(4) La distancia *a* designa el recubrimiento mecánico de la capa inferior.

Tabla A20.5.9 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para losas planas sólidas de hormigón armado y pretensado

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)	
	Espesor de losa h_s	Recubrimiento mecánico *a*
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50
* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.		

5.7.5 Losas nervadas

(1) Para la evaluación de la resistencia al fuego de losas nervadas unidireccionales armadas y pretensadas, se aplican los apartados 5.6.2 y 5.6.3 para los nervios y el apartado 5.7.3 y las columnas 2 y 5 de la tabla A20.5.8 para las alas.

(2) Para losas nervadas armadas y pretensadas apoyadas en dos sentidos, su resistencia al fuego puede suponerse adecuada si se aplican los valores en las tablas A20.5.10 y A20.5.11, junto con las reglas siguientes.

(3) Los valores de las tablas A20.5.10 y A20.5.11 son válidos para losas nervadas sometidas predominantemente a cargas repartidas de forma uniforme.

(4) Para losas nervadas con armadura dispuesta en varias capas se aplica el punto (15) del apartado 5.2.

(5) En losas nervadas continuas, la armadura superior debería colocarse en la mitad superior del ala.

(6) La tabla A20.5.10 es válida para losas nervadas bidireccionales simplemente apoyadas. También es válida para losas nervadas bidireccionales con al menos un borde coaccionado y resistencias al fuego normalizado inferiores a REI 180, en las que los detalles constructivos de la armadura superior no satisfacen los requisitos expuestos en el punto (3) del apartado 5.6.3.

(7) La tabla A20.5.11 es válida para losas nervadas bidireccionales con, al menos, un borde coaccionado. Para los detalles constructivos de la armadura superior se aplica el punto (3) del apartado 5.6.3 para todas las resistencias al fuego normalizado.

Tabla A20.5.10 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para losas nervadas de hormigón armado o pretensado bidireccionales simplemente apoyadas

Resistencia al fuego normalizado	Medidas mínimas (mm)			
	Posibles combinaciones de la anchura de los nervios $b_{mín.}$ y recubrimiento mecánico a			Espesor de la losa h_s y recubrimiento mecánico a en el ala
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{mín.}$ = 80 a = 15*	-	-	h_s = 80 a = 10*
REI 60	$b_{mín.}$ = 100 a = 35	120 25	≥ 200 15*	h_s = 80 a = 10*
REI 90	$b_{mín.}$ = 120 a = 45	160 40	≥250 30	h_s = 100 a = 15*
REI 120	$b_{mín.}$ = 160 a = 60	190 55	≥ 300 40	h_s = 120 a = 20
REI 180	$b_{mín.}$ = 220 a = 75	260 70	≥ 410 60	h_s = 150 a = 30
REI 240	$b_{mín.}$ = 280 a = 90	350 75	≥500 70	h_s = 175 a = 40
$a_{sd} = a + 10$				
Para losas nervadas pretensadas, el recubrimiento mecánico a debería incrementarse de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2. a_{sd} designa el recubrimiento mecánico medio del paramento lateral del nervio expuesto al fuego.				
* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 será, normalmente, el valor determinante.				

Tabla A20.5.11 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para losas nervadas de dos vanos de hormigón armado o pretensado con al menos una arista restringida

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Posibles combinaciones de la anchura de los nervios $b_{mín.}$ y el recubrimiento mecánico a			Espesor de la losa h_s y recubrimiento mecánico a en el ala
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{mín.}$ = 80 a = 10*	-	-	h_s = 80 a = 10*
REI 60	$b_{mín.}$ = 100 a = 25	120 15*	≥200 10*	h_s = 80 a = 10*
REI 90	$b_{mín.}$ = 120 a = 35	160 25	≥ 250 15*	h_s = 100 a = 15*
REI 120	$b_{mín.}$ = 160 a = 45	190 40	≥300 30	h_s = 120 a = 20
REI 180	$b_{mín.}$ = 310 a = 60	600 50	-	h_s = 150 a = 30
REI 240	$b_{mín.}$ = 450 a = 70	700 60	-	h_s =175 a = 40
$a_{sd} = a + 10$				
Para losas nervadas pretensadas, el recubrimiento mecánico a debería incrementarse de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2. a_{sd} designa el recubrimiento mecánico del paramento lateral del nervio expuesto al fuego.				
* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 será, normalmente, el valor determinante.				

6 Hormigones de alta resistencia

6.1 Generalidades

(1) Este apartado proporciona reglas adicionales para el hormigón de alta resistencia (HSC – *high strength concrete*).

(2) Los elementos estructurales se deben dimensionar a altas temperaturas con las propiedades de ese tipo de hormigón y debe tenerse en cuenta el riesgo de desconchado.

(3) Las propiedades de resistencia se dan para tres clases y las recomendaciones contra el desconchado se dan para dos gamas de HSC.

NOTA: En los casos en que sea probable que la resistencia característica real del hormigón sea de una clase superior a la especificada en el cálculo, debería utilizarse la reducción relativa de la resistencia para la clase superior para los cálculos de resistencia al fuego.

(4) Las propiedades y las recomendaciones se dan para la exposición al fuego correspondiente únicamente a la curva normalizada tiempo-temperatura.

(5) Debería aplicarse una reducción en la resistencia, $f_{c,\theta}/f_{ck}$, a alta temperatura. Se dan tres clases de valores de de $f_{c,\theta}/f_{ck}$ en la tabla A20.6.1, siendo para hormigones con f_{ck} 55 y 60 N/mm^2 la clase 1, para hormigones con f_{ck} 70 y 80 N/mm^2 la clase 2 y para hormigones con f_{ck} 90 N/mm^2 la clase 3. Véanse también las notas a los puntos (3) del apartado 6.4.2.1 y (2) del apartado 6.4.2.2.

Tabla A20.6.1 Reducción de la resistencia a alta temperatura

Temperatura del hormigón θ ºC	$f_{c,\theta}/f_{ck}$		
	Clase 1	Clase 2	Clase 3
20	1,00	1,0	1,0
50	1,00	1,0	1,0
100	0,90	0,75	0,75
200			0,70
250	0,90		
300	0,85		0,65
400	0,75	0,75	0,45
500			0,30
600			0,25
700			
800	0,15	0,15	0,15
900	0,08		0,08
1000	0,04		0,04
1100	0,01		0,01
1200	0,00	0,00	0,00

6.2 Desconchado

(1) Para hormigones con resistencia característica f_{ck} 55 a 80 N/mm^2 se aplican las reglas dadas en el apartado 4.5, siempre que el contenido máximo de humo de sílice sea menor del 6% en peso de cemento. Para contenidos más altos de humo de sílice, se aplican las reglas dadas en el punto (2).

(2) Para hormigones con resistencia característica f_{ck} 80 a 90 N/mm^2 debería aplicarse al menos uno de los métodos siguientes:

Método A: Una malla de armadura con un recubrimiento geométrico nominal de 15 mm. Esta malla debería tener alambres con un diámetro $\geq$ 2 mm con un paso $\leq 50 \times 50$ mm. El recubrimiento geométrico nominal para la armadura principal debería ser $\geq$ 40 mm.

Método B: Un tipo de hormigón para el que se haya demostrado (por experiencia local o mediante ensayos) que no se produce desconchado del hormigón por la exposición al fuego.

Método C: Capas de protección para las que se haya demostrado que no se produce desconchado del hormigón por la exposición al fuego.

Método D: La mezcla de hormigón incluye más de 2 kg/m^3 de fibras monofilamento de propileno.

6.3 Propiedades térmicas

(1) Los valores dados en el apartado 3.3 pueden aplicarse también al hormigón de alta resistencia.

NOTA 1: No se proporcionan valores para la conductividad térmica para el hormigón de alta resistencia.

NOTA 2: La conductividad térmica del hormigón de alta resistencia puede ser mayor que la del hormigón de resistencia normal.

6.4 Cálculo estructural

6.4.1 Cálculo de la capacidad portante

(1) La capacidad portante en la situación de incendio se debe determinar considerando lo siguiente:

- la exposición térmica y el campo de temperaturas resultante en el elemento,
- la reducción de la resistencia del material debido a unas temperaturas elevadas,
- las solicitaciones debidas a la dilatación térmica producida,
- los efectos de segundo orden.

(2) Esta determinación puede realizarse mediante un análisis estructural global o un análisis simplificado por elemento. El análisis estructural global debería basarse en información contrastada. Los métodos de cálculo simplificado para pilares, muros, vigas y losas se describen a continuación.

6.4.2 Métodos de cálculo simplificados

(1) Los métodos de cálculo simplificados dados en el anexo B son aplicables al hormigón de alta resistencia.

6.4.2.1 Pilares y muros

(1) Puede realizarse una comprobación de la capacidad portante de pilares y muros en la situación de incendio para una sección transversal reducida utilizando los métodos aplicables al cálculo normal, por ejemplo, el apartado B.1.

(2) La sección transversal reducida debería obtenerse en base al método simplificado del Apéndice B, suprimiendo del hormigón no eficaz por el fuego debido a la influencia de los factores de segundo orden.

(3) En el cálculo de la sección transversal reducida, el espesor reducido del hormigón se calcula a partir de la profundidad de la isoterma 500 ºC, a_{500}, incrementada por un coeficiente k. Por ello, en el cálculo de la sección transversal reducida para pilares y muros debería utilizarse la expresión (6.4).

$$a_z = k\, a_{z,\,500} \qquad (6.4)$$

k permite la conversión desde la profundidad de isoterma de 500 ºC a la de 460 ºC para la clase 1 en la tabla A20.6.1, y a la profundidad de isoterma de 400 ºC para la clase 2 en la tabla A20.6.1. El valor de k es 1,1 para la Clase 1 y de 1,2 para la Clase 2. Para la Clase 3, se recomiendan métodos más precisos.

(4) El momento resistente de las secciones transversales sometidas a flexocompresión puede calcularse utilizando el método de zona indicado en el apartado B.2, teniendo en cuenta $E_{c,fi}(\theta) = k_c^2(\theta)\cdot E_c$ si procede.

(5) Los regímenes de calentamiento que no cumplan los criterios del método simplificado requieren un análisis completo y detallado que considere la resistencia relativa del hormigón en función de la temperatura.

6.4.2.2 Vigas y losas

(1) El momento resistente de las vigas y losas en la situación de incendio puede obtenerse a partir de la sección transversal reducida, como se define en el apartado B.1, utilizando los métodos aplicables al cálculo normal.

(2) Debería realizarse una reducción adicional del momento resistente calculado:

$$M_{d,fi} = M_{500}\cdot k_m \qquad (6.5)$$

donde:

$M_{d,fi}$ es el valor de cálculo del momento resistente en la situación de incendio

M_{500} es el momento resistente calculado a partir de la sección transversal reducida, definida mediante la isoterma 500 ºC

k_m es un coeficiente de reducción (que depende de la reducción de la resistencia dada en la tabla A20.6.1) cuyos valores se incluyen en la tabla A20.6.2 de este anejo para las Clases 1 y 2. Para la Clase 3 se recomiendan métodos más precisos.

Tabla A20.6.2 Coeficientes de reducción del momento resistente para vigas y losas

Elemento	k_m	
	Clase 1	Clase 2
Vigas	0,98	0,95
Losas expuestas al fuego en la zona de compresión	0,98	0,95
Losas expuestas al fuego en la cara de tracción, $h_1 \geq 120$ mm	0,98	0,95
Losas expuestas al fuego en la cara de tracción, $h_1 = 50$ mm	0,95	0,85
donde h_1 es el espesor del hormigón de la losa (véase la figura A20.5.7)		

(3) Para espesores de losa en el rango 50 a 120 mm, con exposición al fuego en la cara de tracción, el coeficiente de reducción puede obtenerse por interpolación lineal.

(4) Los regímenes de calentamiento que no cumplan los criterios del método simplificado deberían apoyarse en análisis completos y detallados que consideren la resistencia relativa del hormigón en función de la temperatura.

6.4.3 Datos tabulados

(1) El método tabulado dado en el apartado 5 puede utilizarse también para HSC si las dimensiones mínimas de la sección transversal se aumenta en:

- $(k - 1)a$ para muros y losas expuestas únicamente en una cara,
- $2(k - 1)1)\ a$ para todos los demás elementos estructurales, y el recubrimiento mecánico se multiplica por k.

donde:

k es el coeficiente dado en el punto (3) del apartado 6.4.2.1

a es el recubrimiento mecánico requerido en el apartado 5.

NOTA: Para los pilares, debería definirse el grado de utilización en la situación de incendio μ_{fi} o el nivel de carga de un pilar a temperatura ambiente n antes de calcular el aumento de las dimensiones de la sección transversal por $2(k - 1)a$.

Apéndice A Recomendaciones para los perfiles de temperatura

(1) Este apéndice proporciona los perfiles de temperatura calculados para losas (figura A20.A.2), vigas (figuras A20.A.3 – A20.A.10) y pilares (figuras A20.A.11 – A20.A.20). La figura A20.A.2, para losas, también se aplica a muros expuestos por una cara.

(2) Las figuras se basan en los siguientes valores:

- el calor específico del hormigón es el dado en el apartado 3.3.2, con una humedad específica del 1,5%. Los gráficos de temperatura son conservadores para humedades mayores de 1,5%,
- el límite inferior de la conductividad térmica del hormigón es el dado en el apartado 3.3.3.

NOTA El límite inferior de la conductividad térmica se ha obtenido a partir de comparaciones con temperaturas medidas en los ensayos de fuego para distintos tipos de estructuras de hormigón. El límite inferior proporciona temperaturas más realistas para estructuras de hormigón que el límite superior, obtenido de ensayos para estructuras compuestas de acero y hormigón

- la emisividad relativa a la superficie del hormigón, 0,7, es la dada en el apartado 2.2,
- el coeficiente de convección es 25 W/m^{2}K.

(3) La figura A20.A.1 muestra cómo los perfiles de temperatura representan la temperatura en la sección transversal de vigas y pilares teniendo en cuenta la simetría.

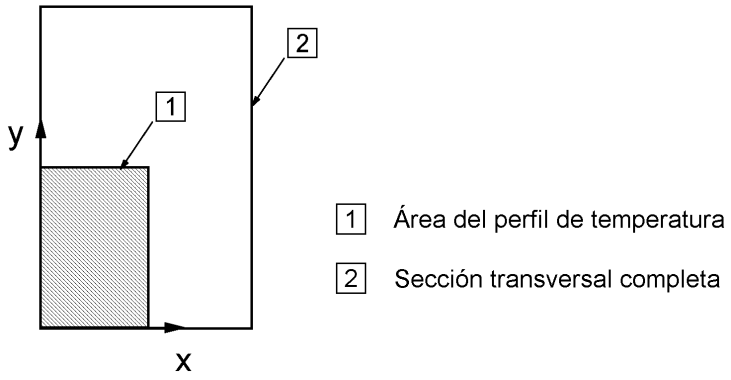
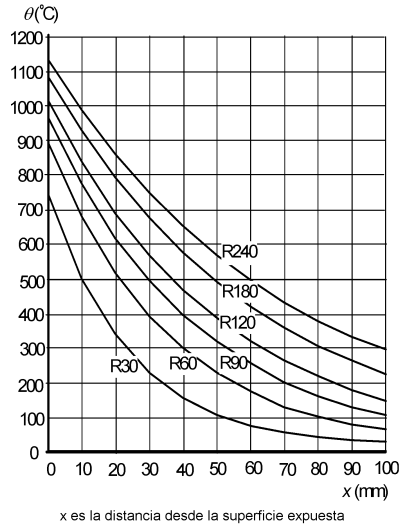


Figura A20.A.1 Área de la sección transversal para la que se presentan los perfiles de temperatura



x es la distancia desde la superficie expuesta

Figura A20.A.2 Perfiles de temperatura para losas (altura *h* = 200) para R60 - R240

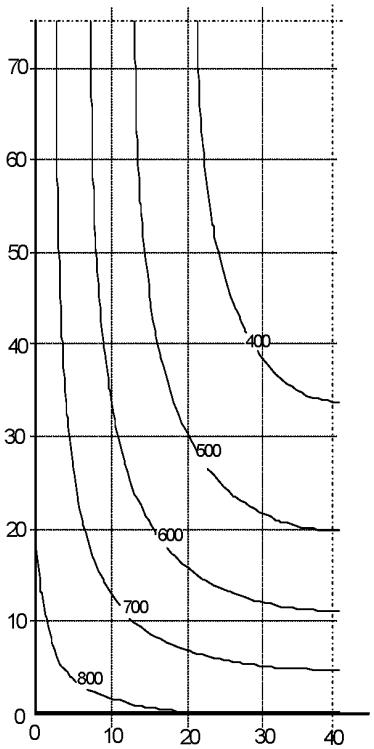
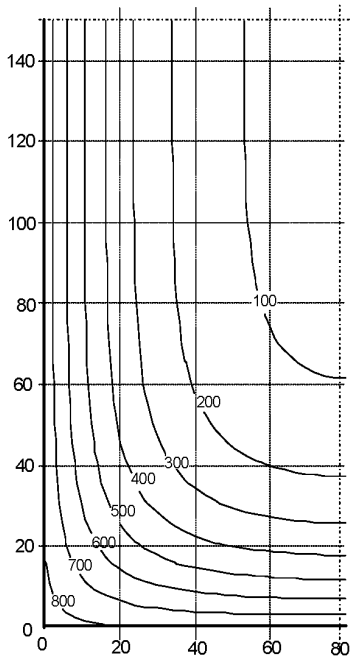
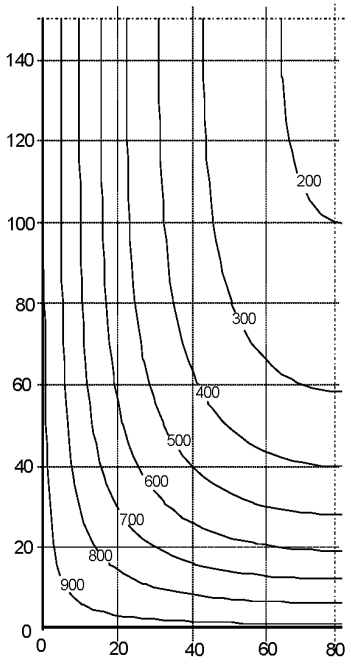


Figura A20.A.3 Perfiles de temperatura (°C) para una viga, h × b = 150 × 80 - R30

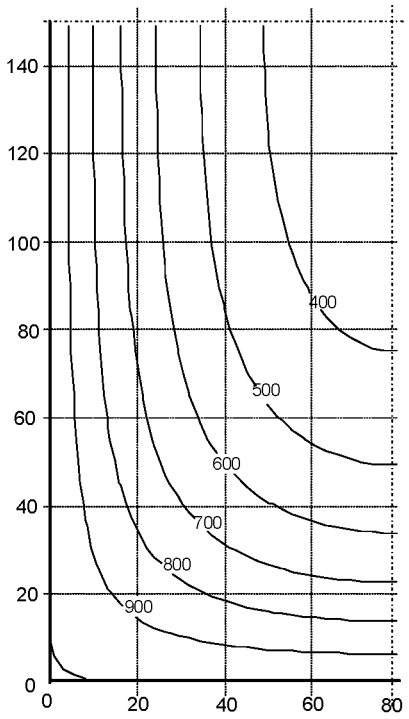


a) R30



b) R60

Figura A20.A.4 Perfiles de temperatura (°C) para una viga, *h* × *b* = 300 × 160



a) R90

Figura A20.A.5 Perfiles de temperatura (°C) para una viga, $h \times b = 300 \times 160$

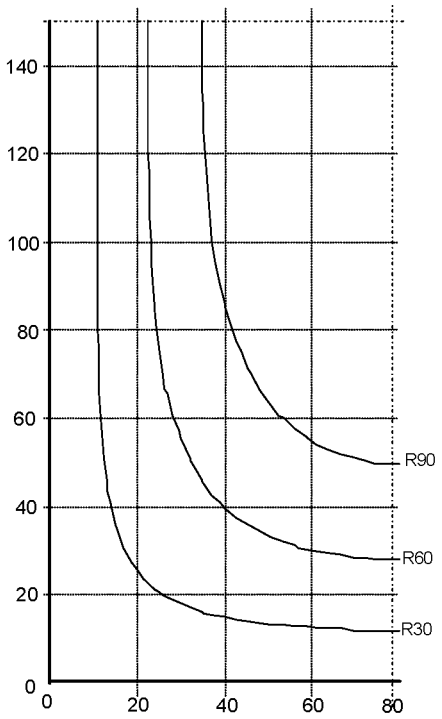
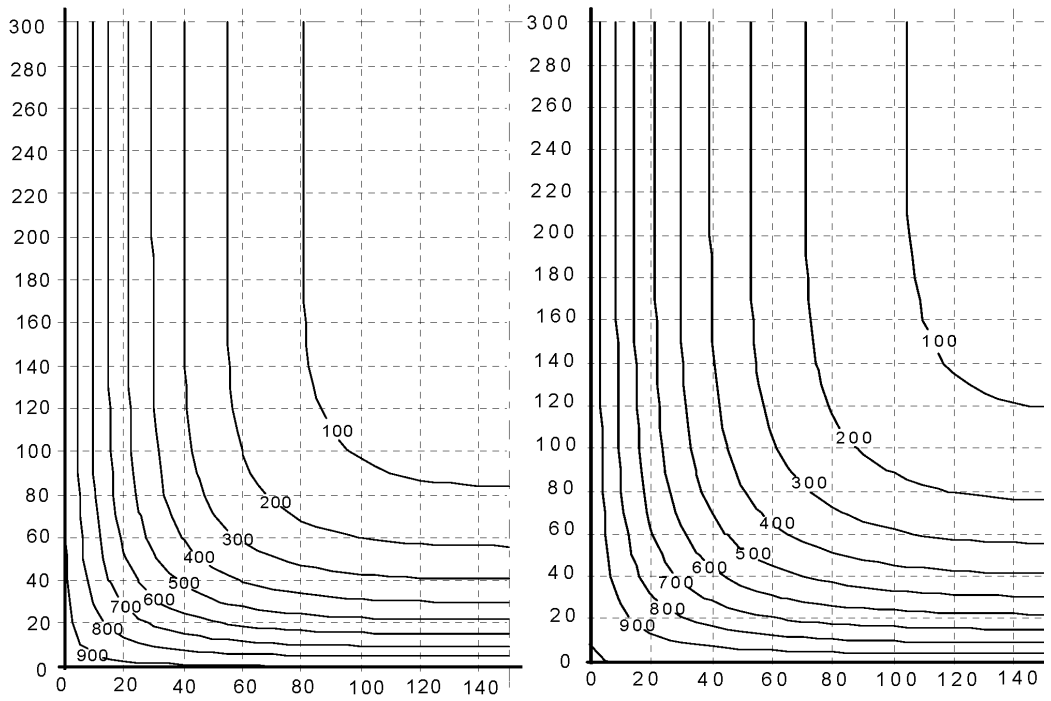


Figura A20.A.6 Isotermas de 500 ºC para una viga, $h \times b = 300 \times 160$



a) R60 **b) R90**

Figura A20.A.7 Perfiles de temperatura (°C) para una viga $h \times b = 600 \times 300$

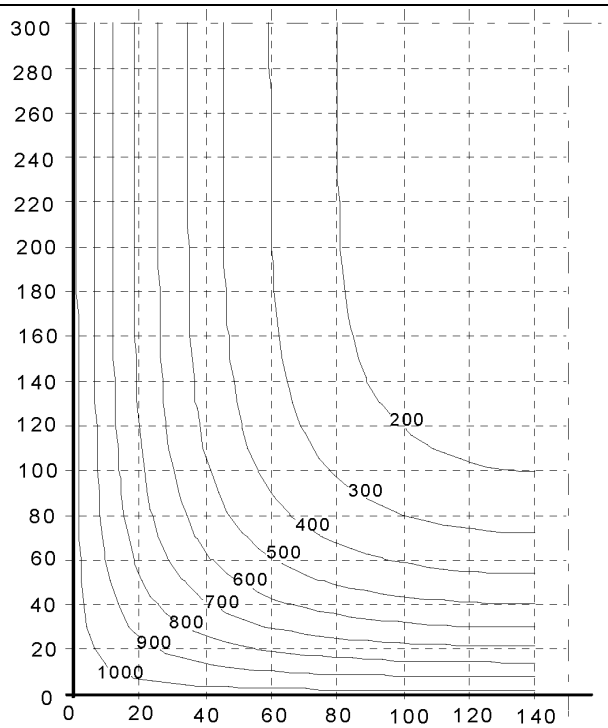
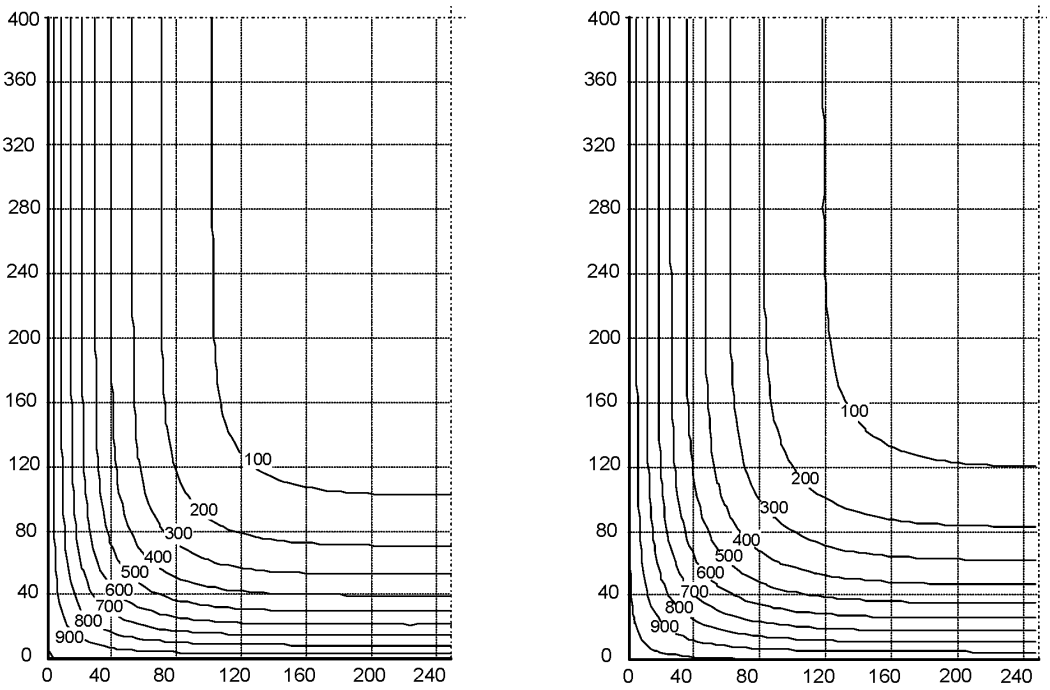
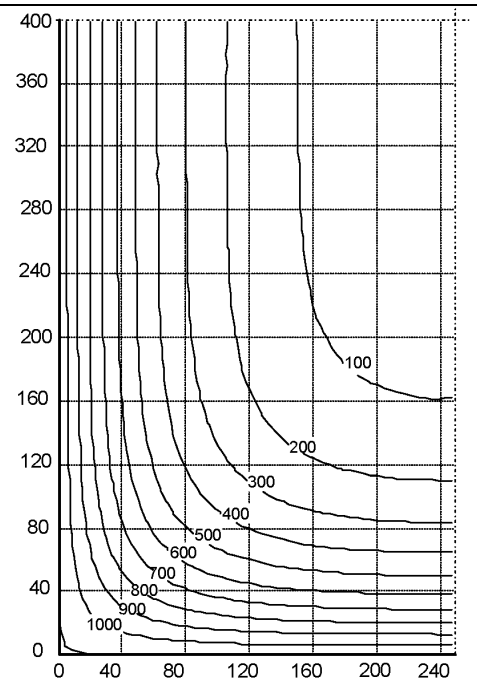


Figura A20.A.8 Perfiles de temperatura (°C) para una viga $h \times b$ = 600 × 300 - R120

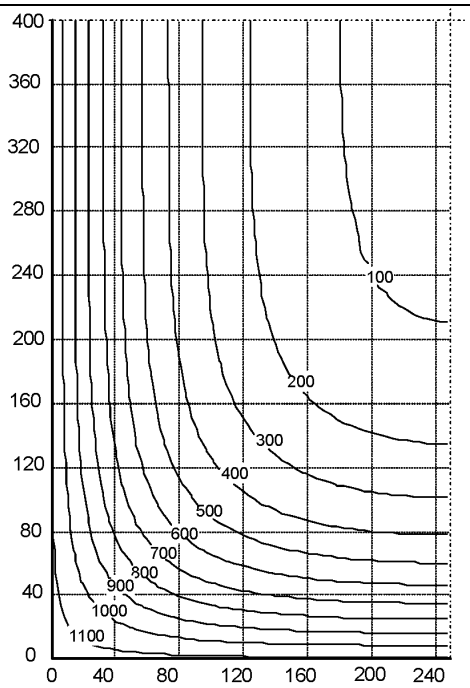


a) R90 **b) R120**

Figura A20.A.9 Perfiles de temperatura (°C) para una viga $h \times b$ = 800 × 500



a) R180



b) R240

Figura A20.A.10 Perfiles de temperatura (°C) para una viga $h \times b = 800 \times 500$

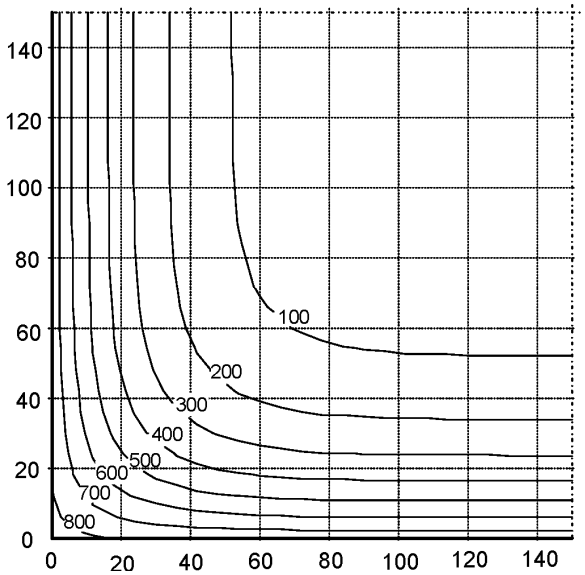


Figura A20.A.11 Perfiles de temperatura (°C) para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$ - R30

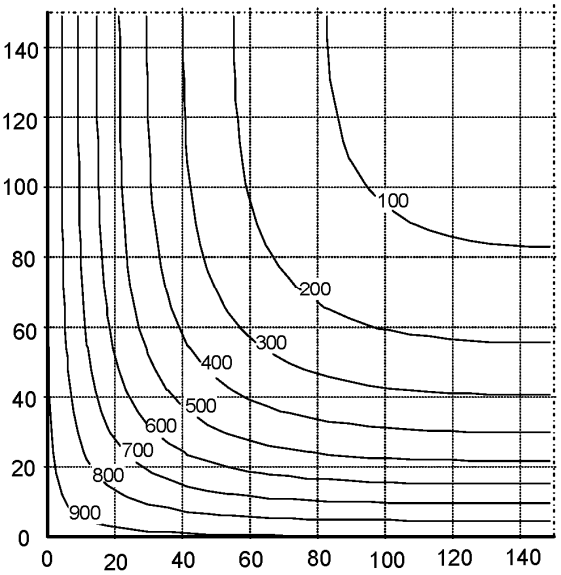


Figura A20.A.12 Perfiles de temperatura (°C) para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$ - R60

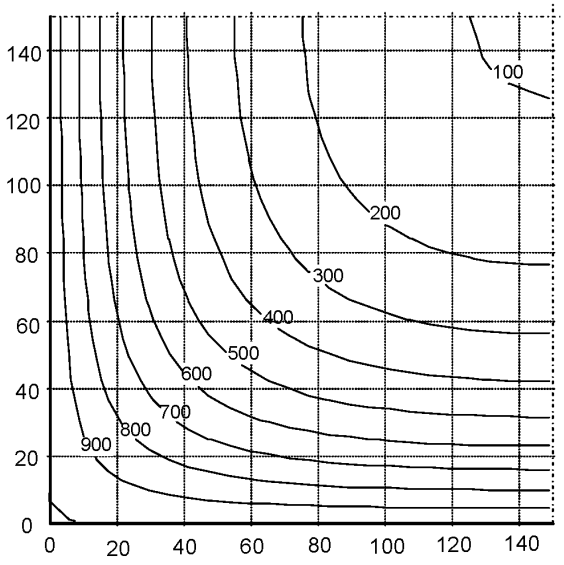


Figura A20.A.13 Perfiles de temperatura (°C)para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$ - R90

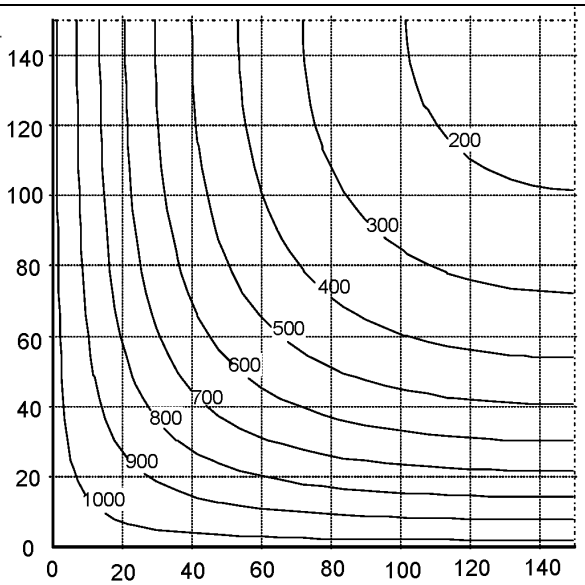


Figura A20.A.14 Perfiles de temperatura (°C) para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$ - R120

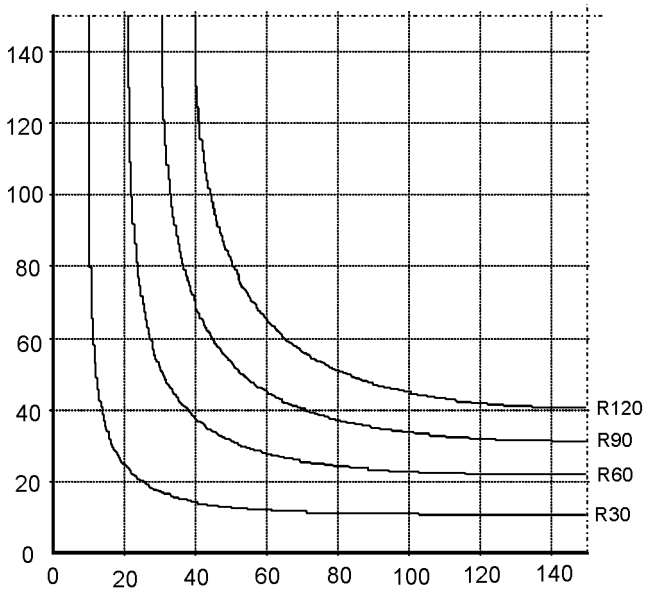


Figura A20.A.15 Isotermas 500 ºC para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$

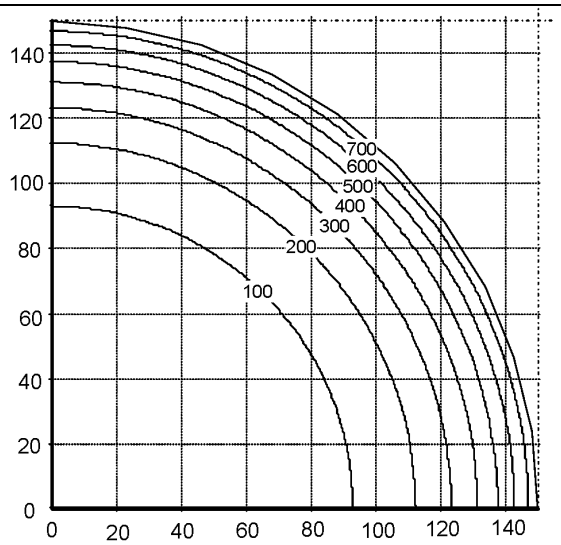


Figura A20.A.16 Perfiles de temperatura (°C) para un pilar circular, diámetro 300 - R30

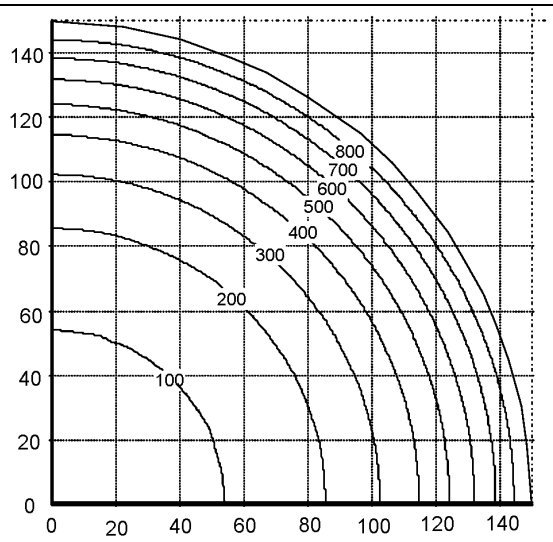


Figura A20.A.17 Perfiles de temperatura (°C) para un pilar circular, diámetro 300 - R60

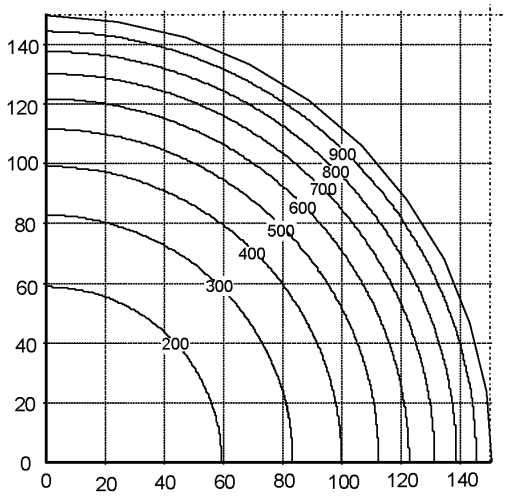


Figura A20.A.18 Perfiles de temperatura (°C) para un pilar circular, diámetro 300 - R90

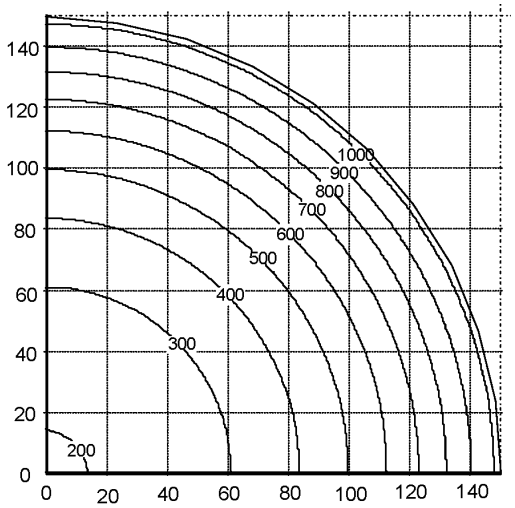


Figura A20.A.19 Perfiles de temperatura (°C) para un pilar circular, diámetro 300 - R120

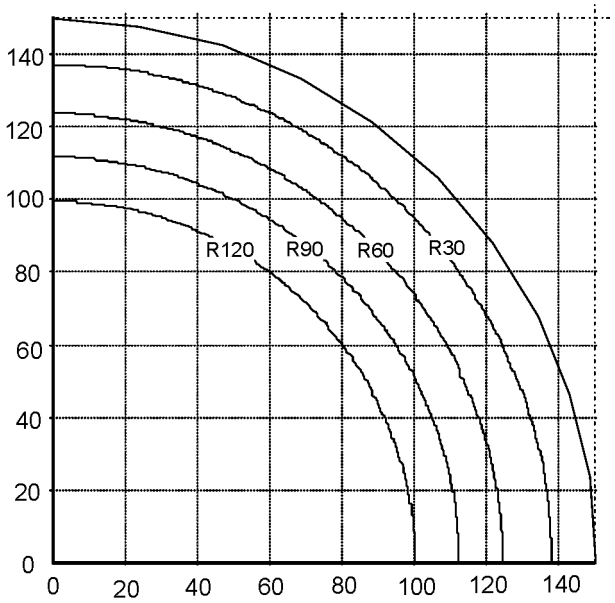


Figura A20.A.20 Isotermas 500 °C para un pilar circular, diámetro 300

Apéndice B Métodos de cálculo simplificados recomendados

B.1 Método de la isoterma 500 ºC

B.1.1 Principio y campo de aplicación

(1) Este método es aplicable para una exposición al fuego normalizado y a cualquier otro régimen de calentamiento que produzca campos de temperatura similares en el elemento expuesto al fuego. Los regímenes de calentamiento que no cumplan este criterio requieren un análisis completo y detallado que tenga en cuenta la resistencia relativa del hormigón en función de la temperatura.

(2) Este método es válido para las anchuras mínimas de la sección transversal dadas en la tabla A20.B.1:

a) para una exposición al fuego normalizado función de la resistencia al fuego,

b) para a una exposición al fuego paramétrico con un coeficiente de abertura $O \geq 0{,}14\ m^{1/2}$.

Tabla A20.B.1 Anchura mínima de la sección transversal en función de la resistencia al fuego (para la exposición al fuego normalizado) y densidad de carga de fuego (para la exposición al fuego paramétrico)

a) Resistencia al fuego

Resistencia al fuego	R 60	R 90	R120	R180	R240
Anchura mínima de la sección transversal, mm	90	120	160	200	280

b) Densidad de carga de fuego

Densidad de carga de incendio MJ/m^2	200	300	400	600	800
Anchura mínima de la sección transversal, mm	100	140	160	200	240

(3) El método de cálculo simplificado comprende una reducción general del tamaño de la sección transversal con respecto a la zona dañada por el calor en las superficies de hormigón. El espesor del hormigón dañado, a_{500}, se toma igual a la profundidad media de la isoterma 500 ºC en la zona de compresión de la sección transversal.

(4) Se supone que hormigón dañado, es decir el hormigón con temperaturas de más de 500 ºC, no contribuye a la capacidad portante del elemento, mientras que la sección transversal residual del hormigón conserva sus valores iniciales de resistencia y del módulo de elasticidad.

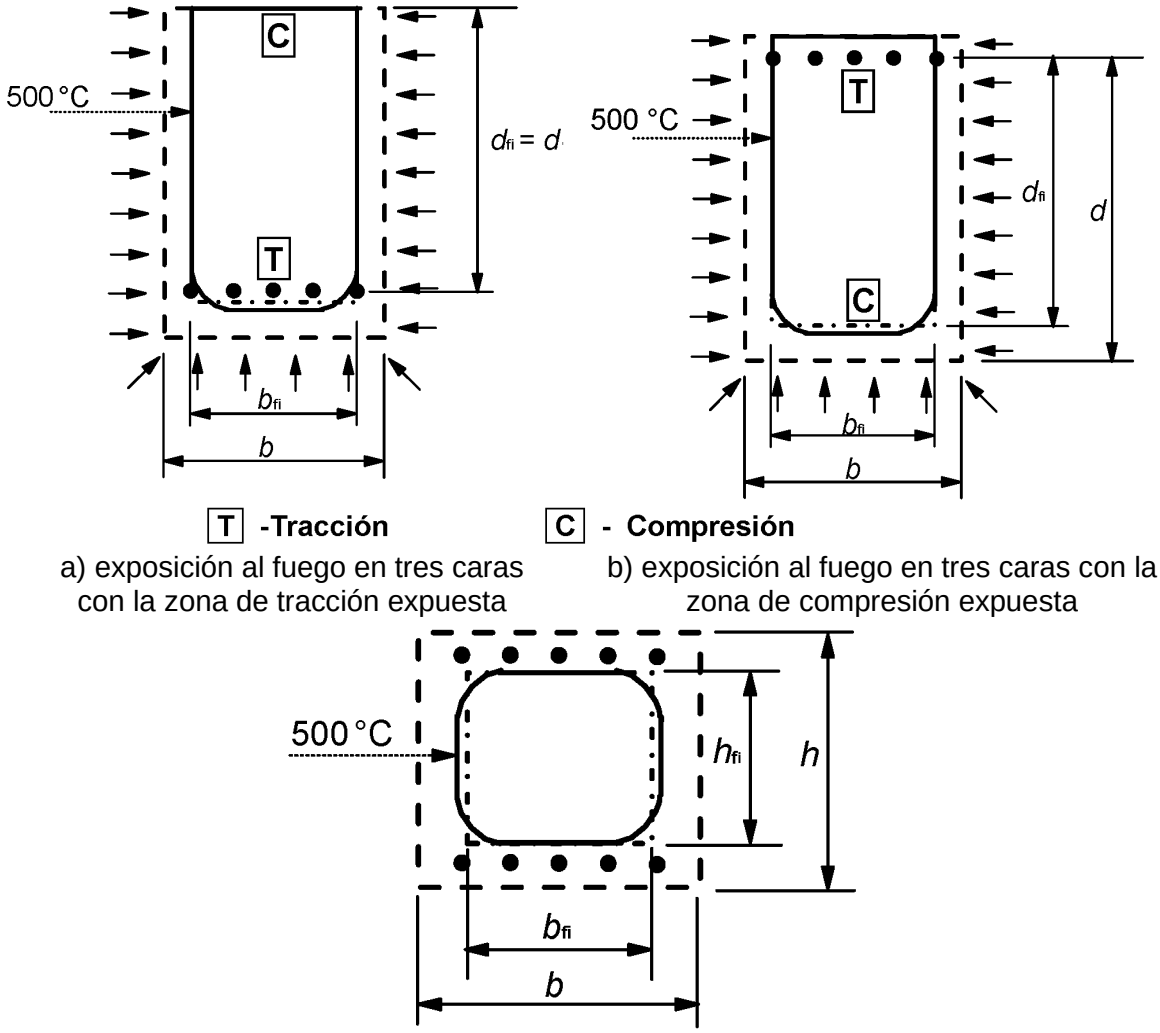
(5) Para una viga rectangular expuesta al fuego en tres caras, la sección transversal reducida en la situación de incendio será conforme con la figura A20.B.1.

B.1.2 Procedimiento de cálculo de una sección transversal de hormigón armado sometida a flexocompresión

(1) Partiendo del enfoque de la sección transversal reducida, el procedimiento para calcular la resistencia de una sección transversal de hormigón armado en la situación de incendio puede realizarse del modo siguiente:

(a) se determina la isoterma 500 ºC para la exposición al fuego especificada, para el fuego normalizado o para el fuego paramétrico,

(b) se determina una nueva anchura b_{fi} y una nueva altura eficaz d_{fi} de la sección transversal excluyendo la isoterma 500 ºC exterior del hormigón (véase la figura A20.B.1). Se puede considerar que las esquinas redondeadas de las isotermas son una aproximación de la forma real de la isoterma por un rectángulo o un cuadrado, según se indica en la figura A20.B.1,



T -Tracción **C - Compresión**

a) exposición al fuego en tres caras con la zona de tracción expuesta

b) exposición al fuego en tres caras con la zona de compresión expuesta

c) exposición al fuego en cuatro caras (viga o pilar)

Figura A20.B.1 Sección transversal reducida de una viga y pilar de hormigón armado

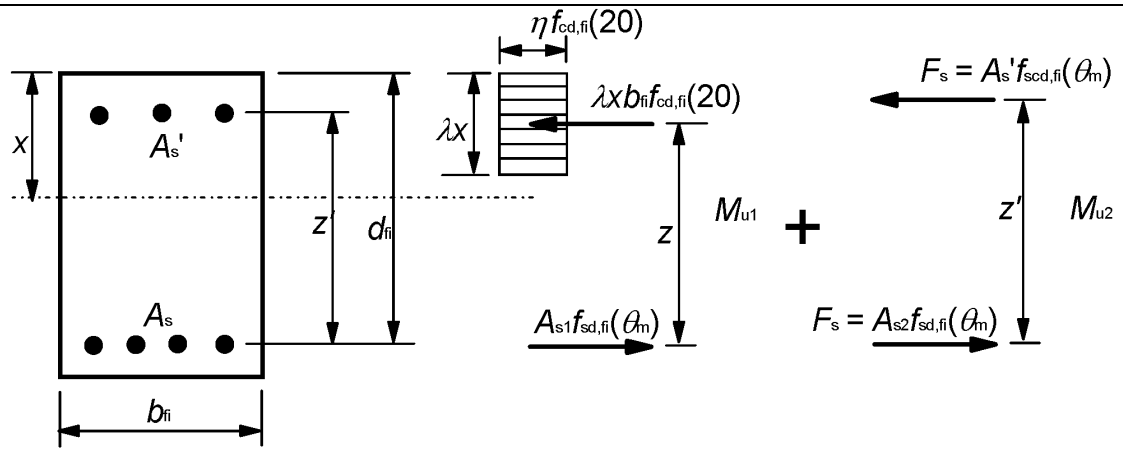
(c) se determina la temperatura de las armaduras en las zonas de tracción y compresión. La temperatura de una barra de la armadura aislada puede evaluarse a partir de los perfiles de temperatura dados en el Apéndice A o en los documentos de apoyo, y se toma como la temperatura en el centro de la barra. Algunas de las barras de la armadura pueden estar fuera de la sección transversal reducida, como se muestra en la figura A20.B.1. A pesar de ello, pueden incluirse en el cálculo de la capacidad portante última de la sección transversal expuesta al fuego,

(d) se determina la resistencia reducida de la armadura debida a la temperatura, de acuerdo con el apartado 4.2.4.3,

(e) se utilizan los métodos de cálculo convencionales para la sección transversal reducida para determinar la capacidad portante última con la resistencia de las barras de la armadura, como se ha obtenido en el punto (d), y

(f) se compara la capacidad portante última con el valor de cálculo del efecto de carga o, como alternativa, se compara la resistencia al fuego estimada con la resistencia requerida.

(2) La figura A20.B.2 muestra el cálculo de la capacidad portante de una sección transversal con armaduras traccionadas y comprimidas.



b_{fi} es la anchura de la sección transversal reducida

d_{fi} es la altura eficaz de la sección transversal reducida

z es el brazo mecánico entre la armadura de tracción y el hormigón

z^* es el brazo mecánico entre la armadura de compresión y el hormigón

A_s es el área de armadura de tracción

A_{s1} es la parte de la armadura de tracción en equilibrio con el bloque de compresión del hormigón

A_{s2} es la parte de la armadura de tracción en equilibrio con la armadura de compresión

$A_{s'}$ es el área de armadura de compresión

$f_{cd,fi}(20)$ es el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón en la situación de incendio a temperatura ambiente

$= f_{ck}/\gamma_{c,fi}$

$f_{sd,fi}(\theta_m)$ es la resistencia de cálculo de la armadura de tracción en la situación de incendio a la temperatura media θ_m en dicha capa

$f_{scd,fi}(\theta_m)$ es la resistencia de cálculo de la armadura de compresión en la situación de incendio a la temperatura media θ_m en dicha capa.

NOTA $f_{sd,fi}(\theta_m)$ y $f_{scd,fi}(\theta_m)$ pueden tener valores distintos (véase el apartado 4.2.4.3).

F_s es la fuerza total en la armadura comprimida en la situación de incendio, e igual a parte de la fuerza total en la armadura traccionada

λ, η y x se definen en el Anejo 19 del Código Estructural.

Figura A20.B.2 Distribución de tensiones en el estado límite último para una sección transversal rectangular de hormigón con armadura de compresión

(3) Si todas armaduras están situadas en capas y tienen la misma área, las siguientes expresiones pueden utilizarse para calcular el recubrimiento mecánico, *a*.

La resistencia media reducida de una capa de armadura en función del aumento de la temperatura se calcula de acuerdo con la expresión (B.1).

$$k_\nu(\theta) = \frac{\Sigma k(\theta_i)}{n_\nu} \qquad \text{(B.1)}$$

donde:

θ es la temperatura en la barra de la armadura *i*

$k(\theta_i)$ es una reducción de la resistencia de la barra de la armadura *i* debida a la temperatura θ_i, que se obtiene de la figura A20.4.11

$k_\nu(\theta)$ es la reducción media de la resistencia de la capa de armaduras ν

n_v es el número de barras de la armadura en la capa v.

(4) El recubrimiento mecánico a del centro de gravedad de las capas de armadura puede calcularse utilizando la expresión (B.2).

$$a = \frac{\Sigma a_v k_v(\theta)}{\Sigma k_v(\theta)} \quad \text{(B.2)}$$

donde:

a_v es la distancia del centro de gravedad de la capa v al paramento inferior de la sección transversal efectiva.

(5) Si solo hay dos capas, el recubrimiento mecánico de las armaduras puede calcularse utilizando la expresión (B.3):

$$a = \sqrt{(a_1 a_2)} \quad \text{(B.3)}$$

(6) Si las barras de la armadura tienen áreas distintas y se reparten de forma arbitraria, debería que utilizarse el procedimiento siguiente.

La resistencia media de un grupo de armaduras, $k(\varphi)\ f_{sd,fi}$, en función del aumento de la temperatura, puede calcularse utilizando la expresión (B.4)

$$k(\varphi)\, f_{sd,fi} = \frac{\sum_i \left[k_s(\theta_i)\, f_{sd,i} A_i \right]}{\sum_i A_i} \quad \text{(B.4)}$$

donde:

$k_s(\theta_i)$ es la reducción media de la resistencia de la capa de armaduras i

$f_{sd,i}$ es la resistencia de cálculo de la barra de la armadura i

A_i es el área de la sección transversal de la barra de la armadura i.

El recubrimiento mecánico a (véase la figura A20.B.2) del centro de gravedad del grupo de armadura se calcula de acuerdo con la expresión (B.5).

$$a = \frac{\sum_i \left[a_i k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i \right]}{\sum_i \left[k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i \right]} \quad \text{(B.5)}$$

donde:

a_i es el recubrimiento mecánico de la barra i a la sección transversal reducida.

(7) El cálculo del momento flector en la sección transversal se ilustra del modo siguiente:

$$M_{u1} = A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m) z \quad \text{(B.6)}$$

$$\omega_k = \frac{A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} d_{fi} f_{cd,fi}(20)} \quad \text{(B.7)}$$

$$M_{u2} = A_{s2} f_{scd,fi}(\theta_m) \cdot z' \quad \text{(B.8)}$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad \text{(B.9)}$$

donde:

A_s es el área total de la armadura

$f_{sd,fi}$	es la resistencia de cálculo de la armadura de tracción
$f_{scd,fi}$	es la resistencia de cálculo de la armadura de compresión
ω_k	es la cuantía mecánica de cálculo de la armadura de la sección transversal expuesta al fuego
b_{fi}	es la anchura de la sección transversal expuesta al fuego
d_{fi}	es la altura eficaz de la sección transversal expuesta al fuego
$f_{cd,fi}(20)$	es la resistencia de cálculo a compresión del hormigón (a temperatura ambiente)
z	es el brazo mecánico entre la armadura de tracción y el hormigón
z'	es el brazo mecánico entre la armadura de compresión y el hormigón
θ_m	es la temperatura media de la capa de armadura.

Cuando se evalúan las contribuciones de los momentos como se indicaba anteriormente, el momento resistente total se obtiene de:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \qquad \text{(B.10)}$$

B.2 Método de las zonas

(1) A continuación se describe un método para dividir la sección transversal en varias zonas. Este método, aunque es más laborioso, proporciona un método más preciso que el método de la isoterma 500 ºC, especialmente para los pilares. El método es aplicable a cualquier curva de fuego completamente desarrollado, pero en esta norma solo se proporcionan datos para la curva normalizada tiempo-temperatura.

(2) La sección transversal se divide en un número ($n \geq 3$) de zonas paralelas de igual espesor (elementos rectangulares), donde se evalúan la temperatura media, la resistencia media a compresión $f_{cd}(\theta)$ correspondiente y, si procede, el módulo de elasticidad de cada zona.

(3) La sección transversal dañada por el fuego se representa mediante una sección transversal reducida, ignorando una zona dañada de espesor a_z en las caras expuestas al fuego, véase la figura A20.B.3. Se hace referencia a un muro equivalente (véanse las figuras A20.B.3(a) y (d)). El punto M es un punto arbitrario en el eje del muro equivalente utilizado para determinar la resistencia reducida a compresión de toda la sección transversal reducida. Cuando se exponen al fuego dos caras opuestas, se supone que la anchura es $2w$ (véase la figura A20.B.3(a)). Para una sección transversal rectangular expuesta al fuego únicamente en una cara, se supone que la anchura es w (véase la figura A20.B.3(c)). Un muro grueso se representa mediante un muro con una anchura igual a $2w$ (véase la figura A20.B.3(d)). El ala de la figura A20.B.3(f) se asimila con el muro equivalente de la figura A20.B.3(c) y el alma con el muro equivalente en la figura A20.B.3(a).

(4) Para la parte inferior y los extremos de los elementos rectangulares expuestos al fuego, cuando la anchura es menor que la altura, el valor de a_z se supone igual a los valores calculados para las caras, figuras A20.B.3(b), (e) y (f).

La reducción de la sección transversal se basa en una zona de espesor dañada a_z en las superficies expuestas al fuego, que se calcula como se indica a continuación.

(5) La zona dañada, a_z, para un muro equivalente expuesto en ambas caras se estima del modo siguiente:

a) El semiespesor del muro se divide en n zonas paralelas de igual espesor, donde $n \geq 3$ (véase la figura A20.B.4)

b) Se calcula la temperatura en la mitad del espesor de cada zona.

c) Se determina el coeficiente de reducción correspondiente para la resistencia a compresión, $k_c(\theta_i)$ (véase la figura A20.B.5).

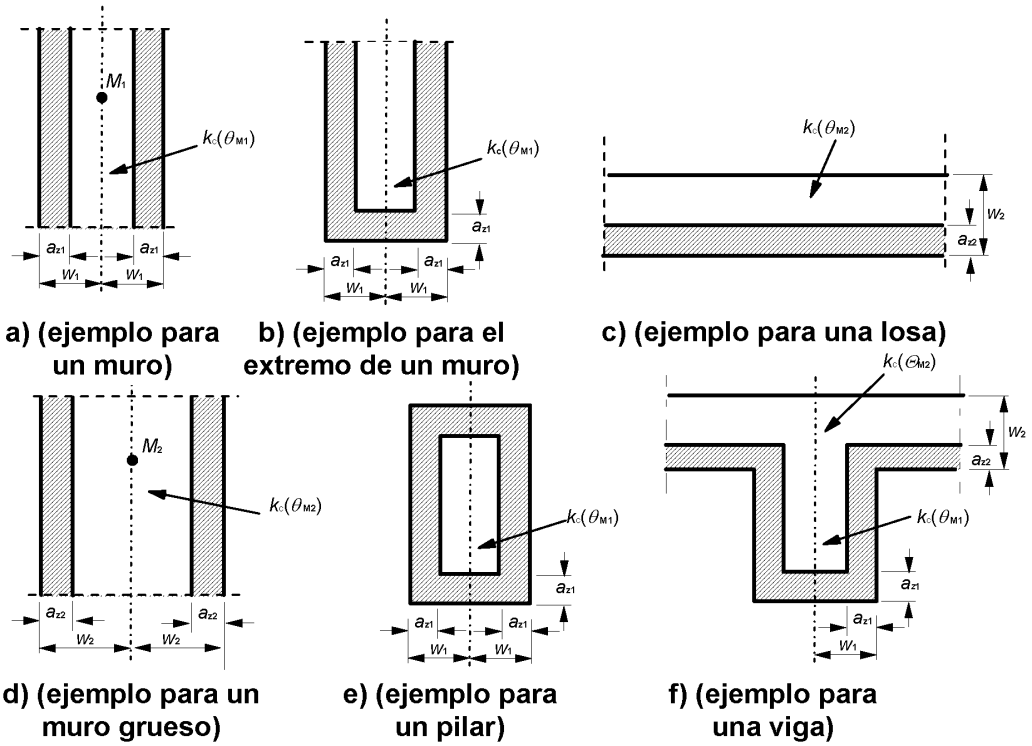


Figura A20.B.3 Reducción de la resistencia y de la sección transversal para las secciones expuestas al fuego

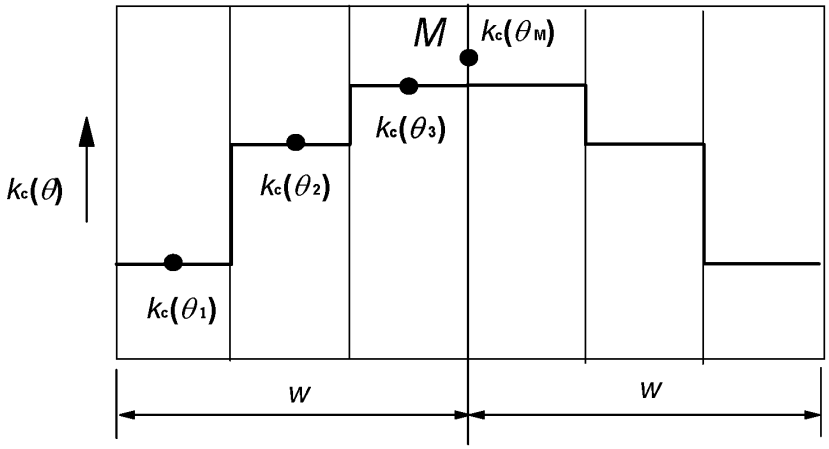


Figura A20.B.4 División de un muro expuesto al fuego en ambas caras en zonas, para uso en el cálculo de reducción de la resistencia y los valores a_z

(6) El coeficiente medio de reducción para una sección particular, incorporando un coeficiente (1- 0,2/*n*) que considere la variación de la temperatura en cada zona, puede calcularse mediante la expresión (B.11):

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^{n} k_c(\theta_i) \qquad \text{(B.11)}$$

donde:

n es el número de zonas paralelas en la anchura *w*

w es la mitad de la anchura total

m es el número de zona.

(7) La anchura de la zona dañada para vigas, losas o placas puede calcularse utilizando la expresión:

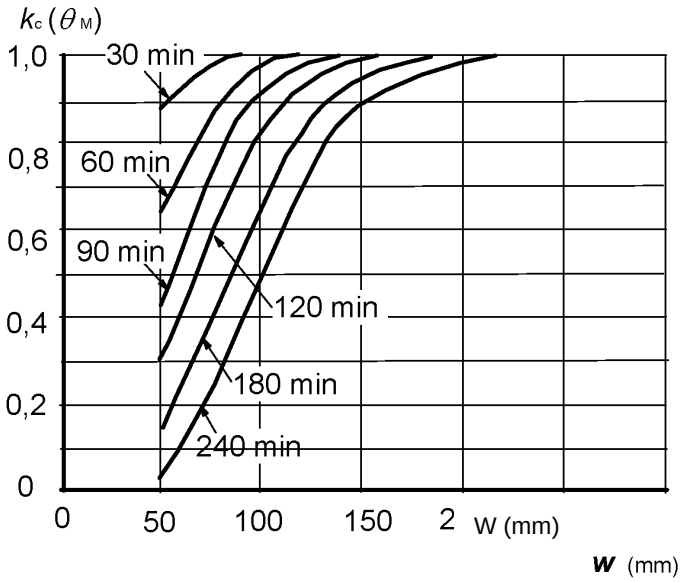
$$a_z = w\left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)}\right] \qquad \text{(B.12)}$$

donde $k_c(\theta_M)$ designa el coeficiente de reducción para el hormigón en el punto *M*.

(8) Para pilares, muros y otras construcciones donde se produzcan efectos de segundo orden, la anchura de la zona dañada se puede calcular mediante la expresión (B.13).

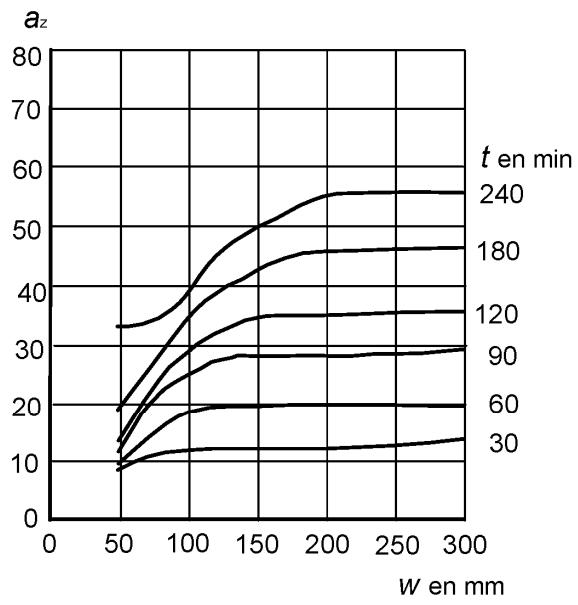
$$a_z = w\left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)}\right)^{1,3}\right] \qquad \text{(B.13)}$$

(9) Si se ha obtenido la sección transversal reducida y se ha determinado la resistencia y el módulo de elasticidad para la situación de incendio, el dimensionamiento frente al fuego sigue el procedimiento de cálculo a temperatura ambiente similar al mostrado en la figura A20.B.2 utilizando los valores de $\gamma_{M,fi}$.

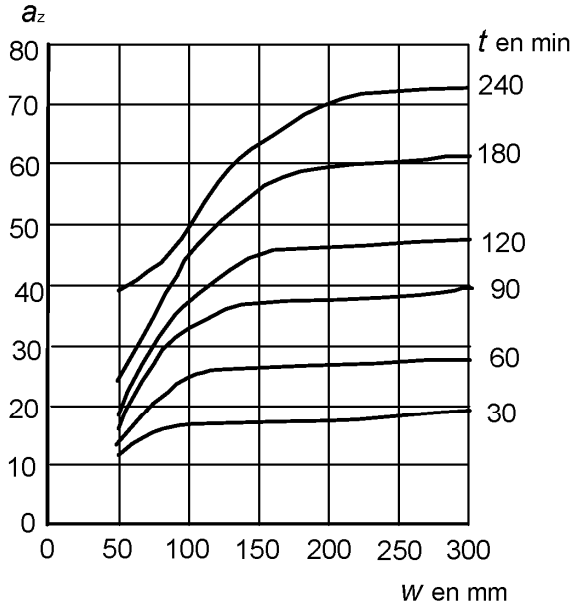


w se valora como:
- el espesor de una losa;
- el espesor de un muro o pilar expuesto en una sola cara;
- el semiespesor del alma de una viga;
- el semiespesor de un muro o pilar expuesto en dos caras; o
- la mitad de la menor dimensión de un pilar expuesto por las cuatro caras.

a) Reducción de la resistencia a compresión para una sección transversal reducida de hormigón de áridos silíceos



b) Reducción de la sección transversal, a_z, de una viga o losa de hormigón de áridos silíceos



c) Reducción de la sección transversal, a_z, de un pilar o muro de hormigón de áridos silíceos

NOTA El valor para el hormigón de áridos silíceos es conservador para la mayor parte del resto de áridos.

Figura A20.B.5 Reducción de la sección transversal y la resistencia del hormigón suponiendo una curva normalizada tiempo-temperatura

B.3 Evaluación de una sección transversal de hormigón armado expuesta a flexocompresión mediante el método basado en la estimación de curvatura

B.3.1 Pandeo de pilares en la situación de incendio

(1) Este apartado cubre los pilares en los que el comportamiento estructural se ve afectado significativamente por los *efectos de segundo orden* en la situación de incendio.

(2) En la situación de incendio el daño en las capas exteriores del elemento debido a las altas temperaturas, combinado con la reducción del módulo de elasticidad en las capas interiores, produce a una reducción de la rigidez de los elementos estructurales en la situación de incendio. Debido a este hecho, los efectos de segundo orden pueden ser significativos para pilares en la situación de incendio, aunque, a temperatura ambiente, su efecto sea despreciable.

(3) La evaluación de un pilar en la situación de incendio como un elemento aislado puede hacerse utilizando un método basado en la estimación de curvatura (véase el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural) si se aplican las reglas siguientes.

(4) Para estructuras arriostradas de edificios, no es necesario considerar las acciones indirectas del fuego si no se tiene en cuenta la reducción de los momentos de primer orden debido a la reducción de la rigidez del pilar.

(5) Puede tomarse la longitud eficaz en la situación de incendio, $l_{0,fi}$, como igual a l_0 a temperatura normal como una simplificación conservadora. Para una estimación más precisa puede tenerse en cuenta el aumento de la coacción relativa en los extremos del pilar debido a la reducción de su rigidez. Para este propósito puede utilizarse la sección transversal reducida del pilar dada por el método indicado en el apartado B.2. Debería tenerse en cuenta que la rigidez equivalente de la sección reducida del hormigón en este caso debería ser:

$$(EI)_z = [k_c(\theta_M)]^2 \cdot E_c \cdot I_z$$

donde:

$k_c(\theta_M)$ es un coeficiente de reducción para el hormigón en el punto M (véase el apartado B.2)

E_c es el módulo elástico del hormigón a temperatura normal

I_z es el momento de inercia de la sección reducida.

El módulo elástico de la armadura es $E_{s,\theta}$ (véase la tabla A20.3.2).

B.3.2 Procedimiento de evaluación de la resistencia al fuego de las secciones de pilares

(1) Este método es válido solo para la evaluación de pilares en estructuras arriostradas.

(2) Se determinan las curvas de las isotermas para la exposición al fuego especificado, al fuego normalizado o al fuego paramétrico.

(3) Se divide la sección transversal en zonas con temperatura media aproximada de 20 ºC, 100 ºC, 200 ºC, 300 ºC ... hasta 1 100 ºC (véase la figura A20.B.6).

(4) Se determinan la anchura $w_{ij,}$ el área A_{cij} y las coordenadas x_{ij} y_{ij} del centro de cada zona.

(5) Se determina la temperatura de las barras de refuerzo. La temperatura de la barra individual de la armadura puede evaluarse a partir de los perfiles de temperatura indicados en el Apéndice A o en los manuales, y se toma como la temperatura en el centro de la barra.

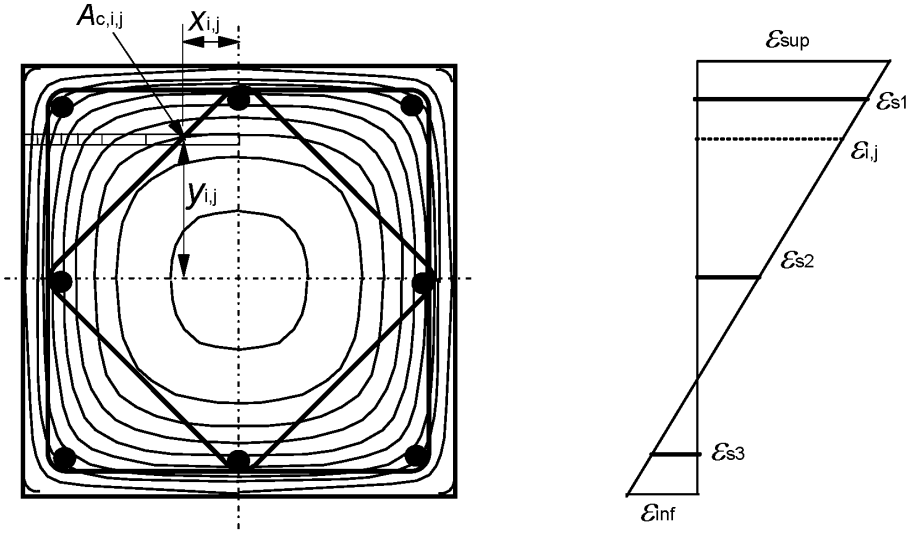


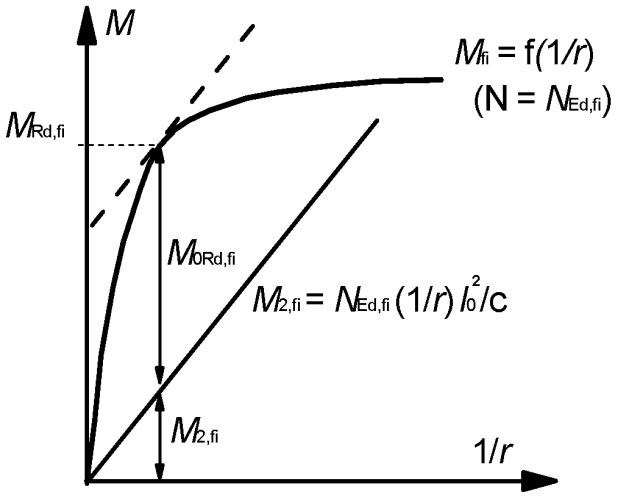
Figura A20.B.6 División de la sección transversal de pilares en zonas con una temperatura aproximadamente uniforme

(6) Se determina el diagrama momento-curvatura para $N_{Ed,fi}$ utilizando, para cada barra de la armadura y para cada zona de hormigón, el diagrama tensión-deformación correspondiente de acuerdo con los apartado 3.2.2.1 (figura A20.3.1 y tabla A20.3.1), 3.2.3 (figura A20.3.3 y tabla A20.3.2) y, si procede, 3.2.4 (tabla A20.3.3) y 3.2.2.2.

(7) Se utilizan los métodos de cálculo convencionales para determinar el momento resistente último, $M_{Rd,fi}$, junto con el esfuerzo axil concomitante, $N_{Ed,fi}$, y el momento nominal de segundo orden, $M_{2,fi}$, para la curvatura correspondiente.

(8) Se determina el momento resistente último de primer orden, $M_{0Rd,fi}$, para la exposición al fuego especificada y $N_{Ed,fi}$ como la diferencia entre el momento resistente último, $M_{Rd,fi}$, y el momento nominal de segundo orden, $M_{2,fi}$, así calculado. Véase la figura A20.B.7.

(9) Se compara el momento resistente último de primer orden, $M_{0Rd,fi}$, con el valor de cálculo del momento flector de primer orden para la situación de incendio $M_{0Ed,fi}$.



Donde c es un coeficiente ($\approx$ 10) función de la distribución de curvaturas (véase 5.8 del Anejo 19).

$M_{0Rd,fi} \geq M_{0Ed,fi}$

Figura A20.B.7 Determinación del momento resistente último ($M_{Rd,fi}$), del momento de segundo orden ($M_{2,fi}$) y del momento resistente último de primer orden ($M_{0Rd,fi}$)

Apéndice C Recomendaciones sobre pandeo de pilares en la situación de incendio

Nota: No se establecen criterios específicos sobre el pandeo de pilares en caso de incendio, aunque en tales casos, se recomienda la realización de estudios específicos.

Apéndice D Métodos recomendados de cálculo del esfuerzo cortante, la torsión y el anclaje de las armaduras

NOTA: Las roturas por esfuerzos cortantes debidos al fuego son muy poco comunes. No obstante, los métodos de cálculo dados en este anexo no se han verificado completamente.

D.1 Reglas generales

(1) La resistencia a cortante, torsión y anclaje puede calcularse de acuerdo con los métodos dados en el Anejo 19 del Código Estructural, utilizando las propiedades reducidas de los materiales y un pretensado reducido para cada parte de la sección transversal.

(2) Cuando se utiliza el método de cálculo simplificado indicado en el apartado 4.2, se puede aplicar el Anejo 19 directamente a la sección transversal reducida.

(3) Cuando se utiliza el método de cálculo simplificado indicado en el apartado 4.2, si no se dispone ninguna armadura de cortante o si la resistencia a cortante se basa principalmente en la resistencia a tracción reducida del hormigón, es necesario considerar el comportamiento real frente a cortante del hormigón a temperaturas elevadas.

A falta de información más precisa relativa a la reducción de la resistencia a tracción del hormigón, pueden aplicarse los valores de $k_{ct}(\theta)$ dados en la figura A20.3.2.

(4) Cuando se utiliza el método de cálculo simplificado indicado en el apartado 4.2 para elementos en los que la resistencia a cortante depende de la resistencia a tracción, debería prestarse especial atención a los casos en los que las fuerzas de tracción se producen por distribuciones no lineales de temperatura (por ejemplo, losas huecas, vigas gruesas, etc.). Se debería considerar una reducción en la resistencia a cortante de acuerdo con estas tensiones de tracción adicionales.

D.2 Armadura de cortante y torsión

(1) Para la evaluación de la resistencia a acciones normales (axil y flexión) el perfil de temperatura puede determinarse sin tener en cuenta el acero y asignando a la armadura la temperatura en el hormigón en el mismo punto.

(2) Esta aproximación es aceptable para la armadura longitudinal, pero no es estrictamente verdadera para los cercos (véase la figura A20.D.1). Los cercos atraviesan zonas con diferentes temperaturas (generalmente las esquinas y la parte inferior de una viga están más calientes que la parte superior) y distribuyen el calor desde la zona más caliente a la más fría. Por tanto, la temperatura de un cerco es menor que la del hormigón circundante y tiende a hacerse uniforme a lo largo de toda su longitud.

(3) Despreciando incluso este pequeño efecto favorable, el cerco no está sometido a una tensión uniforme en su toda longitud; de hecho, las máximas tensiones se producen cerca de las fisuras por esfuerzo cortante o torsión. Es por tanto necesario definir una temperatura de referencia evaluada en una posición significativa en la sección transversal.

(4) Tomando como base esta temperatura de referencia, se determina la resistencia a esfuerzo cortante o torsión en la situación de incendio del modo siguiente.

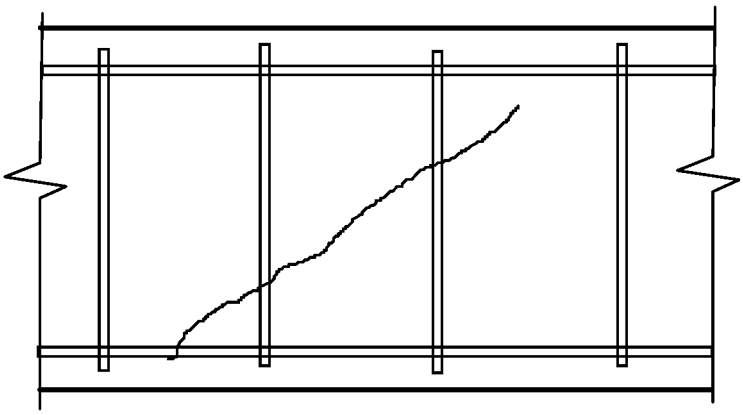


Figura A20.D.1 Las fisuras por cortante atraviesan los cercos a varios niveles por encima de la armadura de flexión

D.3 Procedimiento de cálculo para la evaluación de la resistencia a esfuerzo cortante de una sección transversal de hormigón armado

(1) Se calcula la geometría reducida de la sección transversal como se indica en los apartados B.1 o B.2.

(2) Se determina la resistencia a compresión residual del hormigón como se indica en los apartados B.1 o B.2 (resistencia total $f_{cd,fi} = f_{cd,fi}(20)$ dentro de la isoterma 500 °C cuando se aplica el método de la isoterma 500 ºC o resistencia reducida $f_{cd,fi} = k_c(\theta_M) \cdot f_{cd,fi}(20)$ cuando se aplica el método de zona).

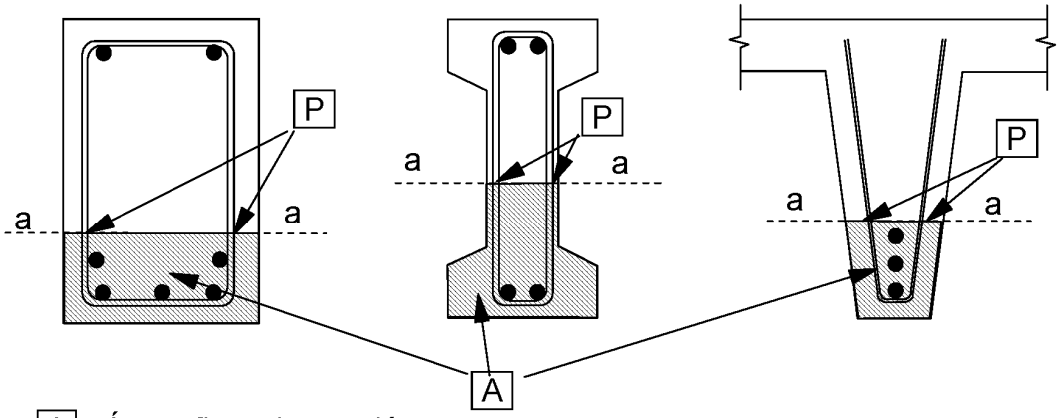
(3) Se determina la resistencia a tracción residual del hormigón como se indica en los apartados B.1 o B.3 (resistencia total $f_{ctd,fi} = f_{ctd,fi}(20)$ dentro de la isoterma 500 ºC cuando se aplica el método de la isoterma 500 ºC o resistencia reducida $f_{ctd,fi} = k_{ct}(\theta_M)\ f_{ctd,fi}(20)$ cuando se aplica el método de zona). Los valores de $k_{c,t}(\theta)$ pueden encontrarse en la figura A20.3.2.

(4) Se determina el área eficaz de tracción del hormigón (véase el apartado 7 del Anejo 19 del Código Estructural) delimitada en su parte superior por la sección a-a (figura A20.D.2).

(5) Se determina la temperatura de referencia, $\theta_{P,}$ en los cercos como la temperatura en el punto P (intersección de la sección a-a con el cerco) como se muestra en figura A20.D.2. La temperatura del acero puede calcularse mediante un programa de ordenador o utilizando perfiles de temperatura (como se indica en el Apéndice A).

(6) La reducción de la resistencia de cálculo del acero en los cercos se debería realizar respecto a la temperatura de referencia $f_{sd,fi} = k_s(\theta)\ f_{sd}(20)$.

(7) Los métodos de cálculo para el dimensionamiento y la comprobación a esfuerzo cortante indicados en el Anejo 19 del Código Estructural pueden aplicarse directamente a la sección transversal reducida, utilizando la resistencia reducida del acero y del hormigón como se ha indicado anteriormente.



A Área eficaz de tracción

Figura A20.D.2 La temperatura de referencia θ_p debería evaluarse en los puntos P a lo largo de la línea 'a -a' para el cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante. El área eficaz de tracción puede obtenerse del Anejo 19 (ELS de fisuración)

D.4 Procedimiento de cálculo para la evaluación de la resistencia a torsión de una sección transversal de hormigón armado

(1) Se aplican las reglas (1) a (3) del apartado D.3.

(2) Se determina la temperatura de referencia, θ_p, en los cercos como la temperatura en el punto P (intersección del segmento a-a con el cerco) como se muestra en la figura A20.D.3. La temperatura del acero puede calcularse mediante un programa de ordenador o utilizando perfiles de temperatura (como se indica en el Apéndice A).

(3) La reducción de la resistencia de cálculo del acero en los cercos se debería realizar respecto a la temperatura de referencia $f_{sd,fi} = k_s(\theta)\, f_{sd}(20)$.

(4) Los métodos de cálculo para el dimensionamiento y la comprobación a torsión indicados en el Anejo 19 del Código Estructural pueden aplicarse directamente a la sección transversal reducida, utilizando la resistencia reducida del acero y del hormigón como se ha indicado anteriormente.

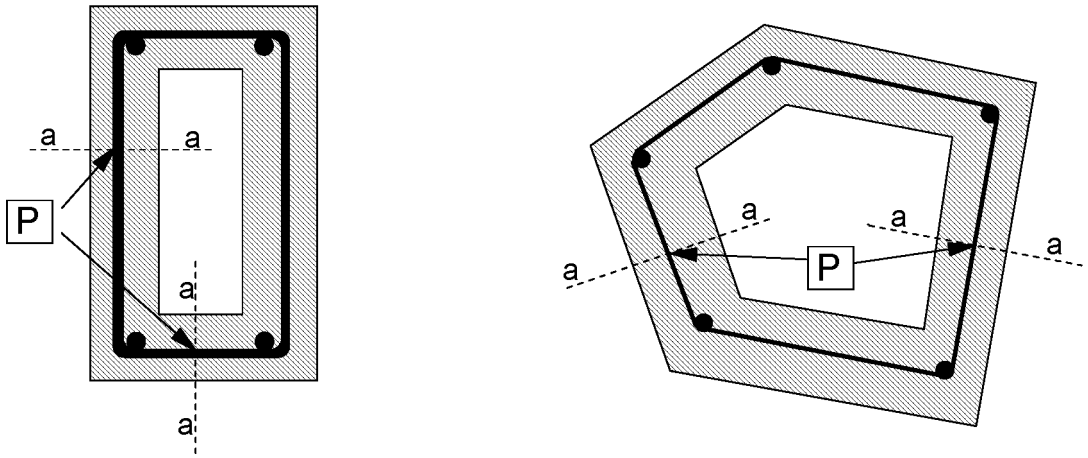


Figura A20.D.3 La temperatura de referencia θ_p debería evaluarse en los puntos P a lo largo de la línea 'a -a' para el cálculo de la resistencia a torsión.

Apéndice E Método de cálculo simplificado para vigas y losas recomendado

E.1 Generalidades

(1) Este método simplificado solo se aplica cuando la carga se distribuye predominantemente de modo uniforme y el cálculo a temperatura ambiente se basa en un análisis lineal o en un análisis lineal con redistribución limitada, como se describe en el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural.

NOTA: El método puede aplicarse a vigas o losas continuas en las que la redistribución de momentos es superior al 15% si se dispone de una capacidad rotacional suficiente en los apoyos para las condiciones de exposición al fuego requeridas.

(2) Este método de cálculo simplificado permite una extensión del uso del método de los datos tabulados para vigas expuestas en tres caras y para losas, tablas A20.5.5 a A20.5.11. Permite determinar el efecto sobre la resistencia a flexión para situaciones en las que el recubrimiento mecánico de las armaduras inferiores, *a*, es menor que la requerida en las tablas.

Las dimensiones mínimas de la sección transversal *(b_{min}, b_w, h_s)* dadas en las tablas A20.5.5 a A20.5.11 no se deberían reducir.

Este método utiliza los coeficientes de reducción de la resistencia basados en la figura A20.5.1.

(3) Este método simplificado puede utilizarse para justificar la reducción del recubrimiento mecánico *a*. Por lo demás deberían seguirse las reglas dadas en los apartados 5.6 y 5.7. Este método no es válido para vigas continuas en las que, en las áreas de momento negativo, la anchura $b_{mín}$ *o* b_w es menor de 200 mm y la altura h_s es menor que *2b,* donde $b_{mín}$ es el valor dado en la columna 5 de la tabla A20.5.5.

E.2 Losas y vigas con apoyo simple

(1) Debería comprobarse que

$$M_{\mathrm{Ed,fi}} \le M_{\mathrm{Rd,fi}} \qquad \text{(E.1)}$$

(2) Las cargas en la situación de incendio deberían determinarse a partir de la reglamentación específica vigente.

(3) El valor de cálculo del momento máximo de fuego $M_{Ed,fi}$ para una carga repartida predominantemente de modo uniforme puede calcularse utilizando la expresión (E.2).

$$M_{\mathrm{Ed,fi}} = w_{\mathrm{Ed,fi}}\, l_{\mathrm{eff}}^2 / 8 \qquad \text{(E.2)}$$

donde:

$w_{Ed,fi}$ es la carga uniformemente repartida (kN/m) en la situación de incendio

l_{eff} es la longitud eficaz de la viga o de la losa.

(4) El momento de la resistencia $M_{Rd.fi}$ para el cálculo de la situación incendio puede obtenerse utilizando la expresión (E.3).

$$M_{\mathrm{Rd,fi}} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) \times k_s(\theta) \times M_{\mathrm{Ed}} \left(A_{s,\mathrm{prov}} / A_{s,\mathrm{req}} \right) \qquad \text{(E.3)}$$

donde:

γ_s es el coeficiente parcial de seguridad para el acero utilizado en el Anejo 19 del Código Estructural

$\gamma_{s,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad para el acero en la situación de incendio

$k_s(\theta)$	es un coeficiente de reducción de la resistencia del acero para la temperatura θ dada, para la resistencia al fuego requerida. θ puede tomarse del Anexo A para el recubrimiento mecánico elegido
M_{Ed}	es el momento aplicado para el dimensionamiento a temperatura ambiente en el Anejo 19
$A_{s,prov}$	es el área del acero de tracción dispuesto
$A_{s,req}$	es el área de acero de tracción requerido para el dimensionamiento a temperatura ambiente en el Anejo 19.

No debería tomarse un $A_{s,prov}$ /$A_{s,req}$ mayor de 1,3.

E.3 Losas y vigas continuas

(1) Debería asegurarse un equilibrio estático de los esfuerzos cortantes y los momentos flectores en toda la longitud de las vigas y losas continuas sometidas a las condiciones de cálculo en la situación de incendio.

(2) Para satisfacer el equilibrio en el cálculo de fuego se permite la redistribución de momentos desde el vano al apoyo si se dispone una sección suficiente de armadura sobre los apoyos para soportar la carga de cálculo en la situación de incendio. Esta armadura debería prolongarse hasta una distancia suficiente en el vano para asegurar una envolvente de momentos flectores segura.

(3) El momento resistente $M_{Rd,fi,Span}$ de la sección de máximo momento flector positivo debería calcularse para la situación de incendio de acuerdo con el punto (4) del apartado E.2. El momento flector libre máximo para cargas aplicadas en la situación de incendio para una carga uniformemente repartida, $M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi}\ l_{eff}^2 / 8$, se debería ajustar a partir de este momento resistente, de manera que los momentos de apoyo $M_{Rd1,fi}$ y $M_{Rd2,fi}$ estén equilibrados según se muestra en la figura A20.E.1. Esto puede realizarse eligiendo el momento a equilibrar en un extremo como igual o menor que el momento resistente en dicho apoyo (calculado utilizando la expresión (E.4)) y calculando después el momento requerido en el otro apoyo.

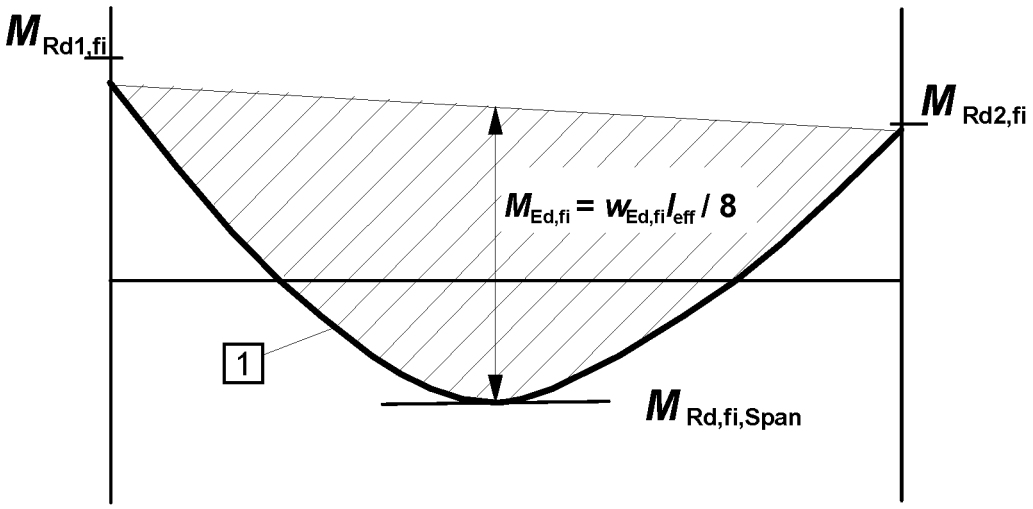
(4) A falta de cálculos más rigurosos, el momento resistente en los apoyos para el dimensionamiento en la situación de incendio puede calcularse utilizando la expresión (E.4).

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi})\, M_{Ed} \left(A_{s,prov} / A_{s,req}\right)\ (d - a) / d \qquad \text{(E.4)}$$

donde:

γ_s, $\gamma_{s,fi}$, M_{Ed}, $A_{s,prov}$, $A_{s,req}$	se definen en el apartado E.2
a	es el recubrimiento mecánico requerido de las armaduras inferiores, dada en la columna 5 de la tabla A20.5.5 para vigas y en la columna 3 de la tabla A20.5.8 para losas
d	es el canto útil de la sección.

No debería tomarse un $A_{s,prov}$ /$A_{s,req}$ mayor de 1,3.



1 Diagrama de momentos isostáticos para carga uniformemente repartidaen la situación de incendio

Figura A20.E.1 Posicionamiento diagrama de momentos isostáticos $M_{Ed.fi}$ para alcanzar el equilibrio

(5) La expresión (E.4) es válida cuando la temperatura del acero de la parte superior sobre los apoyos no supera 350 ºC para las barras de la armadura pasiva y ni 100 ºC para los tendones de la armadura activa.

Para temperaturas mayores, debería reducirse $M_{Rd,fi}$ por $k_s(\theta_{cr})$ o $k_p(\theta_{cr})$ de acuerdo con la figura A20.5.1.

(6) Debería comprobarse la longitud de decalaje $l_{bd,fi}$ requerida en la situación de incendio. Esta longitud puede calcularse utilizando la expresión (E.5).

$$l_{bd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi})\,(\gamma_{c,fi} / \gamma_c) \cdot l_{bd} \qquad \text{(E.5)}$$

donde l_{bd} se indica en el apartado 8 del Anejo 19 del Código Estructural.

Se deberían prolongar las barras de la armadura más allá del apoyo hasta una distancia $l_{bd,fi}$ del punto relevante de momento nulo, calculado como se indica en el punto (3) del apartado E.3.