

Resistencia al fuego de pilares de hormigón según el Eurocódigo 2 y comparación con la EHE-08. Métodos de comprobación mediante tablas

*Fire resistance of concrete columns according to Eurocode 2 and compared with EHE-08.
Solutions in terms of Tabulated Data*

Hugo Corres Peiretti^{a,*}, Freddy Ariñez Fernández^b, Jesús Bairán García^c,
Sergio Carrascón^d y Antonio Marí Bernat^c

^aProf. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España

^bIngeniero Civil, Becario Investigador, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España

^cProf. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de Catalunya, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Barcelona, España

^dIngeniero de Caminos, Canales y Puertos, IECA Tecnología, Barcelona, España

Recibido el 25 de noviembre de 2013; aceptado el 16 de enero de 2014

Resumen

En este trabajo se presenta la propuesta del Eurocódigo 2 Parte 1-2, en relación con la resistencia al fuego de los soportes de hormigón armado. El Eurocódigo 2 Parte 1-2 define dos procedimientos para la comprobación de pilares frente al fuego, reflejados en sendas tablas. Uno de ellos ha sido obtenido a partir de resultados experimentales y el otro se ha obtenido a partir de un estudio paramétrico que utiliza el método de la columna modelo en condiciones de fuego. Se presentan ambos métodos, indicando sus respectivos rangos de aplicación y las fuentes de su desarrollo. Seguidamente, se realiza una comparación entre ambos métodos y con los requisitos de la EHE-08.

Palabras clave: Resistencia al fuego; Soportes de edificación; Eurocódigo 2; EHE-08; Columna modelo

Abstract

This paper presents the specifications in Eurocode 2 Part 1-2 regarding the fire resistance of reinforced concrete columns. Eurocode 2 Part 1-2 defines two methods to assess the fire resistance of columns, which are reflected in several tables. One of these methods has been obtained from experimental results, and the other method has been developed through a parametric study that applied the model column method considering the influence of fire. This paper presents both methodologies, noting their application ranges as well as the sources of their development. A comparison is then made between both methods of Eurocode 2, as well comparing them with the requirements in EHE-08.

Keywords: Fire resistance; Building columns; Eurocode 2; EHE-08; Model column

1. Introducción

La realidad del comportamiento frente al fuego de pilares, igual que en casi todos los temas de la ingeniería estructural, es muy compleja.

Por un lado es necesario definir una acción del fuego adecuada. La acción del fuego normativo [1,2] está basada en las

capacidades que los primeros laboratorios tenían para representar el fuego. El fuego real difiere del normativo y depende de muchos parámetros, que son específicos de cada caso [3,4]. En este sentido, las normas más modernas de fuego, como la EN 1991-1-2: 2002 [5] permite la utilización de una acción de fuego ad hoc para casos especiales.

Por otro lado, a nivel de sección, el efecto del fuego altera, dependiendo de la temperatura alcanzada, las propiedades del hormigón y de las armaduras y, consecuentemente, altera su capacidad resistente. Esta es la situación que se considera en la normativa para distintos elementos estructurales y ha sido el

*Autor para correspondencia.

Correo electrónico: hcp@he-upm.com (H. Corres Peiretti).

criterio utilizado también para pilares en las primeras propuestas para la verificación de la capacidad resistente en condiciones de fuego en las distintas normas [6,7].

En el caso de pilares, a nivel de elemento, el fuego hace disminuir la rigidez de las secciones y, por lo tanto, del elemento, y esta situación puede aumentar los efectos de segundo orden, si el pilar es esbelto a temperatura ambiente, o producir un escenario en donde los efectos de segundo orden puedan ser importantes. Ésta es la situación que intentan tener en cuenta las nuevas normas [8].

Por último, existe un efecto a nivel estructural global que puede tener mucha influencia pero que es muy difícil de abordar. Dependiendo del sitio donde se produzca el fuego, se generan unas deformaciones en los distintos elementos estructurales afectados que interaccionan con el resto de la estructura no afectada por el fuego y que pueden producir efectos muy distintos, favorables y desfavorables [9]. Estos efectos pueden ser muy importantes para evaluar el efecto estructural del fuego en pilares pero, por su dificultad, no se han tenido en cuenta en los procedimientos normativos vigentes.

El proyecto frente al fuego de pilares de hormigón, según la EN 1992-1-2:2004 [8], ha sufrido un gran cambio respecto al método planteado en la ENV-1992-1-2 [6] que era muy parecido a las tablas que existen en el Anejo 6 de la EHE-08 [7].

En la actual versión del Eurocódigo se ha pasado de un análisis seccional en donde se tenía en cuenta la pérdida de capacidad resistente de la sección, tal como planteaba la ENV 1992-1-2 [6] o como propone el Anejo 6 de la EHE-08 [7], a un análisis de elemento estructural. La consecuencia inmediata de este planteamiento es que se han aumentado las exigencias a los pilares de hormigón.

La EN 1992-1-2: 2004 [8] define dos procedimientos para la comprobación de pilares frente al fuego, reflejados en sendas tablas. Uno de ellos ha sido deducido a partir de resultados experimentales, Método A, y el otro produce las tablas a partir de un estudio paramétrico en el que se evalúa la capacidad resistente de los pilares con el método de la columna modelo y se emplean secciones con características geométricas y mecánicas que tienen en cuenta la acción del fuego, Método B. En este trabajo se presentan detalladamente ambos métodos.

Adicionalmente, en este trabajo se comparan el Método A y el Método B de la EN 1992-1-2: 2004 [8] y el Método A de la EN 1992-1-2: 2004 [8] con el Anejo 6 de la instrucción EHE-08 [7].

2. Comprobación de la resistencia al fuego según ENV 1992-1-2

La ENV 1992-1-2:1996 [6] es anterior a la EHE-08 [7] y a la EN 1992-1-2:2004 [8], y para la comprobación de la resistencia al fuego de soportes de hormigón armado propone la tabla 1.

La tabla 1, para distintos tiempos de exposición y grados de sobredimensionamiento evaluados a partir de μ_{fi} , presenta una combinación de recubrimientos mecánicos mínimos, medidos desde el paramento exterior al centro de gravedad de la armadura, y dimensión transversal mínima, a_{min} y b_{min} , que debe tener un soporte de hormigón armado para resistir un tiempo de exposición R para la curva de fuego establecida por la ISO 834 [2]. Se supone que con estas condiciones el soporte está en grado de resistir hasta el tiempo indicado las acciones del fuego sin fallar. El recubrimiento supone una protección, durante el tiempo indicado, para que la temperatura en la armadura no crezca por encima de valores en donde se pierde gran capacidad mecánica. El parámetro μ_{fi} se define por la Ecuación 1.

$$\mu_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi(0)}} \quad (1)$$

Donde:

$R_{d,fi(0)}$ representa la capacidad resistente del soporte considerando las propiedades mecánicas de los materiales a temperatura ambiente, pero considerando los coeficientes de minoración de los materiales correspondientes a las situaciones de fuego: $\gamma_s = 1,0$ y $\gamma_c = 1,0$ y considerando los efectos de segundo orden haciendo la hipótesis de que la longitud efectiva del soporte es igual a la real.

$E_{d,fi}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones en situación de fuego.

En la figura 1 se representa el significado de relación μ_{fi} para un pilar de sección rectangular con armadura en las esquinas y una esbeltez mecánica $\lambda = 60$, a temperatura ambiente.

El parámetro μ_{fi} intenta tener en cuenta el nivel de carga sobre la resistencia del soporte en condiciones de fuego. Tal como está definido es difícil entender su significado físico. Además es un parámetro muy difícil de obtener, ver referencia [10].

Tabla 1
Dimensiones y recubrimientos mecánicos mínimos para soportes de H.A. según [6]

R [min]	$\mu_{fi} = 0,2$		$\mu_{fi} = 0,5$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	b_{min} [mm]	a_{min} [mm]	b_{min} [mm]	a_{min} [mm]	b_{min} [mm]	a_{min} [mm]
30	150*	10*	150*	10*	150*	10*
60	150*	10*	180*	10*	200*	10*
90	180*	10*	210*	10*	240	35
120	200	40	250	40	280	40
180	240	50	320	50	360	50
240	300	50	400	50	450	50

*Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

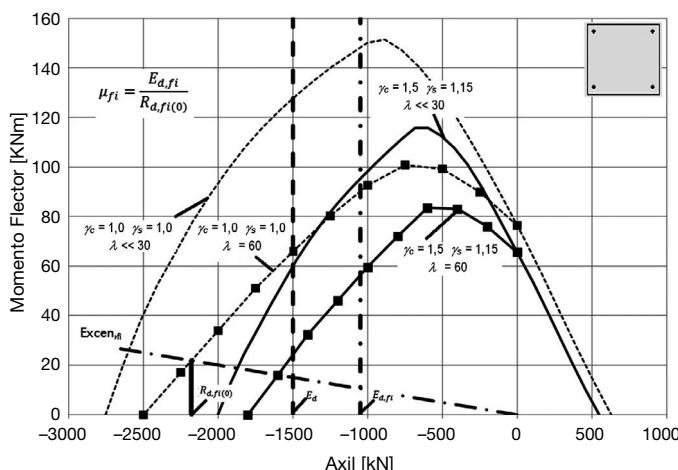


Figura 1. Representación de los valores a utilizar en la obtención de la relación μ_{fi} en el diagrama de interacción de la sección del soporte analizado.

3. Comprobación de la resistencia al fuego según la EHE-08

En España las comprobaciones de la resistencia al fuego de estructuras de hormigón estructural se realizan según las recomendaciones del Anexo 6 de la EHE-08 [7] que, en el caso de soportes, propone el cumplimiento de los recubrimientos mecánicos y dimensiones mínimas que establece la tabla 2.

La EHE-08 [7] no considera la influencia del nivel de carga solicitante sobre el soporte ni tampoco los efectos de segundo orden.

La EHE-08 [7] establece que para resistencias al fuego mayores a los 90 minutos y cuantía de armadura del soporte superior al 2%, la armadura debe distribuirse en todas las caras de la sección. Cuando la armadura, además de en las esquinas, está distribuida en todas las caras, el comportamiento a fuego mejora porque las armaduras de las caras tienen menos temperatura que las de las esquinas.

La figura 2 muestra la distribución de temperaturas en un cuarto de la sección transversal de un soporte de hormigón armado de 35×35 cm con ocho barras de 20 mm de diámetro con un recubrimiento mecánico de 30 mm. El modelo de la figura 1 se obtuvo con el programa SAFIR [11] para un tiempo de exposición de 60 minutos a la curva de fuego ISO 834 [2].

La figura 2 muestra que la barra de refuerzo ubicada en la esquina del soporte experimenta mayores temperaturas que las barras colocadas en las caras del soporte.

4. Comprobación de la resistencia al fuego según EN 1992-1-2

De acuerdo con la referencia [10], las tablas de comprobación de la ENV 1992-1-2 [6] se han desarrollado a partir de una base de datos empírica confirmada con la experiencia. La comparación de los resultados obtenidos con las tablas allí propuestas y los resultados experimentales disponibles muestran mala

Tabla 2
Dimensiones y recubrimientos mecánicos mínimos para soportes de H.A. según [7]

R [min]	b_{\min} [mm]	a_{\min} [mm] ^a
30	150 ^b	15
60	200 ^b	20
90	250	30
120	250	40
180	350	45
240	400	50

^a Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

^b Las dimensiones mínimas deben respetar las mínimas establecidas en la EHE-08 [7].

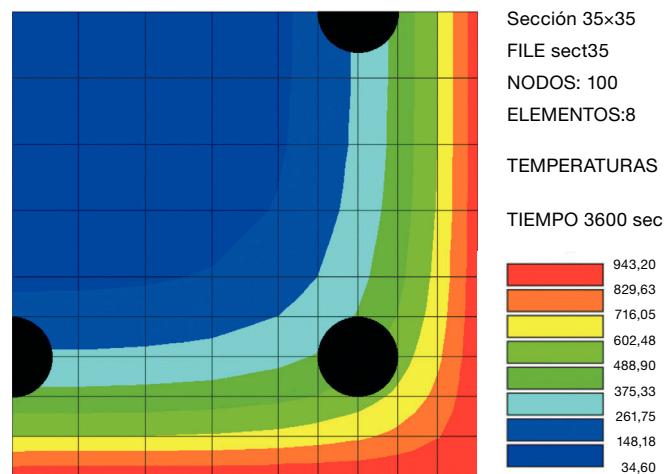


Figura 2. Distribución de temperaturas en un cuarto de sección de un soporte de hormigón armado de 35×35 cm de sección y expuesto a 60 minutos de fuego ISO 834 [2].

correlación y este argumento es el que ha llevado al desarrollo de una nueva propuesta en la EN 1992-1-2 [8].

4.1. Método A

Tal como se indica en los background documents [12], el Método A se ha obtenido a partir de 76 ensayos realizados en cuatro laboratorios diferentes, en las Universidades de Lieja y Gante en Bélgica [13], en la Universidad Técnica de Braunschweig en Alemania [14], y en el Instituto para la Investigación en Construcción en Canadá [15].

En los ensayos experimentales realizados en Bélgica y Alemania se utilizó la curva de fuego ISO 834 [2], mientras que en los ensayos realizados en Canadá se aplicó la ASTM E119 [1]. La curva de fuego ASTM E119 [1] es prácticamente idéntica a la curva de fuego ISO 834 [2].

Seguidamente, se aplicó el siguiente procedimiento [10]:

- La ponencia realizó un estudio paramétrico, utilizando el programa SAFIR [11], para identificar las variables más significativas en el comportamiento de soportes en condiciones de fuego. Las variables identificadas fueron: la longitud de pandeo del soporte l_{ep} , el recubrimiento mecánico de la armadura a , la dimensión efectiva de la sección del soporte

b_{ef} , definida por la Ecuación 10, el número de barras longitudinales n y el nivel de carga actuante sobre el soporte μ_{fi} , definido por la Ecuación 2.

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} \quad (2)$$

$N_{Ed,fi}$ tiene el mismo significado que $E_{d,fi}$ en la Ecuación 1. N_{Rd} , es la capacidad resistente del soporte a temperatura ambiente considerando los coeficientes parciales de seguridad de los materiales correspondientes a la condición de temperatura ambiente, especificados en la EN-1992-1-1 [16]: $\gamma_s = 1,15$ y $\gamma_c = 1,5$. El cálculo de N_{Rd} incluye los efectos de segundo orden.

En la figura 3 se representa el significado de la relación μ_{fi} para un pilar de sección rectangular con armadura en las esquinas y una esbeltez mecánica $\lambda = 60$, a temperatura ambiente.

Esta nueva versión del parámetro μ_{fi} intenta simplificar su cálculo, ver referencia [10]. En cualquier caso el significado físico sigue siendo difícil de entender.

- Con estos cinco parámetros se determinó un modelo para calcular el tiempo de exposición, Ecuación 3, que se obtuvo a partir de los resultados experimentales indicados.

$$R = 120 \left[\frac{R_{\eta,fi} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right]^{1.8} \quad (3)$$

Donde:

$$R_{\eta,fi} = 83 \left[1 - \mu_{fi} \frac{(1+\omega)}{(0,85/\alpha_{cc}) + \omega} \right] \quad (4)$$

$$R_a = 1,60(a - 30) \quad (5)$$

$$R_l = 9,60(5 - l_{ef}) \quad (6)$$

$$R_b = 0,09b_{ef} \quad (7)$$

$$R_n = 0 \text{ si } n = 4 \text{ (barras solo en las esquinas)} \quad (8)$$

$$R_n = 12 \text{ si } n > 4$$

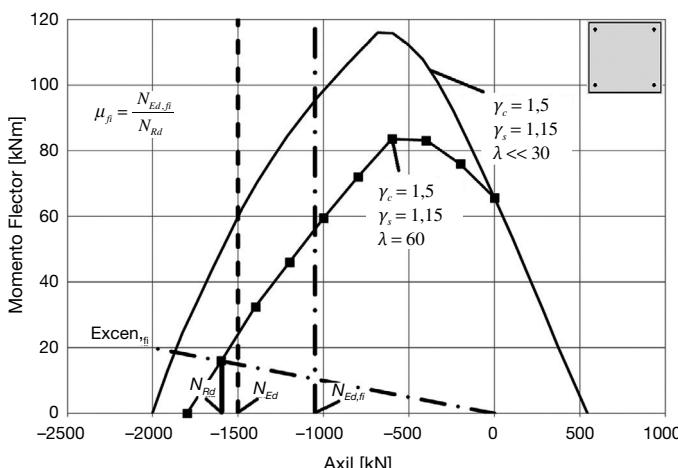


Figura 3. Representación de los valores a utilizar en la obtención de la relación μ_{fi} en el diagrama de interacción de la sección del soporte analizado.

α_{cc} es el coeficiente cansancio del hormigón a compresión, para el que se recomienda [5] adoptar el valor $\alpha_{cc} = 1$. ω es la cuantía mecánica del soporte a temperatura ambiente que se define en la Ecuación 9.

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (9)$$

Donde:

A_c es el área transversal del soporte

A_s es el área total de la armadura longitudinal

f_{cd} es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión a temperatura ambiente

f_{yd} es la resistencia de cálculo del acero a temperatura ambiente

En la Ecuación 7, en el caso de soportes circulares, b_{ef} es equivalente al diámetro del soporte mientras que para soportes rectangulares, con dimensiones transversales b y h , la dimensión efectiva b_{ef} se obtiene mediante la Ecuación 10:

$$b_{ef} = \frac{2A_c}{(b+h)} \quad (10)$$

La EN-1992-1-2 [8] especifica que las ecuaciones 3 a 8 son aplicables cuando los valores de l_{ef} , a , b_{ef} y μ_{fi} , y la relación e/h o e/b , relación entre la excentricidad de primer orden bajo condiciones de fuego e y las dimensiones transversales adecuadas, se encuentran dentro de un rango de valores admisibles definidos en la tabla 3 [8]. En la tabla 3 también se muestra el rango de variación de estos parámetros en los ensayos utilizados [12].

Adicionalmente la EN-1992-1-2 [8] presenta la tabla 4, similar a las existentes en la EHE-08 [7] y en la ENV 1992-1-2: 1996 [6], en la que se indican los valores de a_{min} y b_{min} , correspondientes a soportes de hormigón con una longitud de pandeo l_{ef} inferior a los tres metros, con una excentricidad relativa de primer orden bajo condiciones de fuego e inferior a 0,15, con una cuantía geométrica de acero de refuerzo (A_s/A_c) inferior al 4%, y con niveles de carga μ_{fi} de 0,2, 0,5 y 0,7. Según [10], estas limitaciones se cumplen en la mayoría de los pilares de edificación.

La figura 4 muestra una comparación entre las dimensiones mínimas b_{min} (fig. 4a) y los recubrimientos mecánicos mínimos a_{min} (fig. 4b), de la EHE-08 [7], la ENV 1992-1-2:1996 [6] y el Método A de la EN-1992-1-2 [8]. En el caso de los valores de las tablas 1 y 4, se han utilizado los valores que corresponden

Tabla 3

Rangos de valores admisibles para los parámetros utilizados en el Método A [8] y rango de variación de tales parámetros en los resultados experimentales utilizados [12]

Mét. A EN-1992-1-2 [8]	Ensayos Experimentales [12]
$2 \text{ m} \leq l_{ef} \leq 6 \text{ m}$	$1,9 \text{ m} \leq l_{ef} \leq 5,76 \text{ m}$
$25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$	$30 \text{ mm} \leq a \leq 80,15 \text{ mm}$
$200 \text{ mm} \leq b_{ef} \leq 450 \text{ mm}$	$200 \text{ mm} \leq b_{ef} \leq 406 \text{ mm}$
$0,15 \leq e/h \text{ o } e/b \leq 0,4$	$0,00 \leq e/h \text{ o } e/b \leq 0,5$
$0,2 \leq \mu_{fi} \leq 0,7$	$0,131 \leq \mu_{fi} \leq 0,83$

Tabla 4

Dimensiones y recubrimientos mecánicos mínimos para soportes de H.A. según el Método A de [8]

R [min]	$\mu_{fi} = 0,2$		$\mu_{fi} = 0,5$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	b_{min} [mm]	a_{min} [mm]	b_{min} [mm]	a_{min} [mm]	b_{min} [mm]	a_{min} [mm]
30	200	25	200	25	200	32
60	200	25	300	36	300	27
90	200	31	300	45	350	46
	300	25	400	38	350	40
120	250	40	350*	45*	350*	53
	350	35	450*	40*	450*	40*
180	350*	45*	350*	63*	450*	57*
240	350*	61*	450*	75*	450*	51*

* Se debe disponer un mínimo de ocho barras longitudinales de refuerzo, $n=8$.

a niveles de carga de μ_{fi} iguales a 0,5 y 0,7. En relación con los valores de la tabla 4 se han utilizado los valores menores de b_{min} , con sus correspondientes a_{min} .

La figura 4 muestra que las tablas de la EHE-08 [7] dan valores muy similares a las de la ENV 1992-1-2:1996 [6] y que los criterios del Método A de la EN 1992-1-2:2004 [8] conducen a diseños más conservadores.

4.2. Método B

El Método B propone el uso de nueve tablas que se han obtenido a partir de un estudio teórico que ha utilizado el método de la columna modelo y las propiedades de los materiales para las temperaturas correspondientes al tiempo de fuego estudiado. Las tablas indican los valores de dimensiones y recubrimientos mecánicos mínimos, a_{min} y b_{min} .

Para generar estas tablas se consideraron los siguientes parámetros: la esbeltez mecánica del soporte λ , el recubrimiento mecánico de la armadura a , la dimensión mínima de la sección transversal del soporte b , la cuantía mecánica ω , la excentricidad reducida e/b y un axil reducido n , que se determina mediante la Ecuación 11.

$$n = \frac{N_{Ed,fi}}{0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})} \quad (11)$$

De acuerdo con lo indicado en el anexo B.3.2 de [8], el procedimiento utilizado para producir las nueve tablas del Método B es el siguiente: se definen unas condiciones básicas para el soporte a estudiar: λ , ω , n , e/b y un tiempo de exposición R ; se adopta la curva de fuego ISO-834 [2]; se realiza el siguiente proceso, para distintos valores de b y a :

- Se determina la distribución de temperaturas en la sección del soporte, para el tiempo R adoptado.
- Se determina la temperatura de las armaduras.
- Se determina la temperatura en el hormigón indicando las isotermas.
- Se consideran los diagramas de tensión-deformación definidos en [8], para la armadura y el hormigón a distintas temperaturas, y se determina el diagrama momento-curvatura de la sección.

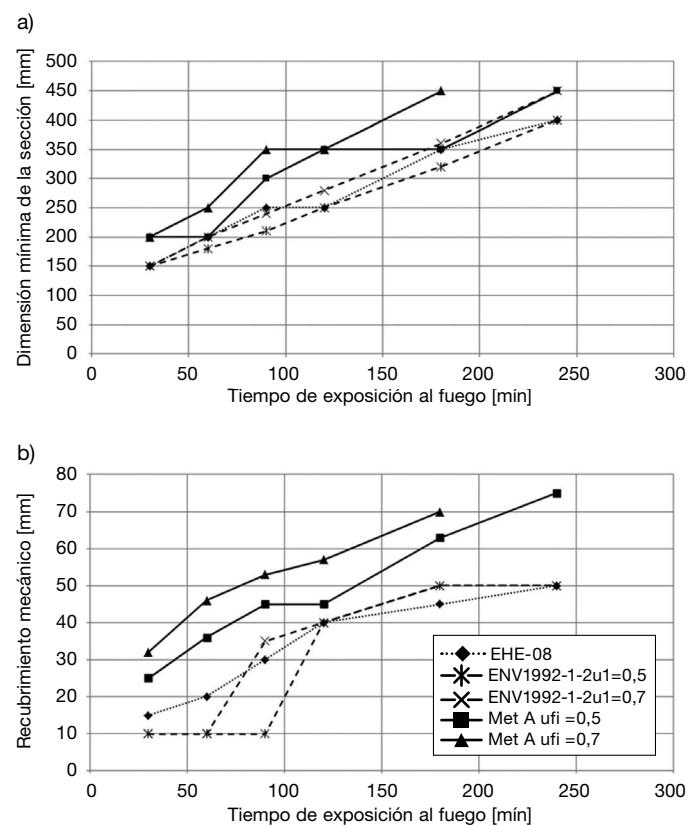


Figura 4. Comparación entre los valores de a) Dimensiones de sección mínimas y b) Recubrimientos mecánicos mínimos según [6], [7] y el Método A de [8].

- Aplicando el método de la columna modelo se determina la capacidad resistente.
- Se escogen los mínimos valores de b y a que garanticen un tiempo de exposición R .

La tabla 5 muestra los rangos de valores de las variables consideradas en la elaboración de las nueve tablas del Método B [8].

En la tabla 6 se muestra el resultado de aplicación del Método B para el caso de soportes con esbelteces inferiores a 30, con e/b inferior a 0,25 y con un valor de e menor a los 100 mm.

Tabla 5

Rangos de valores tomados en cuenta en el Método B de [8]

Mét. B EN-1992-1-2 [5]
$30 \leq \lambda \leq 80$
$25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$
$150 \text{ mm} \leq b \leq 600 \text{ mm}$
$0,025 \leq e/h \text{ o } e/b \leq 0,5$
$0,15 \leq n \leq 0,7$
$0,1 \leq \omega \leq 1,0$

Al igual que en la EHE-08 [7], el Método B de [8] define que en el caso de resistencias al fuego mayores a los 90 minutos y cuando la armadura del soporte sea superior al 2%, dicha armadura debe distribuirse en todas las caras.

La figura 5 muestra una comparación entre los valores de a_{min} y b_{min} correspondientes a la tabla 1, de la ENV 1992-1-2:1996 [6], la 2, de la EHE-08 [7], y la 6, de la EN 1992-1-2:2004 [8]. Se representan axiles reducidos n igual a 0,3 y 0,7 y una cuantía mecánica ω igual a 0,5.

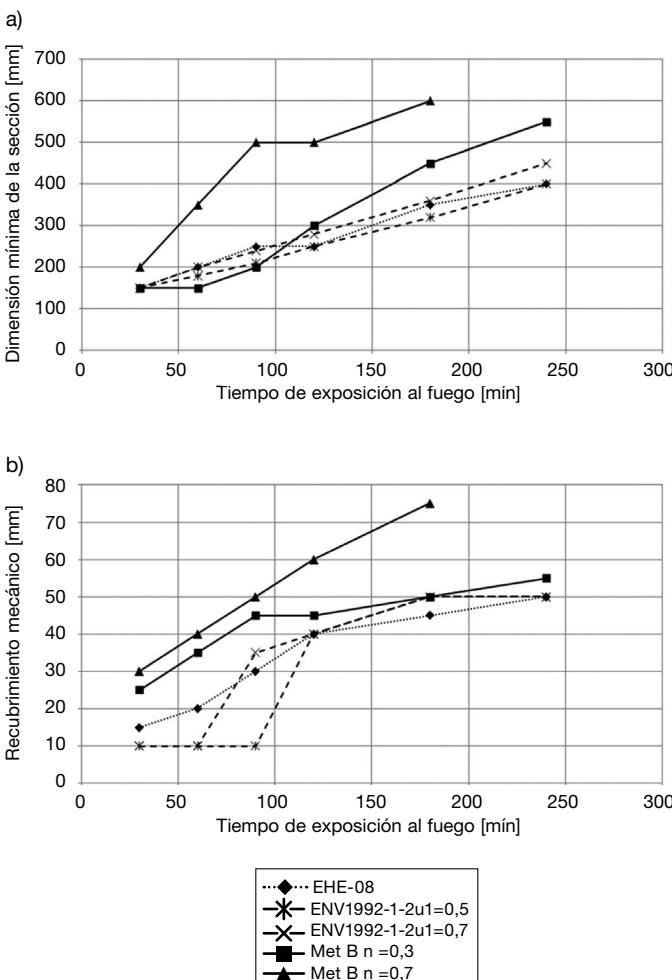


Figura 5. Comparación entre los valores de a) Dimensiones de sección mínimas y b) Recubrimientos mecánicos mínimos según [6,7] y el Método B de [8].

5. Comparaciones entre distintos métodos

5.1. Método A y método B de la EN-1992-1-2 [8]

En la figura 6 se muestra una comparación entre los Métodos A y B de la EN 1992-1-2 [8]. Las comparaciones se realizaron tomando los valores de la tabla 6, correspondiente al Método B de la EN 1992-1-2 [8], y aplicando las ecuaciones 3 a 8, que corresponden al Método A [8]. Para ello ha habido que homogeneizar los parámetros en la tabla 6 con los parámetros de las ecuaciones 3 a 8.

Los resultados muestran que, en general, el Método B da resultados más conservadores que el Método A.

Los casos marcados con (rec) corresponden a los valores de la tabla 6 que corresponden a sección con mayor recubrimiento.

5.2. Método A y EHE-08

En la figura 7, se muestra una comparación entre el Método A de la EN-1992-1-2 [8] y la tabla 2 de la EHE-08 [7]. Las comparaciones se realizaron tomando los valores de la tabla 2, correspondiente a la EHE-08 [7], y aplicando las ecuaciones 3 a 8, que corresponden al Método A [8]. Para ello ha habido que homogeneizar los parámetros en la tabla 2 con los parámetros de las ecuaciones 3 a 8.

En este caso se supone que los pilares de ambas tablas son cuadrados. Además se tiene en cuenta la distribución de armadura tal como se ha hecho en el apartado anterior. Finalmente, se asume que los resultados de la tabla 2, que no dependen del axil, son válidos para los tres niveles de carga previstos en la tabla 4.

En la figura 7 se puede ver que para niveles de carga medianos y altos, el Método A da resultados más conservadores que la tabla 2 de [7]. Además, para tiempos de exposición superiores a 120 minutos, el Método A da siempre valores más conservadores. En general se puede decir que el Método A, que tiene en cuenta los efectos de segundo orden a nivel de elemento estructural, es más exigente para situaciones de fuego.

6. Ejemplos

Se plantea la utilización de la EN 1992-1-2 [8], según los Métodos A y B y la EHE-08 [7] en el proyecto de un edificio constituido por una planta baja, tres plantas tipo y planta cubierta. La distancia entre ejes de pilares es de 5,50 m; la luz de los forjados también es de 5,50 m. La altura entre forjados es de 3 m. La estructura está resuelta con cuatro pórticos de cinco vanos cada uno. Horizontalmente se prevé el uso de la caja de ascensor y escaleras como pantallas de arrostramiento. El edificio tendrá un uso administrativo. La figura 8 muestra una planta tipo y el alzado de uno de los pórticos del edificio.

Las plantas están resueltas con forjados unidireccionales de 0,27 m de espesor. En todas las plantas se utilizan vigas planas de $0,50 \times 0,27$ m de sección transversal. En toda la estructura se emplea hormigón HA-25 y acero pasivo B-500. Se asume una clase de exposición XC1 según la EN 1992-1-2 [16].

Se asume que los pórticos son intraslacionales, porque las pantallas del núcleo de circulación vertical lo garantizan.

Tabla 6

Dimensiones y recubrimientos mecánicos mínimos para soportes de H.A. según el Método B de [8]

R [min]	ω	n = 0,15				n = 0,3				n = 0,5				n = 0,7			
		b_{min} [mm]	a_{min} [mm]														
30	0,1	150	25*			150	25*			200	30	250	25*	300	30	350	25*
	0,5	150	25*			150	25*			150	25*	250	35	350	40	350	25*
	1	150	25*			150	25*			150	25*	200	40	400	45	300	30
60	0,1	150	30	200	25*	200	40	300	25*	300	40	500	25*	500	25*	550	25*
	0,5	150	25*			150	35	200	25*	250	35	350	25*	350	40	550	25*
	1	150	25*			150	30	200	25*	200	40	400	25*	300	50	600	30
90	0,1	200	40	250	25*	300	40	400	25*	500	50	550	25*	550	40	600	25
	0,5	150	35	200	25*	200	45	300	25*	300	45	550	25*	500	50	600	40
	1	200	25*			200	40	300	25*	250	40	550	25*	500	50	600	45
120	0,1	250	50	350	25*	400	50	550	25*	550	50	600	25*	550	60	600	45
	0,5	200	45	300	25*	300	45	550	25*	450	50	600	25*	500	60	600	50
	1	200	40	250	25*	250	50	400	25*	450	45	600	30	600	60		
180	0,1	400	50	500	25*	500	60	550	25*	550	60	600	30	(1)			
	0,5	300	45	450	25*	450	50	600	25*	500	60	600	50	600	75		
	1	300	40	400	25*	450	50	550	25*	500	60	600	45	(1)			
240	0,1	500	60	550	25*	550	40	600	25*	600	75	(1)					
	0,5	450	45	500	25*	550	55	600	25*	600	70	(1)					
	1	400	45	500	25*	500	40	600	30	600	60	(1)					

(1) Se necesita una sección superior a los 600 mm y se debe realizar un análisis preciso de inestabilidad.

* Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

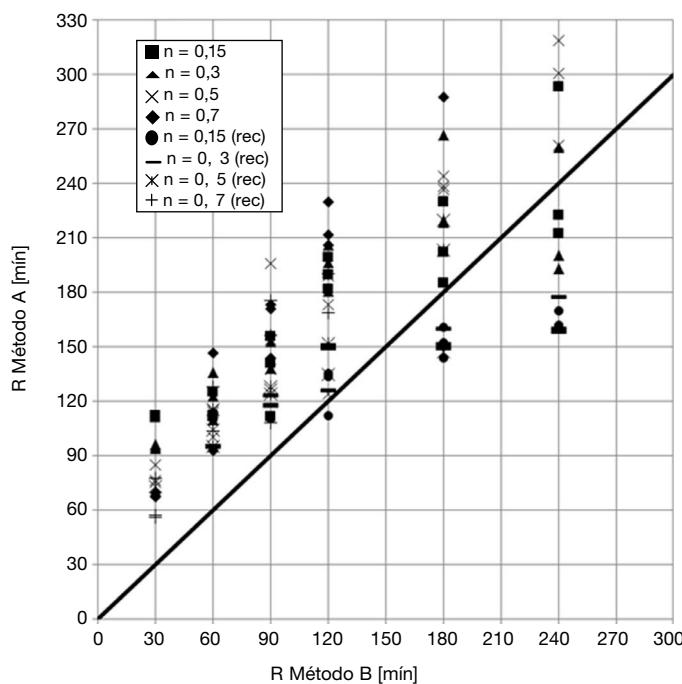


Figura 6. Comparación entre los valores de tiempo de exposición R obtenidos mediante los Métodos A y B [8].

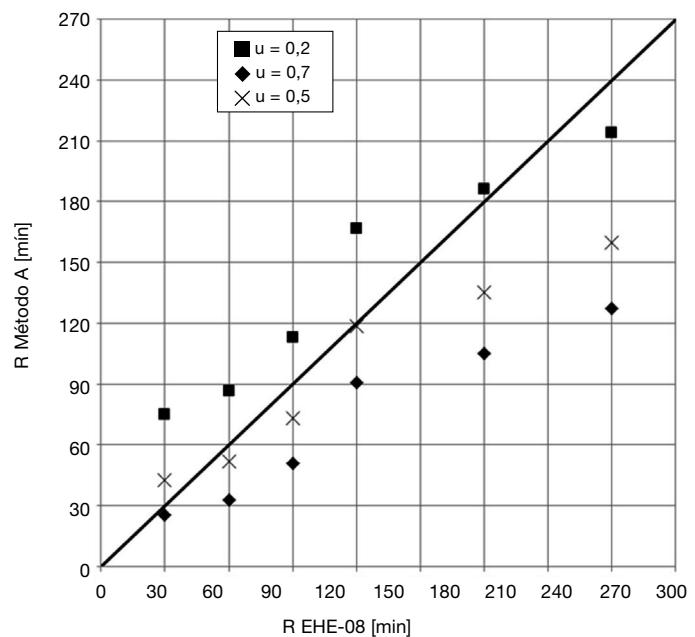


Figura 7. Comparación entre los valores obtenidos por el Método A [8] y la tabla 2 [7].

Para el predimensionamiento de los pilares se ha seguido el siguiente criterio: Se supone que el hormigón resiste las cargas axiles y la armadura es la que resiste los momentos flectores. En la tabla 7 se muestran las dimensiones adoptadas para los pilares interiores y de esquina.

6.1. Cargas consideradas

Como acciones se adoptan las de la EN-1991-1-1 [17], similares a las definidas en el CTE-06 [18]; ver tabla 8.

6.2. Esfuerzos en los pilares

En la figura 9 se muestran los esfuerzos en ELU a temperatura ambiente de los pilares interiores y exteriores correspondientes al pórtico 2. Para la obtención de estos esfuerzos se ha considerado alternancia de sobrecargas. Las combinaciones realizadas y los coeficientes de mayoración y de combinación utilizados son los definidos en la EN 1991-1-1 [17].

En la figura 10 se muestran los esfuerzos en ELU con fuego de los pilares interiores y exteriores correspondientes al pór-

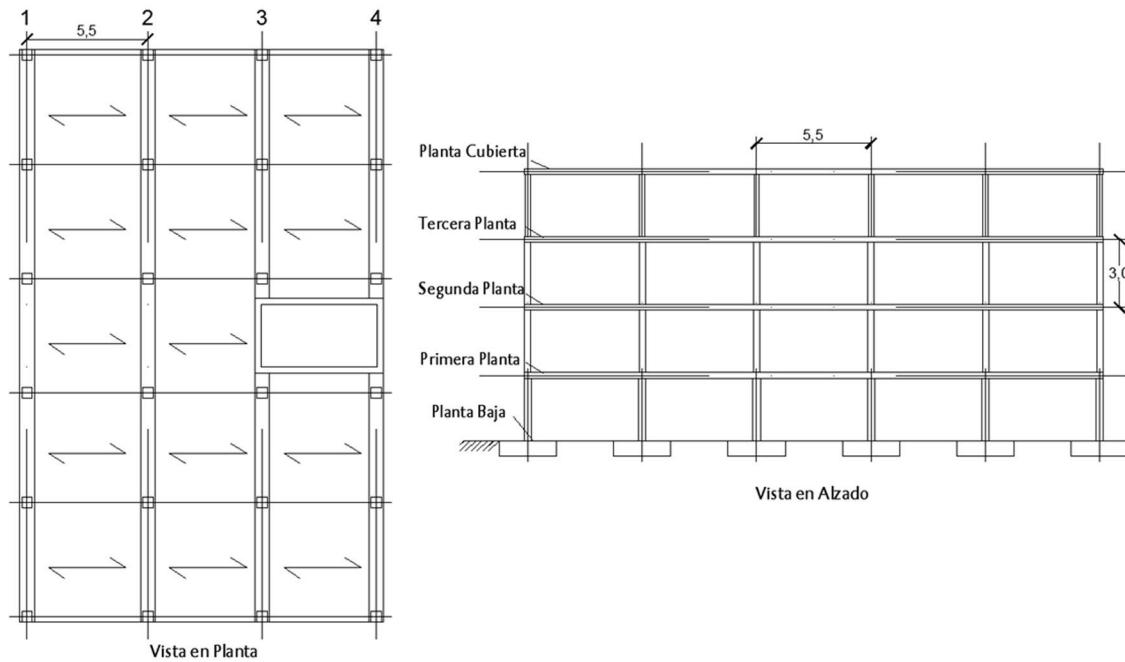


Figura 8. Planta tipo y alzado de uno de los pórticos del edificio.

Tabla 7
Dimensiones adoptadas en pilares interiores y de esquina

Ubicación	Dimensión [cm] Pilar Interno	Dimensión [cm] Pilar de Esquina
3 ^a Planta - Cubierta	25 x 25	25 x 25
2 ^a Planta - 3 ^a Planta	30 x 30	30 x 30
1 ^a Planta - 2 ^a Planta	30 x 30	30 x 30
Planta Baja - 1 ^a Planta	35 x 35	35 x 35

Tabla 8
Valores Característicos de Acciones Consideradas

	Peso propio [kN/m ²]	Carga permanente [kN/m ²]	Sobrecarga [kN/m ²]
Planta Cubierta	4,25	2	1,5
Planta Tipo	4,25	1,2	3

tico 2. Para la obtención de estos esfuerzos se ha considerado alternancia de sobrecargas. Las combinaciones realizadas y los coeficientes de mayoración y de combinación utilizados son los definidos en la EN 1991-1-1 [17].

6.3. Comprobaciones para situaciones con fuego

De acuerdo con el CTE-08 [18], para un edificio de uso administrativo como el estudiado, se debe resistir una exposición de fuego de 60 minutos. No se evalúa la resistencia al fuego de los pilares ubicados entre la tercera planta y la planta cubierta porque están sometidos a excentricidades de primer orden superiores a los límites establecidos en los Métodos A y B de la EN 1992-1-2 [8].

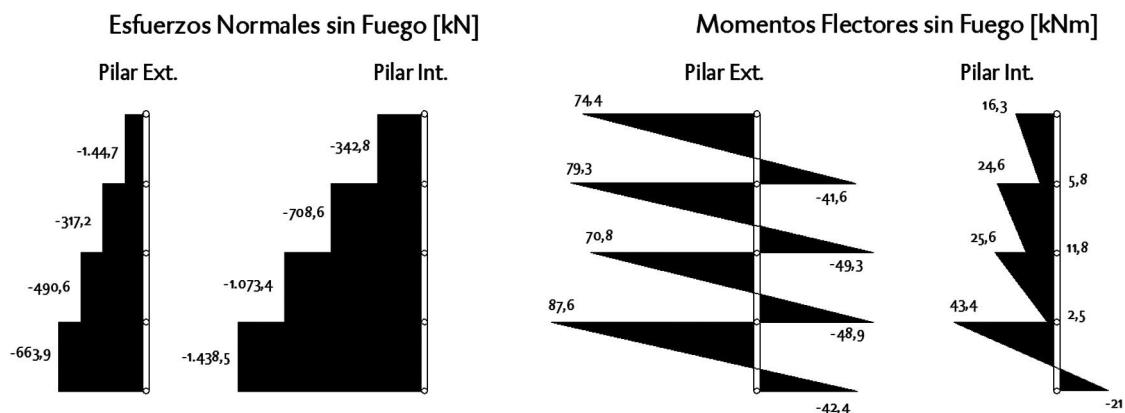


Figura 9. Esfuerzos de diseño en ELU a temperatura ambiente para los pilares interiores y exteriores del pórtico 2.

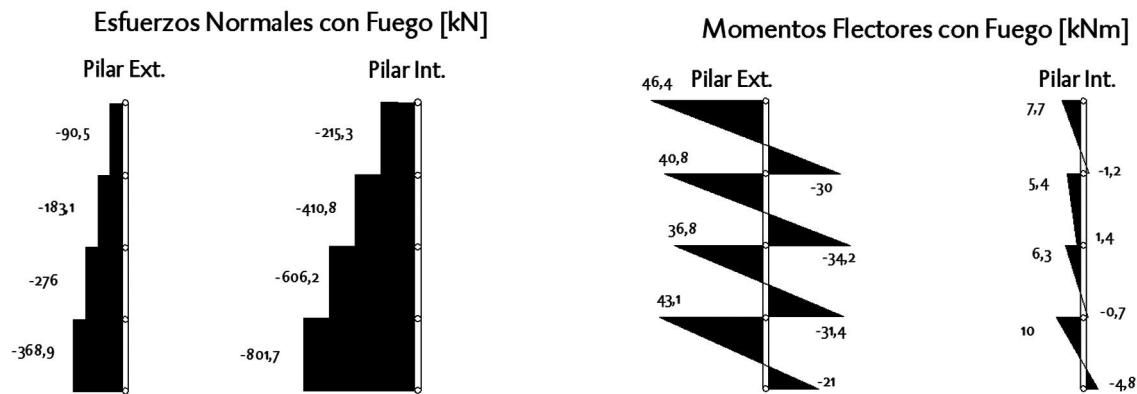


Figura 10. Esfuerzos de diseño en ELU con fuego para los pilares interiores y exteriores del pórtico 2.

6.4. EHE-08

De acuerdo con el criterio de la EHE-08 [7] es necesario comprobar, de acuerdo con la tabla 2, que las dimensiones mínimas sean mayores que 200 mm y el recubrimiento mecánico mínimo sea mayor que 20.

Como la dimensión mínima establecida para pilares, en la propia EHE-08, es de 250 mm, la limitación de dimensión mínima de 200 mm por la condición de fuego no es condicionante.

Las condiciones de durabilidad establecen valores mínimos para el recubrimiento que conducen a recubrimientos mecánicos mayores que los exigidos por la condición de fuego, por lo que tampoco esta dimensión es condicionante.

Utilizando el procedimiento de la EHE-08 [7] se predimensionan los pilares y luego, antes de dimensionar, se comprueban las dimensiones mínimas y se fija el recubrimiento teniendo en cuenta las condiciones de fuego junto con otras condiciones como la durabilidad. Es un procedimiento directo que no requiere iteraciones.

6.5. Método A EN 1992-1-2

Como para utilizar la Ecuación 3 o la tabla 4, que define el Método A, es necesario conocer la armadura, entonces, es necesario dimensionar la sección para las condiciones en ELU a temperatura ambiente. Para realizar este dimensionamiento se utilizan las dimensiones establecidas en el apartado 6 y un recubrimiento mecánico de 40 mm. Este recubrimiento resulta de considerar un recubrimiento de 25 mm, un cerco de 6 mm y la mitad del diámetro de la barra de armadura longitudinal. En la tabla 9 se muestran las armaduras correspondientes a cada tramo de los pilares estudiados del pórtico 2.

Con esta información se calcula, con la Ecuación 3, el recubrimiento mecánico mínimo, y se pueden obtener los recubrimientos mecánicos mínimos que da la tabla 4. Si se aplica la Ecuación 3 se obtienen resultados más ajustados. Para la determinación de estos valores se han considerado los siguientes parámetros:

Tabla 9
Armaduras de refuerzo considerando un recubrimiento de 40 mm

Ubicación	Armadura Pilar Interior	Armadura Pilar Exterior
2 ^a Planta - 3 ^a Planta	4 φ16	4 φ16
1 ^a Planta - 2 ^a Planta	4 φ16	4 φ16
Planta Baja - 1 ^a Planta	4 φ16	4 φ16

Tabla 10
Recubrimientos necesarios para resistir las condiciones de fuego. Método A

Ubicación	Recubrimiento Pilar Interior	Recubrimiento Pilar Exterior
2 ^a Planta - 3 ^a Planta	25 mm*	25 mm*
1 ^a Planta - 2 ^a Planta	25 mm*	25 mm*
Planta Baja - 1 ^a Planta	25 mm*	25 mm*

*Valor de recubrimiento mínimo según la EN 1992-1-2 [8].

- Tiempo de exposición: 60 minutos
- $l_{ef} = 3$ m; como se trata, como se ha dicho, de pilares intraslacionales, se ha adoptado como longitud equivalente de pandeo la altura entre plantas, que es un valor del lado de la seguridad
- b_{ef} ; para la determinación de este valor se adoptan las dimensiones mostradas en la tabla 7

En la tabla 10 se muestra los recubrimientos que se obtienen aplicando la Ecuación 3.

En este ejemplo, se observa que los recubrimientos obtenidos con el Método A son siempre inferiores a la dimensión mínima establecida en la EN 1992-1-2 [8].

Simplificadamente, la EN 1992-1-2 [8] permite utilizar la tabla 4 considerando en lugar de μ_{fi} , el parámetro η_{fi} , que no requiere el dimensionamiento de la sección. El valor de η_{fi} se determina mediante la Ecuación 12.

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,l}}{\gamma_g G_k + \gamma_Q Q_{k,l}} \quad (12)$$

Tabla 11

Recubrimientos necesarios para resistir la influencia del fuego. Método A simplificado

Ubicación	Recubrimiento Pilar Interior	Recubrimiento Pilar Exterior
2 ^a Planta - 3 ^a Planta	33 mm	33 mm
1 ^a Planta - 2 ^a Planta	33 mm	33 mm
Planta Baja - 1 ^a Planta	33 mm	33 mm

*Valor de recubrimiento mínimo según la EN 1992-1-2 [8].

Tabla 12

Recubrimientos necesarios para resistir la influencia del fuego. Método B

Ubicación	Recubrimiento Pilar Interior	Recubrimiento Pilar Exterior
2 ^a Planta - 3 ^a Planta	25 mm*	25 mm*
1 ^a Planta - 2 ^a Planta	36 mm	25 mm*
Planta Baja - 1 ^a Planta	36 mm	25 mm*

*Valor de recubrimiento mínimo según la EN 1992-1-2 [8].

Donde

G_k es el valor característico de las acciones permanentes
 $Q_{k,i}$ es el valor característico de la acción variable determinante
 γ_g es el coeficiente de seguridad para acciones permanentes
 γ_q es el coeficiente de seguridad para acciones variables
 ψ_{fi} es el coeficiente de combinación para acciones variables frecuentes o cuasipermanentes según la EN 1991-1-2 [5]

La tabla 11 muestra los recubrimientos que se obtienen usando la tabla 4 y el valor de η_{fi} en lugar de μ_{fi} .

Los recubrimientos obtenidos con el Método A simplificado son superiores a los recubrimientos obtenidos con la aplicación estricta del Método A de la EN 1992-1-2 [8].

6.6. Método B EN 1992-1-2

Al igual que en el apartado 6.3.2, antes de usar las tablas del Método B es necesario conocer la armadura del soporte. Nuevamente, se consideran las dimensiones en la tabla 7 y la armadura de la tabla 9.

Según la referencia [12], el uso de las nueve tablas del Método B puede conllevar a más de 128 interpolaciones. En el presente trabajo se utilizan los valores de la tabla 6.

La tabla 12 muestra los recubrimientos que se obtienen con los datos de la tabla 6.

7. Conclusiones

Del presente trabajo se pueden deducir las siguientes conclusiones:

- Todos los métodos de comprobación de las condiciones resistentes de soportes en condiciones de fuego se han determinado para un fuego normativo establecido en la ISO-834 [2].
- Los requisitos del anexo 6 de la EHE-08 [7] son muy similares a los requisitos de la antigua versión del Eurocódigo 2 [6].

- Los Métodos A y B que propone la vigente versión del Eurocódigo 2 [8] son más desfavorables que los propuestos por la ENV 1992-1-2:1996 [6] y EHE-08 [7].
- El Método A es un método desarrollado a partir de resultados experimentales. El Método B es un método desarrollado a partir de un estudio paramétrico teórico, que utiliza el método de la columna modelo para estudiar los efectos de segundo orden.
- Los rangos de valores de los parámetros estudiados en las tablas correspondientes al Método A están relacionados con los rangos de valores de la base de datos de ensayos experimentales usada para elaborar dicho método. Se debe determinar si estos rangos de valores son realmente representativos de los soportes de edificación.

Agradecimientos

Este trabajo se enmarca dentro del Proyecto de Investigación “Estudio Frente al Fuego de Estructuras de Hormigón” financiado por el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones.

Bibliografía

- [1] ASTM E119. Standard Tests Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials. American Society for Testing and Materials, 1988.
- [2] ISO-834. Fire Resistance Tests-Elements of Building Construction. International Standard, 1999.
- [3] Buchanan AH. Structural design for fire safety. West Sussex: John Wiley and Sons; 2001. 96 p.
- [4] ACHE. Monografía: Proyecto de Edificios Altos. Madrid: ACHE; 2013. 165 p.
- [5] EN-1991-1-2. Eurocode 1. Actions on structures exposed to fire. Bruselas: CEN; 2002. 30 p.
- [6] UNE-ENV-1992-1-2. Eurocódigo 2. Proyecto de Estructuras de Hormigón. Reglas generales proyecto de estructuras al fuego. Madrid: AENOR; 1996. 29 p.
- [7] EHE. Instrucción de Hormigón Estructural. Madrid: Ministerio de Fomento; 2008. 493 p.
- [8] EN-1992-1-2. Eurocode 2. General rules-Structural fire design. Bruselas: CEN; 2004. 43-91 p.
- [9] Kodur V, Raut N. Design equation for predicting fire resistance of reinforced concrete columns. Structural Concrete. 2009;10:73-86.
- [10] Franssen JM. Design of concrete columns based on EC2 tabulated data - A critical review. Copenhagen: First International Workshop “Structures in Fire”; 2000. 323-340 p.
- [11] Franssen J, Safir M. A thermal/structural program modelling structures under fire”. Engineering Journal AISC. 2005;41:143-58.
- [12] Background Documents to EN-1992-1-2. Eurocode 2. General rules-Structural fire design. Bruselas: CEN; 2003. 134-141 p.
- [13] Dotreppe J, Franssen J, Brüls A, Vandevelde P, Minne R, Van Nieuwenburg D, et al. Experimental research on the determination of the main parameters affecting the behaviour of reinforced concrete columns under fire conditions. Magazine of Concrete Research. 1997;49:117-27.
- [14] Hass R. Zur Praxisgerechten Brandschutztechnischen Beurteilung von Stutzen aus Stahl und Beton. Braunschweig: Inst für Baustoffe, Massivbau und Bradschutz der Technischen Universität Braunschweig; 1986. A22-A28 p.
- [15] Lie TT, Woolerton J. Fire resistance of reinforced concrete columns - Test results. Ottawa: Int. Report nº 569, National Research Council, Institute for Research in Construction, 1988. 14-15 p.
- [16] EN-1992-1-1. Eurocode 2. Design of concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bruselas: CEN; 2004. 24 p.
- [17] EN-1991-1-1. Eurocode 1. Actions on structures-Part 1-1: General actions, densities, self-weight, imposed loads for buildings. Bruselas: CEN; 2002. 21 p.
- [18] CTE. Código Técnico de la Edificación. Madrid: Ministerio de Vivienda; 2006. S16-2 p.