

# **Análisis experimental de la resistencia al fuego de pilares tubulares circulares de acero esbeltos rellenos de hormigón**

**VICENTE JOSÉ MOLINER BESALDUCH**

**EDITORIAL  
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA**



**UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA**

**Departamento de Ingeniería de la Construcción  
y de Proyectos de Ingeniería Civil**



**Análisis Experimental de la Resistencia al Fuego  
de Pilares Tubulares Circulares de Acero  
Esbeltos Rellenos de Hormigón**

**TESIS DOCTORAL**

**PRESENTADA POR:**

**D. Vicente J. Moliner Besalduch**  
*Ingeniero Industrial*

**DIRIGIDA POR:**

**D. Manuel L. Romero García**  
*Dr. Ingeniero Industrial*

**D. Antonio Hospitaler Pérez**  
*Dr. Ingeniero Industrial*

**Dña. Ana Espinós Capilla**  
*Dr. Ingeniero Industrial*

**Valencia, noviembre de 2013**

*Colección Tesis Doctorales*

© Vicente José Moliner Besalduch

© 2014, de la presente edición: Editorial Universitat Politècnica de València  
Telf.: 963 877 012 / [www.lalibreria.upv.es](http://www.lalibreria.upv.es)

ISBN: 978-84-9048-198-1 (versión CD)

Queda prohibida la reproducción, distribución, comercialización, transformación, y en general, cualquier otra forma de explotación, por cualquier procedimiento, de todo o parte de los contenidos de esta obra sin autorización expresa y por escrito de sus autores.

## AGRADECIMIENTOS

Una mañana de mayo de 1996, el profesor Antonio Hospitaler, con el fin de ilustrar su lección magistral sobre el fenómeno de pandeo en los pilares, se acercó a un alumno de la primera fila, tomó prestado su doble decímetro de material plástico, aplicó con sus manos una carga de compresión a ambos extremos de la regla y, no calibrando adecuadamente su resistencia, la partió en dos, quedando en eterna deuda con el alumno por aquella fractura regular. Quién podía sospechar en aquel momento que, diecisiete años después, aquel alumno iba a presentar una tesis doctoral alrededor de dicho fenómeno de pandeo en los pilares, si bien en situación de incendio. Gracias, Toni, por haberme roto la regla y, especialmente, por tu empeño, aliento e ilusión a lo largo de este tiempo para que el trabajo saliese adelante. La deuda está cancelada.

Quisiera también expresar mi más sincera gratitud hacia Manolo Romero por la confianza en mí depositada para poner en marcha este proyecto, por todo el tiempo y energía dedicados, por toda su ayuda y cada uno de sus consejos, en definitiva, por la excelente y minuciosa dirección realizada durante estos años. Del mismo modo, agradecer especialmente la dirección de Ana Espinós, por toda la paciencia y afecto expresados, por todas sus contribuciones y explicaciones que, sin duda, me han abierto y facilitado el acceso a este mundo de los pilares.

Por otra parte, mi agradecimiento también a Enrique Serra, a quien debo el diseño y la fabricación de los pilares analizados en este trabajo: sin la excelente y estricta calidad de su trabajo nunca se hubiera podido realizar esta campaña experimental. Gracias, también, a Carmen Ibáñez por su trabajo de documentación y por sus aclaraciones e indicaciones durante los primeros ensayos, las cuales me ayudaron a afrontar con especial rigor esta investigación.

De forma muy especial y entrañable, gracias a Maribel Marco, Laura Pont, José Vicente Izquierdo, Paco Plaza, José Manuel Navarro, Óscar Piñero, Adrian Moraru y Viorel Simion, verdaderos artífices de los ensayos de resistencia al fuego llevados a cabo en AIDICO. Gracias por tenerlos siempre a punto, por la excelencia con que los habéis preparado, por vuestros recursos para soslayar todas y cada una de las dificultades que han surgido en este tiempo; en definitiva, por vuestra profesionalidad. Sin duda, sin este genuino equipo humano este proyecto no hubiera sido posible.

El desarrollo de la campaña experimental, núcleo de esta tesis doctoral, ha sido posible gracias a la financiación por parte del Ministerio de Ciencia e Innovación de España, a través del proyecto “Comportamiento resistente frente a altas temperaturas de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón de alta resistencia, BIA 2009\_09411”, a la Generalitat Valenciana por sus fondos IMPIVA en el marco del proyecto “Avances en el desarrollo de la protección pasiva al fuego y seguridad de edificios, FUEGOSTRUCT”, y a los fondos FEDER de la Unión Europea.

Asimismo, recordar y agradecer con cariño a Rosalía Guerra, quien en 2003 me animó con insistencia a iniciar mis estudios de doctorado en la Universidad Politécnica de Madrid. Sin su empeño y acompañamiento no creo haber podido comenzar nunca este proceso. Del mismo modo, mi agradecimiento a Ángel M<sup>a</sup> Sánchez y Javier Carro, del Departamento de Física Aplicada de la U.P.M., por la dirección de mis trabajos de investigación en Metrología, materia a la que dediqué mis primeros años de profesión y doctorado.

Gracias a Vicente y Carmen, mis padres, sólidos cimientos donde arranca el edificio de mi vida. Gracias por todos y cada uno de los dones de vosotros recibidos, en especial, por el precioso regalo de la vida y por perder la vuestra por mí.

Gracias a José, Daniel, Vicente, Ana y Ángela, mis hijos, mis cinco pilares, esbeltos, incombustibles y, ante todo, bellos. Ellos dan sentido a todos mis esfuerzos, mis desvelos y mis anhelos. Gracias por existir, gracias por ser.

Gracias a M<sup>a</sup> José, mi esposa, auténtico pilar de mi vida, hecha de un inusitado material capaz de soportar cualquier tipo de carga, bien sea de tracción, bien de compresión. Tras múltiples tentativas, todavía se desconoce dónde se encuentra su límite elástico. Confío en que nunca llegue a plastificar. Gracias por cimentar, sostener y estructurar mi vida.

Finalmente, gracias a Dios, origen y destino de todo, en quien todo cobra sentido, *pues del Señor son los pilares de la tierra y sobre ellos afianzó el orbe* (1S 2,8b).

Vicente J. Moliner

Julio 2013

## RESUMEN

En los últimos tiempos, el empleo de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón ha experimentado un notable incremento debido a su buen comportamiento, por una parte, estructural, al combinar el efecto del hormigón y del acero trabajando conjuntamente, y por otra, en situación de incendio, al presentar unos elevados tiempos de resistencia al fuego sin necesidad de protección externa.

Una extensa revisión del estado actual del conocimiento ha permitido constatar que, si bien el comportamiento frente al fuego de estos perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón ha sido investigado en profundidad en las últimas décadas, el número de investigaciones experimentales específicamente diseñadas para evaluar la resistencia al fuego de pilares tubulares circulares de acero esbeltos rellenos de hormigón de alta resistencia sometidos a cargas excéntricas es escaso.

Este trabajo de investigación analiza una campaña experimental consistente en el desarrollo de 40 ensayos de resistencia al fuego sobre pilares tubulares circulares de acero esbeltos rellenos de hormigón, tanto de resistencia normal como de alta resistencia, y sometidos a la acción de cargas centradas y excéntricas, con el fin de analizar la influencia de estas variables.

Así, los parámetros de diseño de este programa experimental son el valor nominal de la resistencia a compresión del hormigón (30 y 90 MPa), el tipo de hormigón de relleno (en masa, reforzado con armaduras de acero y reforzado con fibras de acero), el nivel de carga (20 y 40%) y la excentricidad de la carga (0, 20 y 50 mm). Todos los pilares ensayados tienen una longitud total de 3180 mm y un diámetro exterior de 159 mm, siendo el espesor de la pared del tubo de acero de 6 mm. Como condiciones de contorno se considera empotrado el extremo inferior de cada pilar y articulado el superior, siendo el valor de la esbeltez relativa a temperatura ambiente de los pilares superior a 0,5 en todos los casos analizados.

Finalmente, los resultados obtenidos en los ensayos experimentales se comparan con las previsiones de diferentes métodos de cálculo simplificado propuestos por la normativa vigente a nivel internacional con el fin de validar la precisión de estos métodos, confirmando que el Eurocódigo 4 proporciona predicciones inseguras para pilares circulares esbeltos CFT sometidos a cargas centradas y excesivamente conservadoras cuando la carga es excéntrica.



## ABSTRACT

The use of concrete filled tubular columns has increased in the last years due to, on one hand, their good structural performance, taking advantage of the combined effect of concrete and steel working together and, on the other hand, their good behaviour in the fire situation, showing a high fire resistance without the need of external protection.

An extensive review of the state of the art has revealed that while the fire performance of these steel hollow sections filled with concrete has been deeply investigated in recent decades, the number of experimental investigations specifically designed to evaluate the fire resistance of slender circular steel hollow section columns filled with high-strength concrete and subjected to eccentric loads is scarce.

This research work discusses an experimental campaign consisting of 40 fire resistance tests conducted on slender circular steel hollow section columns filled with normal and high-strength concrete, subjected to concentric and eccentric loads, in order to analyse the effects of these variables.

Thus, the test parameters of this experimental program are the nominal compressive strength of concrete (30 and 90 MPa), the infilling type (plain concrete, reinforced concrete and steel fiber reinforced concrete), the axial load level (20 and 40%) and the load eccentricity (0, 20 and 50 mm). All of the tested columns have a total length of 3180 mm and an outer diameter of 159 mm, the steel tube wall thickness being 6 mm. Regarding the boundary conditions, each column is fixed at its bottom end and pinned at its top end, having all of the columns analysed a relative slenderness at room temperature higher than 0,5.

Finally, the results of the experimental tests are compared with the provisions of different simple calculation models provided by the existing international standards so as to validate the accuracy of these methods. This study evidences that Eurocode 4 provides unsafe predictions for slender circular CFT columns subjected to concentric axial load and, in turn, results excessively conservative when the load is eccentric.



## RESUM

En els últims temps, l'ús de perfils tubulars d'acer omplerts de formigó ha experimentat un notable increment a causa del seu bon comportament, d'una banda, estructural, en combinar l'efecte del formigó i de l'acer treballant conjuntament, i per una altra, en situació d'incendi, en presentar uns elevats temps de resistència al foc sense necessitat de protecció externa.

Una extensa revisió de l'estat actual del coneixement ha permès constatar que, si bé el comportament davant del foc d'estos perfils tubulars d'acer omplerts de formigó ha estat investigat en profunditat en les últimes dècades, el nombre d'investigacions experimentals específicament dissenyades per avaluar la resistència al foc de pilars tubulars circulars d'acer esvelts omplerts de formigó d'alta resistència sotmesos a càrregues excèntriques és escàs.

Aquest treball de recerca analitza una campanya experimental consistent en el desenvolupament de 40 assajos de resistència al foc sobre pilars tubulars circulars d'acer esvelts omplerts de formigó, tant de resistència normal com d'alta resistència, i sotmesos a l'acció de càrregues centrades i excèntriques, per tal d'analitzar la influència d'estes variables.

Així, els paràmetres de disseny d'aquest programa experimental són el valor nominal de la resistència a compressió del formigó (30 i 90 MPa), el tipus de formigó de replè (en massa, reforçat amb armadures d'acer i reforçat amb fibres d'acer), el nivell de càrrega (20 i 40%) i l'excentricitat de la càrrega (0, 20 i 50 mm). Tots els pilars assajats tenen una longitud total de 3180 mm i un diàmetre exterior de 159 mm, sent el gruix de la paret del tub d'acer de 6 mm. Com a condicions de contorn es considera empotrat l'extrem inferior de cada pilar i articulat el superior, sent el valor de l'esveltesa relativa a temperatura ambient dels pilars superior a 0,5 en tots els casos analitzats.

Finalment, els resultats obtinguts en els assajos experimentals es comparen amb les previsions de diferents mètodes de càlcul simplificat proposats per la normativa vigent a nivell internacional per tal de validar la precisió d'estos mètodes, confirmant que l'Eurocodi 4 proporciona prediccions insegures per pilars circulars esvelts CFT sotmesos a càrregues centrades i excessivament conservadores quan la càrrega és excèntrica.



## ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS .....	5
RESUMEN .....	7
ABSTRACT.....	9
RESUM.....	11
ÍNDICE.....	13
ÍNDICE DE FIGURAS .....	17
ÍNDICE DE TABLAS .....	25
GLOSARIO DE TÉRMINOS Y SÍMBOLOS .....	29
ABREVIATURAS .....	29
NOMECLATURA .....	30
SÍMBOLOS GRIEGOS .....	33
1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS .....	37
1.1. INTRODUCCIÓN.....	37
1.2. OBJETIVOS Y ALCANCE DE LA TESIS.....	38
1.2.1. Objetivo general .....	38
1.2.2. Objetivos específicos.....	38
1.2.3. Alcance .....	39
1.3. ESTRUCTURA DE LA TESIS.....	39
2. LOS PILARES MIXTOS Y SU COMPORTAMIENTO FRENTE AL FUEGO .....	43
2.1. INTRODUCCIÓN A LOS PILARES MIXTOS.....	43
2.2. VENTAJAS E INCONVENIENTES EN EL USO DE PILARES CFT .....	44

2.3. COMPORTAMIENTO FRENTE AL FUEGO DE LOS CFT.....	47
2.4. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS.....	52
2.4.1. Incendio real .....	52
2.4.2. Modelos de incendio basados en acciones térmicas generadas por fuegos nominales.....	54
2.4.3. Modelos de incendio simplificados y avanzados .....	59
3. ESTADO DEL ARTE .....	63
3.1. GENERALIDADES .....	63
3.2. INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES .....	64
3.3. CONCLUSIONES .....	76
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	81
4.1. INTRODUCCIÓN .....	81
4.2. DISEÑO DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	81
4.3. DESCRIPCIÓN DE LAS MUESTRAS DE ENSAYO.....	86
4.3.1. Perfil tubular de acero.....	86
4.3.2. Hormigón.....	87
4.3.3. Armaduras de acero .....	92
4.3.4. Construcción de las muestras de ensayo.....	93
4.3.5. Determinación de la esbeltez de las muestras de ensayo .....	95
4.4. DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS DE ENSAYO .....	97
4.4.1. Horno horizontal.....	97
4.4.2. Sistema de carga .....	102
4.5. DESCRIPCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN .....	108
4.5.1. Medida de la temperatura de la muestra de ensayo .....	108
4.5.2. Medida del desplazamiento axial de la muestra de ensayo .....	110
4.6. DESCRIPCIÓN DE LAS CONDICIONES DE ENSAYO.....	111

4.6.1. Instalación de las muestras de ensayo .....	111
4.6.2. Uso de la instrumentación .....	116
4.6.3. Inicio del ensayo de resistencia al fuego.....	117
4.6.4. Fin del ensayo.....	118
4.7. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS .....	120
5. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES .....	127
5.1. INTRODUCCIÓN.....	127
5.2. RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS PILARES ENSAYADOS.....	127
5.3. ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN DE LA TEMPERATURA.....	129
5.3.1. Temperatura del horno horizontal .....	129
5.3.2. Temperatura de la muestra de ensayo .....	130
5.3.3. Temperatura del pilar no esbelto .....	130
5.3.4. Conclusiones .....	132
5.4. ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO AXIAL .....	133
5.4.1. Generalidades .....	133
5.4.2. Pilares sometidos a cargas centradas.....	136
5.4.3. Pilares sometidos a cargas excéntricas.....	142
6. COMPARACIÓN CON LA NORMATIVA DE DISEÑO VIGENTE .....	151
6.1. MODELOS DE CÁLCULO SIMPLIFICADO DEL EUROCÓDIGO 4.....	151
6.1.1. Campo de temperaturas .....	153
6.1.2. Modelo general del Eurocódigo 4: cálculo de la carga axil de pandeo en situación de incendio.....	156
6.1.3. Modelo de cálculo simplificado del Anexo H del Eurocódigo 4 .....	177
6.1.4. Modelo de cálculo simplificado del anexo nacional francés del Eurocódigo 4 .....	184

6.2. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES CON OTROS MODELOS DE CÁLCULO .....	191
6.2.1. Ecuaciones de cálculo simplificado propuestas por Kodur .....	192
6.2.2. Ecuaciones de la resistencia relativa propuestas por Han .....	200
6.2.3. Ecuación de cálculo simplificado utilizada en Japón .....	204
7. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	211
7.1. CONCLUSIONES .....	211
7.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	218
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	223
ANEJOS .....	235

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Secciones tipo de pilares mixtos (CEN, 2004c). a) Perfil metálico en doble T totalmente embebido en hormigón; b) y c) Perfil metálico en doble T parcialmente embebido en hormigón; d) y e) Perfil metálico tubular relleno de hormigón (CFT); f) Perfil metálico en doble T embebido en un CFT.....	44
Figura 2.2. Evolución del desplazamiento axial tipo de un pilar mixto CFT frente al tiempo en situación de incendio (Espinós, Romero & Hospitaler, 2010).....	48
Figura 2.3. Evolución de la resistencia de los diferentes componentes de un pilar CFT en caso de incendio (Twilt et al., 1996).....	50
Figura 2.4. Diferentes fases en la evolución de un incendio real.....	53
Figura 2.5. Curva de fuego normalizada.....	55
Figura 2.6. Curvas de calentamiento alternativas.....	56
Figura 4.1. Notación empleada para identificar las muestras de ensayo.....	86
Figura 4.2. Probetas del perfil tubular de acero tras el ensayo de tracción.....	87
Figura 4.3. Gravas 4/7 y 7/12 utilizadas en la elaboración de los hormigones (Serra, 2012).....	89
Figura 4.4. Detalle de las fibras de acero utilizadas en la fabricación de hormigones FC.....	90
Figura 4.5. Detalle de la armadura de acero y esquema de su sección transversal.....	92
Figura 4.6. Resultado del ensayo de tracción de las armaduras de acero.....	93
Figura 4.7. Perfil de acero con placa inferior soldada (izq.) y detalle de la placa inferior (der.).....	94
Figura 4.8. Tubos hormigonados (izq.) y detalle del pulido del recrecido de hormigón antes de soldar la placa superior (der.).....	95

Figura 4.9. Vista general de las instalaciones de ensayo: a) horno horizontal; b) puerta de acceso a la cámara de combustión del horno; c) pórtico de carga; d) unidad de adquisición de datos de temperatura; e) grupo hidráulico; f) unidad de adquisición de datos de carga .....	98
Figura 4.10. Horno horizontal: vista superior de la cámara de combustión (sup. izq.); vista lateral de los quemadores y del sistema de extracción (sup. der.); sección vertical (cen.); planta (inf.) .....	99
Figura 4.11. Termopares de horno: vista general del termómetro de placa (izq.); termopar de tipo K de 1 mm de diámetro (der.) .....	101
Figura 4.12. Unidad de adquisición de datos de temperatura (izq.) y sala de control desde la que se gobierna la instalación general de resistencia al fuego (der.) .....	101
Figura 4.13. Esquema de la instalación conjunta del horno horizontal con el pórtico vertical de carga (sup.) y diseño de la estructura de cimentación enterrada bajo el horno con placa inferior de anclaje (inf.) .....	103
Figura 4.14. Actuador hidráulico y célula de carga .....	104
Figura 4.15. Captador de desplazamiento y detalle del alojamiento de su extremo móvil .....	104
Figura 4.16. Placa superior de anclaje (izq.); detalle del sistema de rótula y brida de fijación (der.) .....	105
Figura 4.17. Grupo hidráulico (izq.) y unidad de adquisición de datos de carga (der.) .....	105
Figura 4.18. Apoyo empotrado .....	106
Figura 4.19. Apoyo articulado: detalle de sus componentes (portapunzón, punzón y hembra) (izq.) y detalle de su instalación en el horno (der.) .....	107
Figura 4.20. Esquema de funcionamiento de los apoyos excéntricos (Portolés, 2010) .....	107
Figura 4.21. Plano de fabricación de la hembra centrada .....	108
Figura 4.22. Distribución de los termopares en la sección del pilar .....	109

Figura 4.23. Posicionamiento del termopar superficial TC1 (izq.) y bastidor de fijación de los termopares internos TC2 a TC 5 (der.) .....	109
Figura 4.24. Transductor de cable extensible .....	111
Figura 4.25. Representación esquemática de la instalación de un pilar para el ensayo de resistencia al fuego (Moliner et al., 2013) .....	112
Figura 4.26. Configuración de las condiciones de contorno de un pilar P-F centrado ( $e = 0$ mm).....	113
Figura 4.27. Configuración de las condiciones de contorno de un pilar P-F excéntrico ( $e = 20$ mm).....	113
Figura 4.28. Configuración de las condiciones de contorno de un pilar P-F excéntrico ( $e = 50$ mm).....	114
Figura 4.29. Fase intermedia de la instalación de un pilar en el interior del horno .....	115
Figura 4.30. Disposición de un pilar en el horno antes del ensayo de resistencia al fuego con los 6 termómetros de placa y su homólogo no esbelto (izq.). Apoyo superior del pilar (se aprecian los tubos de salida de los termopares y los cajones de protección de la instrumentación del pórtico de carga y del apoyo) (der.) .....	116
Figura 4.31. Vista general de las instalaciones durante el ensayo.....	117
Figura 4.32. Imagen tomada a través de una de las ventanas de inspección del horno horizontal durante el ensayo donde se aprecian los quemadores activos.....	118
Figura 4.33. Aspecto de diferentes pilares CFT tras el ensayo .....	119
Figura 4.34. Pandeo local a media altura del perfil tubular.....	119
Figura 4.35. Fisuración del núcleo de hormigón .....	120
Figura 4.36. Condiciones de temperatura y presión del horno de ensayo.....	121
Figura 4.37. Evolución de la temperatura del horno de ensayos .....	122
Figura 4.38. Evolución de la temperatura de la muestra de ensayo .....	122
Figura 4.39. Evolución de la contracción y velocidad de contracción de la muestra.....	123

Figura 5.1. Comparación de la evolución de la temperatura de los termopares TC1 y TC2 del pilar FC159-6-3-90-50-20 (caso 39) y su homólogo no esbelto .....	131
Figura 5.2. Evolución del desplazamiento axial para pilares con ambos extremos articulados (P-P) y carga centrada (casos 1 y 2) .....	134
Figura 5.3. Comparación de la evolución del desplazamiento axial entre pilares P-P y P-F (casos 2 y 4) .....	134
Figura 5.4. Evolución del desplazamiento axial para pilares con carga centrada y nivel de carga del 60% (casos 5 y 10) .....	135
Figura 5.5. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón en masa (C) con carga centrada (casos 3, 4, 6 y 7) .....	137
Figura 5.6. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón reforzado con armaduras de acero (RC) con carga centrada (casos 8, 9, 11 y 12) .....	137
Figura 5.7. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón reforzado con fibras de acero (FC) con carga centrada (casos 13, 14, 15 y 16) .....	138
Figura 5.8. Evolución de la temperatura del hormigón de los pilares .....	140
Figura 5.9. Comparación de la evolución del desplazamiento axial para pilares HSC con carga centrada y nivel de carga del 20% (casos 6, 11 y 15) .....	141
Figura 5.10. Comparación de la evolución del desplazamiento axial para pilares HSC con carga centrada y nivel de carga del 40% (casos 7, 12 y 16) .....	141
Figura 5.11. Influencia de la excentricidad en pilares rellenos de hormigón en masa (C) y nivel de carga del 20% (casos 3, 6, 17, 19, 21 y 23) .....	143
Figura 5.12. Influencia de la excentricidad en pilares HSC rellenos de hormigón en masa (C) y nivel de carga del 40% (casos 7, 20 y 24) .....	143
Figura 5.13. Influencia de la excentricidad en pilares NSC rellenos de hormigón en masa (C) y nivel de carga del 40% (casos 4, 18 y 22) .....	144

Figura 5.14. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón en masa (C) con carga excéntrica (20 mm) (casos 17, 18, 19 y 20).....	145
Figura 5.15. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón en masa (C) con carga excéntrica (50 mm) (casos 21, 22, 23 y 24).....	145
Figura 5.16. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón ref. con armaduras de acero (RC) con carga exc. (20 mm) (casos 25, 26, 27 y 28).....	146
Figura 5.17. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón ref. con armaduras de acero (RC) con carga exc. (50 mm) (casos 29, 30, 31 y 32).....	146
Figura 5.18. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón ref. con fibras de acero (FC) con carga excéntrica (20 mm) (casos 33, 34, 35 y 36).....	147
Figura 5.19. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón ref. con fibras de acero (FC) con carga excéntrica (50 mm) (casos 37, 38, 39 y 40).....	147
Figura 5.20. Influencia del tipo de refuerzo en pilares HSC, con carga excéntrica (50 mm) y nivel de carga del 20% (casos 23, 31 y 39).....	148
Figura 6.1. Comportamiento estructural de pilares en pórticos arriostrados (CEN, 2005c).....	152
Figura 6.2. Disposición de capas inicial del campo de temperaturas no uniforme de la sección transversal del pilar.....	154
Figura 6.3. Disposición de capas del campo de temperaturas de la sección transversal del pilar.....	154
Figura 6.4. Curva “c” de pandeo (CEN, 2005a).....	164
Figura 6.5. Coeficiente de corrección $\phi_s$ en función de la cuantía de armadura de refuerzo (CEN, 2005c).....	166
Figura 6.6. Coeficiente de corrección $\phi_\delta$ en función de la excentricidad (CEN, 2005c).....	166

Figura 6.7. Comparación de la carga axil de pandeo de los pilares sometidos a cargas centradas en el instante del colapso entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4 (grupo 1).....	171
Figura 6.8. Comparación de la carga axil de pandeo de los pilares sometidos a cargas excéntricas en el instante del colapso entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4 (grupo 10).....	171
Figura 6.9. Comparación de la carga axil de pandeo entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4. Cargas centradas (grupos 2 a 5).....	172
Figura 6.10. Comparación de la carga axil de pandeo entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4. Cargas centradas (grupos 6 a 9).....	173
Figura 6.11. Comparación de la carga axil de pandeo entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4. Cargas excéntricas (grupos 11 a 16).....	174
Figura 6.12. Comparación de la carga axil de pandeo entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4. Cargas excéntricas (grupos 17 a 22).....	175
Figura 6.13. Comparación de la carga axil de pandeo entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4. Cargas excéntricas (grupos 23 a 28).....	176
Figura 6.14. Determinación del valor de cálculo de la carga axil de pandeo a temperaturas elevadas según el Anexo H del Eurocódigo 4 (Wang, 2005).....	179
Figura 6.15. Comparación de la carga axil de pandeo de los pilares sometidos a cargas centradas en el instante del colapso entre los ensayos y el Anexo H del Eurocódigo 4 (grupo 1).....	183
Figura 6.16. Comparación de la carga axil de pandeo de los pilares sometidos a cargas excéntricas en el instante del colapso entre los ensayos y el Anexo H del Eurocódigo 4 (grupo 10).....	183
Figura 6.17. Curvas de pandeo para pilares mixtos sometidos a cargas centradas y expuestos a una curva de fuego normalizada (Renaud et al, 2004).....	186

Figura 6.18. Comparación de la carga axil de pandeo de los pilares sometidos a cargas centradas en el instante del colapso entre los ensayos y el anexo nacional francés (grupo 1).....	190
Figura 6.19. Comparación de la carga axil de pandeo de los pilares sometidos a cargas excéntricas en el instante del colapso entre los ensayos y el anexo nacional francés (grupo 10).....	190
Figura 6.20. Comparación del valor de la resistencia al fuego determinado experimentalmente y la predicción de la ecuación de Kodur .....	195
Figura 6.21. Comparación del valor de la resistencia al fuego determinado experimentalmente y la predicción de la ecuación de Kodur (incluidos los casos de pilares sometidos a cargas centradas que quedan fuera del campo de aplicación propuesto).....	197
Figura 6.22. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos y la predicción de la ecuación de Kodur .....	197
Figura 6.23. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos y la predicción de la ecuación de Kodur (incluidos los casos de pilares sometidos a cargas centradas que quedan fuera del campo de aplicación propuesto).....	199
Figura 6.24. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos y la predicción de las ecuaciones de Han .....	203
Figura 6.25. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos y la predicción de las ecuaciones de Han (incluidos los casos de pilares sometidos a cargas centradas que quedan fuera del campo de aplicación propuesto).....	204
Figura 6.26. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos y la predicción de la ecuación de Japón.....	206
Figura 6.27. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos y la predicción de la ecuación de Japón (incluidos los casos RC de pilares sometidos a cargas centradas) .....	208



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Variables de diseño del proyecto de investigación CIDECT 15A (COMETUBE, 1976).....	64
Tabla 3.2. Variables de diseño del proyecto de investigación CIDECT 15B (Grandjean et al., 1980) .....	65
Tabla 3.3. Variables de diseño de los pilares CFT del proyecto de investigación CIDECT 15C (Kordina & Klingsch, 1983).....	66
Tabla 3.4. Variables de diseño del proyecto de investigación de Borehamwood, U.K. (Wainman & Toner, 1992) .....	67
Tabla 3.5. Variables de diseño del proyecto de investigación CIDECT 15P (Hass et al., 2000) .....	68
Tabla 3.6. Variables de diseño del proyecto de investigación CIDECT 15R (Renaud & Kruppa, 2004) .....	68
Tabla 3.7. Variables de diseño del proyecto de investigación NRCC Research Report 611 (Lie & Chabot, 1992).....	70
Tabla 3.8. Variables de diseño del proyecto de investigación NRCC Research Report 628 (Chabot & Lie, 1992).....	70
Tabla 3.9. Variables de diseño del proyecto de investigación NRCC Research Report 691 (Kodur & Lie, 1995) .....	71
Tabla 3.10. Variables de diseño del proyecto de investigación de NRCC (Kodur & Latour, 2005).....	71
Tabla 3.11. Variables de diseño de la campaña experimental de pilares SHS y RHS de la Universidad de Fuzhou, China (Han et al., 2003a).....	72
Tabla 3.12. Variables de diseño de la campaña experimental de pilares CHS de la Universidad de Fuzhou, China (Han et al., 2003b).....	73

Tabla 3.13. Variables de diseño de la campaña experimental de la Universidad de Seúl, Corea (Kim et al., 2005; Park et al., 2007, 2008).....	74
Tabla 3.14. Variables de diseño de la campaña experimental de la Universidad de Monash, Clayton, Australia (Lu et al., 2009) .....	74
Tabla 3.15. Resumen de los principales proyectos de investigación experimentales sobre pilares CFT de sección circular .....	77
Tabla 4.1. Variables de diseño del programa experimental .....	83
Tabla 4.2. Propiedades de las muestras de ensayo (pilares sometidos a cargas centradas).....	84
Tabla 4.3. Propiedades de las muestras de ensayo (pilares sometidos a cargas excéntricas).....	85
Tabla 4.4. Dosificación de hormigones, expresada en $\text{kg/m}^3$ (Serra, 2012).....	88
Tabla 4.5. Contenido de humedad del hormigón .....	91
Tabla 4.6. Propiedades de la muestra de ensayo número 28 (RC159-6-3-90-20-40) .....	121
Tabla 5.1. Resultados de los ensayos .....	128
Tabla 6.1. Campo de temperaturas de la sección transversal del pilar .....	155
Tabla 6.2. Parámetros geométricos de las capas de la sección transversal del pilar.....	157
Tabla 6.3. Coeficientes de reducción $k_\theta$ para las relaciones tensión-deformación del acero estructural a elevadas temperaturas (CEN, 2005c).....	158
Tabla 6.4. Coeficiente de reducción de la resistencia a compresión y deformación unitaria del hormigón de peso normal a temperaturas elevadas (CEN, 2005c).....	158
Tabla 6.5. Resistencia plástica a compresión axil en situación de incendio.....	160
Tabla 6.6. Rigidez eficaz a flexión de la sección transversal en situación de incendio ( $\times 10^6$ , en $\text{N}\cdot\text{mm}^2$ ) .....	162
Tabla 6.7. Coeficiente de reducción según la curva “c” de pandeo.....	165

Tabla 6.8. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y modelo general del Eurocódigo 4 ( $N_{fi,Rd( EC4)}$ ).....	168
Tabla 6.9. Valor medio y desviación típica de los errores entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y el modelo general del Eurocódigo 4 ( $N_{fi,Rd( EC4)}$ ) .....	169
Tabla 6.10. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y el Anexo H del Eurocódigo 4 ( $N_{fi,Rd( EC4-H)}$ ) .....	181
Tabla 6.11. Valor medio y desviación típica de los errores entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y el Anexo H del Eurocódigo 4 ( $N_{fi,Rd( EC4-H)}$ ) .....	182
Tabla 6.12. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y el anexo nacional francés ( $N_{fi,Rd( EC4-F)}$ ).....	188
Tabla 6.13. Valor medio y desviación típica de los errores entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y el anexo nacional francés ( $N_{fi,Rd( EC4-F)}$ ).....	189
Tabla 6.14. Comparación del valor de la resistencia al fuego determinado experimentalmente ( $FRR_{TEST}$ ) y la predicción de la ecuación de Kodur ( $FRR_{Kodur}$ ) .....	195
Tabla 6.15. Comparación del valor de la resistencia al fuego determinado experimentalmente ( $FRR_{TEST}$ ) y la predicción de la ecuación de Kodur ( $FRR_{Kodur}$ ). Todos los casos correspondientes a pilares sometidos a cargas centradas .....	196
Tabla 6.16. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y la ecuación de Kodur ( $N_{fi,Rd( Kodur)}$ ) .....	198
Tabla 6.17. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y la ecuación de Kodur ( $N_{fi,Rd( Kodur)}$ ). Todos los casos correspondientes a pilares sometidos a cargas centradas .....	199
Tabla 6.18. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y las ecuaciones de Han ( $N_{fi,Rd( Han)}$ ) .....	202
Tabla 6.19. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y las ecuaciones de Han ( $N_{fi,Rd( Han)}$ ).	

Todos los casos correspondientes a pilares sometidos a cargas centradas.....	203
Tabla 6.20. Comparación de la carga axial de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y la ecuación de Japón ( $N_{fi,Rd (Japan)}$ ) .....	206
Tabla 6.21. Comparación de la carga axial de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y la ecuación de Japón ( $N_{fi,Rd (Japan)}$ ). Todos los casos correspondientes a pilares sometidos a cargas centradas.....	207

## **GLOSARIO DE TÉRMINOS Y SÍMBOLOS**

### **ABREVIATURAS**

BC	Condiciones de contorno ( <i>Boundary conditions</i> )
C	Hormigón en masa
CFD	Dinámica de fluidos computacional ( <i>Computational Fluid Dynamics</i> )
CFT	Perfil tubular de acero relleno de hormigón ( <i>Concrete Filled Tube</i> )
CHS	Perfil tubular de acero hueco de sección circular ( <i>Circular Hollow Section</i> )
CIDECT	<i>Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire</i>
EC4	Eurocódigo 4 Parte 1-2 (EN 1994-1-2)
EHS	Perfil tubular de acero de sección elíptica ( <i>Elliptical Hollow Section</i> )
FC	Hormigón reforzado con fibras
FRR	Valor de la resistencia al fuego del pilar expresado en minutos ( <i>Fire Resistance Rating</i> )
HSC	Hormigón de alta resistencia ( <i>High Strength Concrete</i> )
HSS	Perfil tubular de acero hueco ( <i>Steel Hollow Section</i> )
NSC	Hormigón de resistencia normal ( <i>Normal Strength Concrete</i> )
P-F	Condiciones de contorno articulado-empotrado ( <i>Pinned-Fixed</i> )
P-P	Condiciones de contorno articulado-articulado ( <i>Pinned-Pinned</i> )
RC	Hormigón reforzado con armaduras de acero
RHS	Perfil tubular de acero de sección rectangular ( <i>Rectangular Hollow Section</i> )
SHS	Perfil tubular de acero de sección cuadrada ( <i>Square Hollow Section</i> )

## NOMECLATURA

$A_a$	Área de la sección transversal del perfil de acero estructural
$A_{a,\theta}$	Área de la sección transversal del perfil de acero a la temperatura $\theta$
$A_c$	Área de la sección transversal del núcleo de hormigón
$A_{c,\theta}$	Área de la sección transversal del núcleo de hormigón a la temperatura $\theta$
$A_m/V$	Factor de forma de un elemento estructural
$A_s$	Área de la sección transversal de las armaduras pasivas
$A_{s,\theta}$	Área de la sección transversal de las armaduras pasivas a la temperatura $\theta$
$C$	Límite de contracción axial del pilar en caso de incendio, según se define en EN 1363-1
$\partial C/\partial t$	Límite de velocidad de contracción axial del pilar en caso de incendio, según se define en EN 1363-1
$d$	Desplazamiento axial
$D$	Díámetro exterior del pilar
$e$	Excentricidad de la carga
$E_a$	Valor característico del módulo de elasticidad del acero estructural a 20°C
$E_{a,\theta}$	Valor característico del módulo de elasticidad del acero estructural a temperaturas elevadas
$E_{c,sec,\theta}$	Valor característico del módulo secante del hormigón en situación de incendio, dado por el cociente entre $f_{c,\theta}$ y $\epsilon_{cu,\theta}$
$E_{cm}$	Módulo de elasticidad secante del hormigón a 20°C
$(EI)_{eff}$	Rigidez eficaz a flexión
$(EI)_{fi,eff}$	Rigidez eficaz a flexión en situación de incendio

$E_s$	Valor característico del módulo de elasticidad del acero de la armadura pasiva
$E_{s,\theta}$	Valor característico del módulo de elasticidad del acero para las armaduras a temperaturas elevadas
$f_{ap,\theta}$	Límite proporcional del acero estructural en situación de incendio
$f_{au,\theta}$	Resistencia última a tracción del acero estructural en situación de incendio, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación
$f_{ay,\theta}$	Límite elástico del acero estructural en situación de incendio
$f_c$	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a los 28 días y a 20°C
$f_{c,\theta}$	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica en situación de incendio a una temperatura $\theta$
$f_{ct}$	Resistencia característica del hormigón a tracción a 20°C
$f_s$	Límite elástico del acero de las armaduras de refuerzo a temperatura ambiente
$f_{sp,\theta}$	Límite proporcional del acero para las armaduras en situación de incendio
$f_{sy,\theta}$	Límite elástico del acero para las armaduras en situación de incendio
$f_y$	Límite elástico del acero estructural a temperatura ambiente
$I_a$	Momento de inercia de la sección del perfil de acero estructural
$I_c$	Momento de inercia de la sección no fisurada de hormigón
$I_{i,\theta}$	Momento de inercia del material $i$ (acero estructural, hormigón o acero para armaduras) de la sección mixta en situación de incendio
$I_s$	Momento de inercia de la sección de acero de las armaduras
$k_{c,\theta}$	Coefficiente de reducción de la resistencia a compresión del hormigón a temperaturas elevadas, $f_{c,\theta}$
$k_{E,\theta}$	Coefficiente de reducción para el módulo de elasticidad del acero estructural a temperaturas elevadas, $E_{a,\theta}$

$k_{p,\theta}$	Coeficiente de reducción para el límite proporcional del acero estructural o de las armaduras a temperaturas elevadas, $f_{ap,\theta}$ o $f_{sp,\theta}$
$k_{u,\theta}$	Coeficiente de reducción para la resistencia última del acero estructural a temperaturas elevadas, $f_{au,\theta}$
$k_{y,\theta}$	Coeficiente de reducción para el límite elástico del acero estructural a temperaturas elevadas, $f_{ay,\theta}$
$\ell$	Longitud de pandeo del pilar a temperatura ambiente
$\ell_\theta$	Longitud de pandeo del pilar en situación de incendio
$L$	Longitud del pilar
$N$	Carga de compresión aplicada sobre el pilar durante el ensayo de resistencia al fuego
$N_{cr}$	Carga de pandeo de Euler o carga crítica elástica
$N_{fi,cr}$	Carga de pandeo de Euler o carga crítica elástica en situación de incendio
$N_{fi,pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil de la sección transversal total en situación de incendio
$N_{fi,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a pandeo del pilar en situación de incendio
$N_{fi,Sd}$	Valor de cálculo de la carga axil del pilar en situación de incendio
$N_{pl,Rk}$	Valor característico de la resistencia plástica a compresión axil de la sección mixta
$N_{Rd}$	Resistencia a compresión axial del pilar a temperatura ambiente
$t$	Espesor de la pared del perfil tubular de acero / Tiempo desde el inicio del incendio, según la curva ISO 834
$T$	Temperatura del horno de ensayos

## SÍMBOLOS GRIEGOS

$\alpha$	Coeficiente de imperfección para las curvas de pandeo
$\chi$	Coeficiente de reducción por pandeo
$\delta$	Excentricidad de la carga
$\varepsilon$	Deformación unitaria axial
$\varepsilon_{cu,\theta}$	Deformación unitaria del hormigón correspondiente a $f_{c,\theta}$
$\gamma_{M,fi,a}$	Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del acero estructural en situación de incendio
$\gamma_{M,fi,c}$	Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del hormigón en situación de incendio
$\gamma_{M,fi,s}$	Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del acero de las armaduras en situación de incendio
$\Phi$	Parámetro para determinar el coeficiente de reducción $\chi$
$\varphi_{a,\theta}$	Coeficiente de reducción para el perfil de acero dependiente del efecto de las tensiones térmicas en situación de incendio
$\varphi_{c,\theta}$	Coeficiente de reducción para el hormigón dependiente del efecto de las tensiones térmicas en situación de incendio
$\varphi_{\delta}$	Coeficiente de corrección en función de la excentricidad de la carga
$\varphi_s$	Coeficiente de corrección en función de la cuantía de armadura de refuerzo
$\varphi_{s,\theta}$	Coeficiente de reducción para las armaduras de refuerzo dependiente del efecto de las tensiones térmicas en situación de incendio
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa a temperatura ambiente
$\bar{\lambda}_{\theta}$	Esbeltez relativa en situación de incendio
$\mu=N/N_{Rd}$	Grado de utilización
$\theta_a$	Temperatura del acero estructural

$\theta_c$	Temperatura del hormigón
$\theta_s$	Temperatura de las armaduras de refuerzo
$\theta_g$	Temperatura del aire en el sector de incendio, según la curva ISO 834
$\rho_s=A_s/A_c$	Cuantía de armadura de refuerzo

# Capítulo 1

---

## INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

Este capítulo presenta los objetivos que permiten justificar la realización de esta tesis doctoral, estableciendo, además, el alcance de la misma. Asimismo se define la estructura general de la tesis.



# **1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS**

## **1.1. INTRODUCCIÓN**

El uso de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón (CFT) ha aumentado en los últimos años debido, por una parte, a su excelente comportamiento estructural al combinar y potenciar el efecto del hormigón y del acero trabajando conjuntamente. El perfil tubular actúa como encofrado permanente con respecto al núcleo de hormigón, confinándolo y evitando que se disgregue al alcanzar cargas elevadas, aumentando, así, su resistencia a compresión. Además, el hormigón restringe la deformación del tubo de acero, mejorando la inestabilidad de columnas esbeltas por pandeo local y permitiendo el uso de secciones más reducidas para las mismas solicitaciones.

Por otra parte, los CFT ofrecen un buen comportamiento en caso de incendio, al presentar unos elevados tiempos de resistencia al fuego sin necesidad de recubrimientos de protección. Debido a la capacidad del núcleo de hormigón de absorber el calor, se experimenta un notable retraso en el incremento de las temperaturas que soporta el perfil tubular de acero. Durante el desarrollo de un incendio, la temperatura en la pared exterior del perfil de acero sin protección aumenta rápidamente y, en el caso de una columna de sección hueca, ésta pierde prácticamente toda su capacidad portante. Sin embargo, al rellenar el perfil de hormigón, mientras la camisa de acero pierde gradualmente resistencia y rigidez, la carga se transfiere al núcleo de hormigón, que se calienta más lentamente, consiguiendo un aumento de la resistencia al fuego respecto al pilar hueco.

Asimismo, el tubo de acero protege al núcleo de hormigón de la exposición directa al incendio, actuando como un escudo frente a la radiación, y conservando, así, su integridad (Twilt, Hass, Klingsch, Edwards & Dutta, 1996).

A pesar de que la eficiencia estructural de los pilares CFT ha sido ampliamente probada, desde el punto de vista del proyectista todavía existe una falta de conocimiento sobre las técnicas de construcción en este campo, además de cierto grado de incertidumbre en la etapa de diseño, especialmente en relación con el comportamiento frente al fuego, puesto que hasta el momento sólo se han desarrollado unos pocos métodos de cálculo y reglas de diseño. Las normas europeas actuales de diseño para pilares CFT a elevadas temperaturas son objeto de

examen y los métodos de cálculo disponibles resultan tediosos y poco prácticos, por lo que en algunos casos es frecuente recurrir a otras soluciones estructurales utilizadas tradicionalmente. Por tanto, es necesaria la investigación sobre el diseño de pilares CFT para promover su uso y familiarizar a los proyectistas con los métodos de cálculo y las técnicas de construcción (Espinós, 2012).

## **1.2. OBJETIVOS Y ALCANCE DE LA TESIS**

### *1.2.1. Objetivo general*

El objetivo general de esta tesis consiste en investigar el comportamiento en situación de incendio de los perfiles tubulares de acero de sección circular esbeltos rellenos de hormigón, tanto convencional como de alta resistencia, sometidos a esfuerzos de compresión axiales y excéntricos, mediante el desarrollo de un adecuado programa experimental.

A partir del estudio y análisis de los resultados de los ensayos experimentales se pretende validar la precisión del modelo de cálculo simplificado para pilares mixtos propuesto por el Eurocódigo 4, EN 1994-1-2 (*Comité Européen de Normalisation* [CEN], 2005c) y por otras normativas de diseño vigentes.

### *1.2.2. Objetivos específicos*

Los objetivos específicos que se plantean en la presente tesis doctoral pueden concretarse en los siguientes puntos:

1. Revisión y análisis en la bibliografía del estado actual del conocimiento sobre los pilares mixtos a estudiar, en lo referente a los ensayos experimentales realizados para evaluar el comportamiento de dichas secciones mixtas a elevadas temperaturas.
2. Diseño del ensayo experimental de resistencia al fuego adecuado de los pilares CFT que permita evaluar la influencia sobre su comportamiento de parámetros como la resistencia a compresión del hormigón, diferentes tipos de refuerzo y la excentricidad de la carga aplicada.
3. Análisis de los resultados de los ensayos de acuerdo con la variación de parámetros definida en el programa experimental.
4. Verificación de la normativa vigente para comprobar su validez en el rango de los pilares ensayados.

### *1.2.3. Alcance*

El campo de aplicación de esta tesis se limita a evaluar el comportamiento en situación de incendio de perfiles tubulares de acero de sección circular sin protección rellenos de hormigón, tanto de resistencia normal como de alta resistencia, mediante el análisis experimental de 40 pilares. Asimismo, se consideran rellenos de hormigón en masa, hormigón reforzado con armaduras de acero y hormigón reforzado con fibras de acero.

Por otra parte, si bien el campo de aplicación de este trabajo incluye a pilares sometidos a cargas centradas y excéntricas, en cualquier caso se focaliza en pilares esbeltos, puesto que existe conocimiento de que los métodos simplificados propuestos en el Eurocódigo 4, EN 1994-1-2 (CEN, 2005c) son inseguros para los rangos de esbelteces aquí considerados (CEN, 2011).

## **1.3. ESTRUCTURA DE LA TESIS**

La presente tesis doctoral consiste en un compendio de publicaciones, fundamentado en dos artículos que han sido publicados en revistas científicas internacionales durante el periodo de doctorado del autor y que constituyen el núcleo de este trabajo. No obstante, se ha añadido aquí información complementaria a la publicada en dichos artículos con el fin de que éste sea más inteligible para el lector y tenga un mayor carácter monográfico.

Los capítulos 1, 2 y 3 constituyen la parte introductoria de este documento. Así, el presente capítulo 1 establece los objetivos y el alcance de la tesis. El capítulo 2 define las bases teóricas de este trabajo, presentando los pilares CFT y estableciendo los fundamentos para el análisis de su comportamiento frente al fuego. Y el capítulo 3 revisa y analiza el estado actual del conocimiento en este campo, a través de una revisión bibliográfica de diferentes investigaciones experimentales.

Los capítulos 4, 5 y 6 conforman el núcleo de esta tesis e incluyen los trabajos publicados en los dos artículos citados anteriormente. Por una parte, el capítulo 4 refiere el programa experimental previsto, describiendo la campaña de ensayos llevada a cabo, los medios disponibles para su ejecución y la metodología desarrollada. En el capítulo 5 se recogen y analizan los resultados fundamentales obtenidos mediante el desarrollo del programa experimental. Y en el capítulo 6, de acuerdo con este análisis, se lleva a cabo una validación de la precisión de la normativa vigente en el campo de los pilares ensayados.

El capítulo 7 recoge las conclusiones finales obtenidas a partir del estudio realizado en este trabajo, planteando algunas sugerencias para futuras líneas de investigación en este campo.

Finalmente, se ordenan todas las referencias bibliográficas citadas a lo largo del documento y consultadas para la realización del presente trabajo.

Los dos artículos publicados en relación con esta tesis, que se incluyen en su versión preimpresa (por motivos de derechos de autor) en sendos anejos al final de este documento, son los siguientes<sup>1</sup>:

#### Artículo 1

“Fire behavior of axially loaded slender high strength concrete-filled tubular columns”

Manuel L. Romero, Vicente Moliner, Ana Espinós, Carmen Ibáñez, Antonio Hospitaler

*Journal of Constructional Steel Research*, 67 (2011), 1953-1965

#### Artículo 2

“Fire behavior of eccentrically loaded slender high strength concrete-filled tubular columns”

Vicente Moliner, Ana Espinós, Manuel L. Romero, Antonio Hospitaler

*Journal of Constructional Steel Research*, 83 (2013), 137-146

---

<sup>1</sup> Puesto que estos artículos han sido publicados en inglés y su redacción ha requerido la preparación de figuras y gráficas en este idioma, la mayor parte de las gráficas mostradas en el presente documento han sido transpuestas en su versión original, sin traducir al castellano.

## Capítulo 2

---

# LOS PILARES MIXTOS Y SU COMPORTAMIENTO FRENTE AL FUEGO

Este capítulo presenta los perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón, introduciendo sus principales ventajas e inconvenientes. Además, se establecen los fundamentos para el análisis del comportamiento frente al fuego de los pilares CFT, considerando la evaluación de su resistencia al fuego tanto a través de métodos experimentales como de modelos de cálculo, definiendo, así, las bases teóricas de este trabajo.



## **2. LOS PILARES MIXTOS Y SU COMPORTAMIENTO FRENTE AL FUEGO**

### **2.1. INTRODUCCIÓN A LOS PILARES MIXTOS**

En ingeniería y arquitectura un pilar es un elemento estructural vertical, destinado fundamentalmente a recibir cargas verticales para transmitir las a la cimentación y sometido, por tanto, a esfuerzos normales de compresión.

Tradicionalmente se han utilizado materiales diversos para la fabricación de los pilares, dependiendo del grado de conocimiento del momento, de la disponibilidad de materias primas, de las sollicitaciones, etc., si bien los materiales más ampliamente empleados desde el último siglo por razones económicas, de disponibilidad, de capacidad resistente y de rapidez de ejecución, han sido el hormigón y el acero.

La aparición de los primeros pilares mixtos data de mediados del siglo XIX. Se trataba de perfiles metálicos recubiertos de hormigón de baja resistencia con el fin de mejorar la protección del acero frente al fuego y frente a la corrosión. Posteriormente se diseñó un nuevo tipo de pilares en los que tanto el hormigón como el acero aportaban capacidad resistente al sistema.

De acuerdo con la Figura 2.1 existen diferentes tipos de pilares mixtos. En particular, la presente tesis doctoral centrará su estudio en los perfiles tubulares de acero de sección circular rellenos de hormigón (pilar tipo *e* de la Figura 2.1).

Habitualmente se han utilizado perfiles metálicos tubulares de sección circular, cuadrada o rectangular para la fabricación de los pilares mixtos, si bien recientemente se está introduciendo en la industria de la construcción la sección elíptica (EHS) (CEN, 2006; CORUS, 2007), de gran interés para los proyectistas debido a su especial estética y reducido impacto visual, junto a sus ventajas estructurales relacionadas con las propiedades debidas a la diferencia de ejes (Gardner & Ministro, 2005; Packer, 2008). Los materiales mayormente utilizados para el relleno del perfil de acero son hormigón en masa, hormigón con armaduras de acero y hormigón reforzado con fibras.

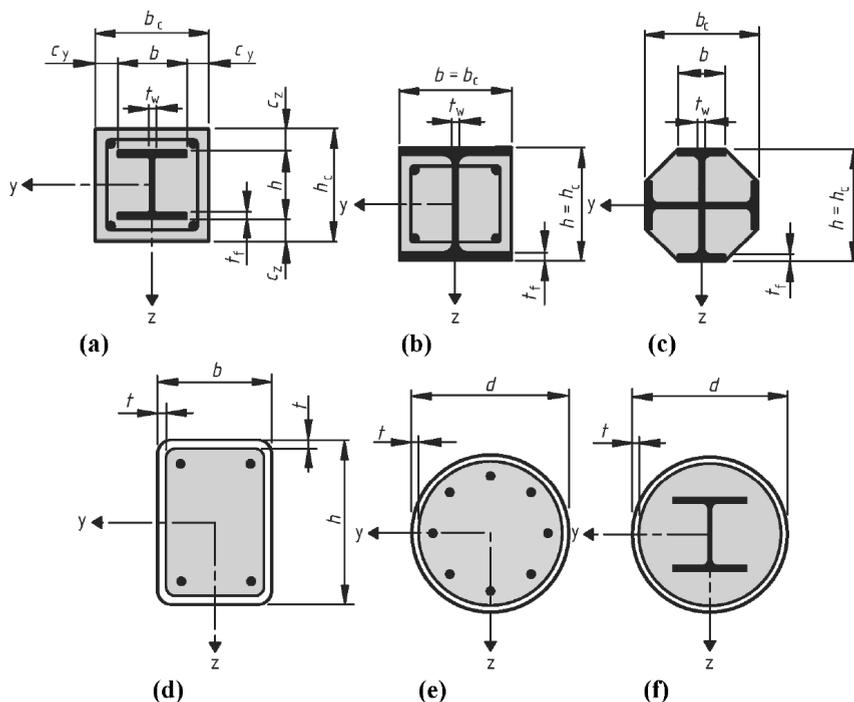


Figura 2.1. Secciones tipo de pilares mixtos (CEN, 2004c). a) Perfil metálico en doble T totalmente embebido en hormigón; b) y c) Perfil metálico en doble T parcialmente embebido en hormigón; d) y e) Perfil metálico tubular relleno de hormigón (CFT); f) Perfil metálico en doble T embebido en un CFT

## 2.2. VENTAJAS E INCONVENIENTES EN EL USO DE PILARES CFT

Como ya se ha indicado anteriormente, los perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón presentan una serie de ventajas competitivas de tipo arquitectónico, estructural y económico, frente al uso independiente de perfiles de acero y pilares de hormigón o frente a otro tipo de opciones constructivas, lo que los convierte en soluciones muy valoradas por los diseñadores y proyectistas (Twilt et al., 1996; Zhao, Han & Lu, 2010). Algunas de estas ventajas se indican a continuación (Hernández, 2011):

1. Interacción entre el perfil de acero y el núcleo de hormigón (sinergia del conjunto):
  - a) El núcleo de hormigón aporta una mayor rigidez a las paredes del tubo de acero retrasando e incluso evitando el pandeo local.
  - b) Por otro lado, la resistencia a compresión del hormigón aumenta debido al confinamiento pasivo que ofrece el tubo exterior (el confinamiento es mayor en los perfiles circulares que en los cuadrados). A su vez, se evita la disgregación del hormigón superado su límite resistente, suavizando su pérdida de capacidad, aumenta la ductilidad, y por tanto se evita la rotura frágil del pilar.
  - c) Todo esto se traduce en secciones mucho más reducidas para las mismas sollicitaciones.
  - d) Los perfiles tubulares rellenos de hormigón presentan una mayor ductilidad y absorción de energía durante los terremotos, en comparación con los perfiles tubulares sin rellenar.
2. El acero, con mayor módulo elástico, se encuentra en la periferia, en la zona más alejada del centro de la sección, zona en la que puede trabajar a tracción, cuando el hormigón no puede hacerlo. Además, mejora la rigidez a flexión del conjunto.
3. Menores costes económicos y de tiempo:
  - a) El perfil metálico sirve de encofrado para el núcleo de hormigón reduciendo el coste de material, mano de obra y plazos de ejecución. Además, el relleno con hormigón del perfil tubular no requiere equipos especiales diferentes a los utilizados en los trabajos habituales de hormigonado.
  - b) Es posible construir de forma más rápida gracias a que los trabajos en acero preceden al llenado de hormigón, permitiendo la ejecución de varias plantas a la vez. Asimismo, la ganancia de resistencia del hormigón no condiciona el plazo de ejecución, puesto que el acero aporta la capacidad de carga necesaria en la fase de montaje. El tiempo necesario para el ensamble y montaje es reducido y sin esperas, dado que este tipo de pilares permite aprovechar la facilidad y rapidez de montaje de las estructuras metálicas, permitiéndose, incluso, la prefabricación en taller y el ensamblaje seco en obra
  - c) El coste por unidad de resistencia es mucho menor que el de un pilar de acero, puesto que el hormigón es más económico. Por otro lado, también es

menor que el de un pilar de hormigón armado ya que, para el mismo coste, la resistencia del pilar es mayor.

4. Las uniones resultan sencillas y se pueden estandarizar, especialmente en el caso de perfiles rectangulares, ya que se pueden aplicar soluciones constructivas propias de las estructuras metálicas.
5. Mediante el empleo de hormigón de alta resistencia (HSC) es posible mantener unas secciones reducidas aunque las cargas aumenten. De este modo se aumenta el espacio útil por planta, lo que es muy ventajoso dado el precio del metro cuadrado de suelo, sobre todo en las primeras plantas de edificios altos.
6. Desde el punto de vista arquitectónico los CFT resultan del agrado de los diseñadores por su mayor esbeltez, que favorece el área útil de cada planta (mayor diafanidad), mejorando la visibilidad y el aprovechamiento del espacio disponible.
7. El perfil exterior de acero permite un diseño arquitectónico con acabado diverso. Los costes de pintado o los de protección frente a la corrosión, como por ejemplo pulverizaciones, pinturas, etc., son bajos, debido a la reducida superficie externa de los pilares.
8. El comportamiento frente al fuego de los pilares tubulares de acero rellenos de hormigón es especial: al combinar materiales con conductividades térmicas muy diferentes, se produce un comportamiento con transitorios de calentamiento acusados y fuertes diferencias de temperatura a través de la sección transversal. A causa de estos diferenciales, los pilares mixtos rellenos de hormigón y armadura, pueden diseñarse para alcanzar elevados tiempos de resistencia al fuego sin necesidad de protección externa.
9. El uso de perfiles tubulares rellenos de hormigón evita la proyección de fragmentos de hormigón en caso de incendio debido al denominado efecto *spalling* o desconchamiento violento. Aunque no se evita el fenómeno en sí, se minimizan sus perjudiciales consecuencias. En hormigones de alta resistencia este fenómeno es aún más acusado.

Entre los principales inconvenientes cabe citar:

1. Interacción acero-hormigón. Se debe asegurar el comportamiento conjunto del acero y el hormigón, obligando a una transferencia de tensiones importante en la interfaz del núcleo con el tubo. Se pueden utilizar conectores en el interior de los tubos aunque supone un aumento en el coste.

2. Al trabajar con secciones más pequeñas, y por tanto elementos de mayor esbeltez, los efectos de segundo orden son mayores, siendo necesario proponer nuevos métodos de dimensionado y comprobación.
3. Normativa de aplicación vigente:
  - a) La normativa de cálculo en situación de incendio es escasa y, en ocasiones, da lugar a resultados poco precisos e inseguros.
  - b) Existen varios métodos de cálculo para columnas mixtas en diferentes países como Japón, Estados Unidos, Australia, Canadá o Europa, pero no son equiparables entre ellos ya que se basan en hipótesis iniciales diferentes. Sería necesaria una homogeneización y estandarización de los diferentes métodos a nivel internacional.
  - c) La normativa actual no contempla el uso de hormigones de resistencia superior a 50-70 MPa en probeta cilíndrica de 150×300 mm, ni de acero cuyo límite elástico supere los 460 MPa. Resulta imprescindible el estudio del comportamiento de este tipo de pilares con estos materiales, dado que su uso va en aumento por las cualidades y beneficios que reportan.
4. Mediante el empleo de HSC se consigue un aumento en la resistencia a compresión (no tanto a tracción). Sin embargo, el material es menos dúctil que un hormigón normal lo que dificulta la redistribución de tensiones y por tanto la tensión de rasante en la interfaz es menos uniforme. Cuando el hormigón es de alta resistencia existe un conocimiento limitado de aspectos tales como propiedades combinadas con el acero, modos de fallo, adherencia, confinamiento, retracción o resistencia al fuego.

### **2.3. COMPORTAMIENTO FRENTE AL FUEGO DE LOS CFT**

Tal como se ha indicado con anterioridad, el hecho de rellenar las secciones huecas de acero con hormigón confiere a los pilares una elevada resistencia al fuego intrínseca, sin necesidad de protección adicional (Twilt et al., 1996). Esto es debido, por una parte, a la capacidad del núcleo de hormigón de absorber el calor al tener una conductividad térmica menor que la camisa de acero y, por otra, a la contribución mecánica de dicho núcleo de hormigón, el cual, además de ayudar notablemente a soportar la carga aplicada, aporta una mayor rigidez a las paredes del tubo de acero mejorando su inestabilidad por pandeo local.

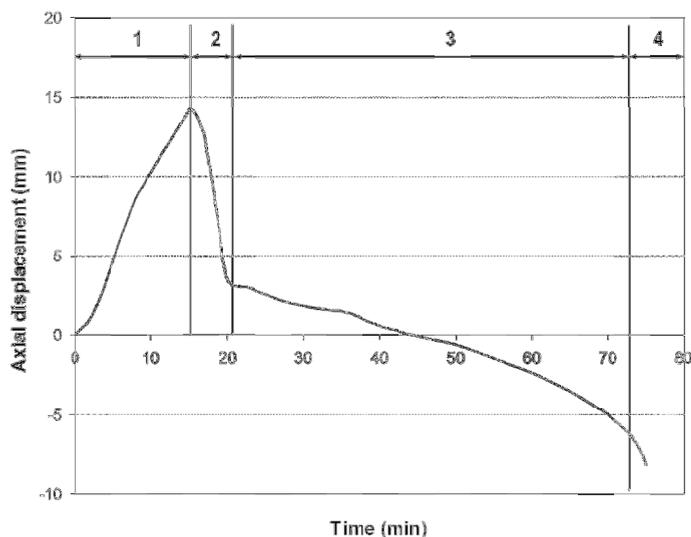


Figura 2.2. Evolución del desplazamiento axial tipo de un pilar mixto CFT frente al tiempo en situación de incendio (Espinós, Romero & Hospitaler, 2010)

Durante las primeras etapas de exposición al fuego, el perfil tubular metálico se dilata más rápido que el núcleo de hormigón, de modo que la sección de acero soporta la mayor parte de la carga aplicada (fase 1 de la Figura 2.2). El flujo de calor se transfiere gradualmente desde las paredes de la sección tubular al relleno de hormigón, aunque puesto que las propiedades térmicas del hormigón son más favorables que las del acero (presenta una conductividad térmica mucho menor) el calentamiento del núcleo es relativamente lento. Tras un determinado periodo de exposición al fuego, la resistencia del acero comienza a disminuir rápidamente (fase 2) debido a la elevada temperatura que alcanza, por lo que la carga es transferida progresivamente al núcleo de hormigón. A medida que la temperatura del relleno de hormigón aumenta, su resistencia disminuye (fase 3) hasta que, finalmente se produce el fallo del pilar, bien por pandeo global, bien por compresión (fase 4). La disminución de las propiedades mecánicas del hormigón en los pilares CFT es más lenta que en otro tipo de pilares mixtos, como por ejemplo en las secciones de acero

embebidas en hormigón, ya que el tubo de acero externo protege al núcleo de hormigón de la exposición directa a la fuente de calor, minimizando así las consecuencias del efecto *spalling* (Kodur & MacKinnon, 2000).

Cabe destacar que, a elevadas temperaturas el contenido de humedad del hormigón es liberado en forma de vapor de agua. Por tanto, para evitar problemas debidos a una presión interna elevada es importante contar con algún mecanismo que permita su liberación (Twilt et al., 1996; Kodur & MacKinnon, 2000), por lo que se recomienda practicar orificios de ventilación de entre 10 y 15 mm de diámetro tanto en la base como en la cabeza del pilar en cada uno de los pisos del edificio.

Durante un incendio, la distribución de temperaturas en los pilares de acero huecos vacíos es prácticamente uniforme, tanto si disponen de algún sistema de protección externo como si no, mientras que el comportamiento de los pilares CFT es significativamente diferente. En este último caso, la combinación de materiales tales como el acero y el hormigón, con conductividades térmicas muy dispares, deriva en un comportamiento con transitorios de calentamiento acusados e importantes diferencias de temperatura a lo largo de la sección transversal (Twilt et al., 1996). Aprovechando estos diferenciales de temperatura, los pilares CFT se pueden diseñar para lograr una resistencia al fuego de hasta 120 minutos o incluso más (empleando un refuerzo interior adecuado) sin necesidad de protección externa. Así, la presencia de fibras de acero y armaduras de refuerzo permiten retrasar la degradación del núcleo de hormigón y conseguir una resistencia mecánica adicional, alcanzando tiempos de resistencia al fuego de hasta 180 minutos, frente a un máximo de los 120 minutos que se obtienen para los pilares rellenos de hormigón en masa (Kodur & MacKinnon, 2000).

En función de su localización particular dentro de la sección transversal, cada uno de los diferentes componentes de un pilar CFT presenta una evolución diferente de la reducción de su resistencia a lo largo del tiempo de exposición al fuego (Twilt et al., 1996). Así, el tubo de acero, directamente expuesto al fuego, se calienta rápidamente y experimenta una significativa reducción de su resistencia después de un breve período de tiempo. A su vez, el núcleo de hormigón, con una elevada masa y una baja conductividad térmica, mantiene durante más tiempo una proporción significativamente alta de su resistencia a temperatura ambiente, principalmente en las zonas próximas al centro de la sección. En caso de utilizarse armaduras de refuerzo, éstas se encuentran normalmente próximas a la superficie externa de la sección, pero protegidas por un determinado espesor de recubrimiento de hormigón

y el tubo de acero externo, con lo que experimenta una lenta reducción de su resistencia. La Figura 2.3 muestra este comportamiento característico de la degradación de la resistencia de los diferentes componentes de la sección mixta, describiendo cómo el comportamiento frente al fuego de los pilares CFT se puede analizar a partir de la evolución de cada uno de sus componentes.

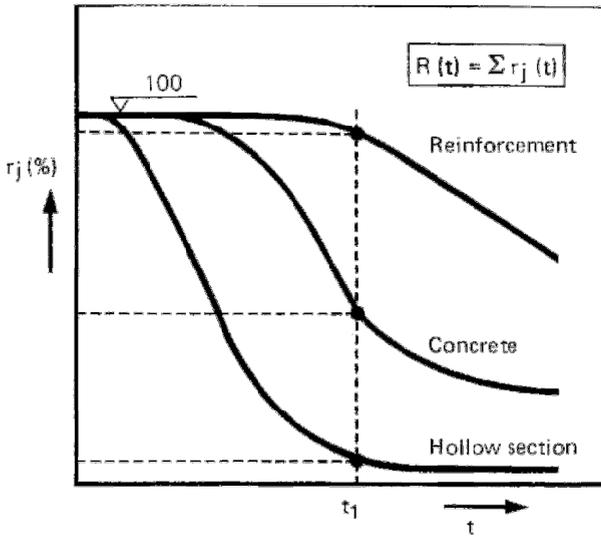


Figura 2.3. Evolución de la resistencia de los diferentes componentes de un pilar CFT en caso de incendio (Twilt et al., 1996)

La capacidad de carga,  $R$ , de la sección transversal de un pilar es la suma de las capacidades de cada uno de sus componentes,  $r_j$ . En caso de incendio, las capacidades de todos los componentes dependen del tiempo de exposición al fuego,  $t$ .

$$R(t) = \sum r_j(t) \quad (2.1)$$

En el cálculo a temperatura ambiente es probable que el perfil tubular de acero sea el componente resistente dominante, debido a la alta resistencia del acero y a su ubicación en la sección transversal. Sin embargo, de acuerdo con la Figura 2.3,

tras un cierto periodo de tiempo,  $t_1$ , sólo se mantiene un pequeño porcentaje de la capacidad resistente original del perfil de acero. Esto significa que, en caso de incendio, la parte principal de la carga que inicialmente soportaba el tubo de acero se redistribuirá al núcleo de hormigón, el cual pierde resistencia y rigidez más lentamente que el acero.

Así, en el cálculo a temperatura ambiente se pueden obtener altas capacidades resistentes para dimensiones bastante pequeñas de sección transversal. Sin embargo, en estos casos la resistencia al fuego del elemento estructural es generalmente limitada. Puesto que la reducción de la resistencia de los diferentes componentes de la sección se ve directamente afectada por su calentamiento relativo, se necesita, con frecuencia, una dimensión mínima de la sección transversal del pilar para satisfacer los requisitos exigidos de resistencia al fuego (Twilt et al., 1996).

Por otra parte, al aumentar la temperatura en situación de incendio, disminuyen la resistencia y la rigidez de los materiales, de modo que la capacidad portante del elemento estructural disminuye al tiempo que aumenta su deformación. Por tanto, deberá tenerse muy en cuenta la esbeltez del pilar para su diseño en situación de incendio.

El gran número de investigaciones llevadas a cabo para caracterizar el comportamiento frente al fuego de los pilares CFT han permitido determinar los diferentes parámetros implicados en su fallo a elevadas temperaturas, como por ejemplo:

- Relación diámetro/espesor,  $D/t$ , o anchura/espesor,  $b/t$ , del perfil tubular
- Límite elástico del acero utilizado,  $f_y$
- Resistencia a compresión,  $f_c$ , y a tracción del hormigón,  $f_{ct}$
- Cuantía,  $\rho_s$ , y disposición de las armaduras (si existen)
- Efecto del confinamiento
- Esbeltez de la pieza,  $\bar{\lambda}$
- Grado de utilización,  $\mu$
- Excentricidad de la carga,  $e$
- Tipo de árido (calizo o silíceo)
- Factor de forma,  $A_m/V$

## 2.4. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

La adopción de códigos de carácter prestacional que establecen unos objetivos sin exigir que éstos deban alcanzarse de una forma determinada, son una tendencia actual en la mayoría de países (Llinares, Maciá & Arteaga, 2004). Si bien las soluciones prestacionales dadas por las técnicas de ingeniería del fuego, los cálculos basados en la dinámica de fluidos computacional (CFD), los modelos numéricos mediante elementos finitos o los modelos simplificados, entre otros, presentan claras ventajas, las soluciones aportadas por los métodos tradicionales de carácter experimental basados en modelos de incendio analíticos continúan empleándose ampliamente debido a su buen funcionamiento y capacidad de verificar con éxito las prescripciones establecidas.

### 2.4.1. Incendio real

Habitualmente, en lo relativo a sus efectos térmicos, un incendio suele caracterizarse mediante curvas tiempo-temperatura (Figura 2.4). En el caso de los incendios reales, la curva presenta normalmente cuatro fases diferenciadas, aunque son múltiples los parámetros que gobiernan el desarrollo de las temperaturas durante su evolución (Vega, Llinares, Villagra, Gallego & González, 2010).

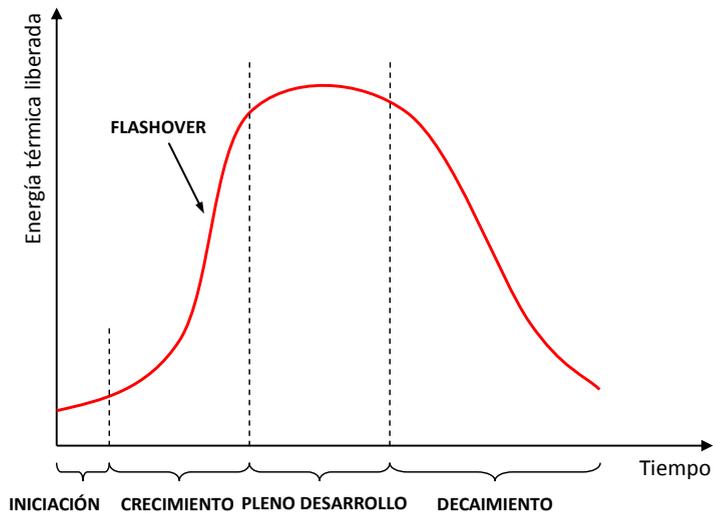
1. Fase de iniciación. En esta fase, el fuego se encuentra en estado latente, a muy baja temperatura. La rapidez con la que se inicia un incendio depende principalmente de factores como el tipo de material combustible presente en el recinto, así como de su distribución, de la ventilación del recinto y de la fuente de calor.
2. Fase de crecimiento. Durante esta fase, aunque inicialmente todavía localizado, el fuego se va avivando. A través de la radiación o del contacto directo de las llamas con otros materiales presentes en el recinto, el incendio comienza a propagarse con mayor o menor rapidez en función de factores como el tipo y distribución del combustible o el nivel de ventilación del recinto.

La propagación de las llamas, la velocidad de liberación del calor y la generación de humo de los materiales combustibles son cada vez mayores, hasta dar paso a la fase siguiente de pleno desarrollo del incendio.

Dentro de la fase de crecimiento existe un punto característico denominado *flashover*, que consiste en un intervalo muy corto de tiempo en el que se produce

la transición de un fuego localizado a la combustión simultánea de todas las superficies combustibles expuestas en un recinto. En ese corto intervalo de tiempo se experimenta un crecimiento brusco de las temperaturas, dando lugar a una situación que se conoce como fuego totalmente desarrollado.

Si bien las fases previas al *flashover* tienen mucha importancia desde el punto de vista de la evacuación o de la facilidad para controlar el incendio, desde el punto de vista de capacidad portante de la estructura lo importante son las fases posteriores al mismo, en las cuales se alcanzan temperaturas que sí afectan al comportamiento de dicha capacidad portante.



*Figura 2.4. Diferentes fases en la evolución de un incendio real*

3. Fase de pleno desarrollo. Una vez alcanzado el *flashover*, el incendio ocupa todo el recinto, y su duración hasta alcanzar una temperatura máxima depende de la carga de fuego, la ventilación, la capacidad de disipación del calor y la velocidad de liberación de calor. Estos son, de hecho, los parámetros que se tienen en

cuenta para la representación de las curvas paramétricas tiempo-temperatura, que suelen utilizarse como modelo simplificado de un fuego real.

4. Fase de decaimiento o enfriamiento. Una vez alcanzada la temperatura máxima del incendio, ésta empieza a decrecer, bien sea por la consumición del combustible, o bien por la falta de ventilación.

Durante esta fase la estructura todavía puede verse afectada por un incremento de la temperatura en su interior, debido a la inercia térmica del material. Es decir, todavía puede pasar un intervalo de tiempo hasta que la estructura comience a enfriarse.

#### 2.4.2. Modelos de incendio basados en acciones térmicas generadas por fuegos nominales

Con el fin de analizar el comportamiento de un elemento constructivo en caso de incendio, es necesario, en primer lugar, establecer un modelo matemático que simplifique la acción real del incendio. Este modelo debe permitir obtener la evolución de la temperatura ambiente en un sector con respecto al tiempo. Posteriormente, a partir de estos datos, se calculará la transferencia de calor al elemento y la evolución del calor hacia el interior de su sección, dependiendo de la naturaleza del material que lo constituya, así como de si tiene o no algún tipo de protección contra el fuego.

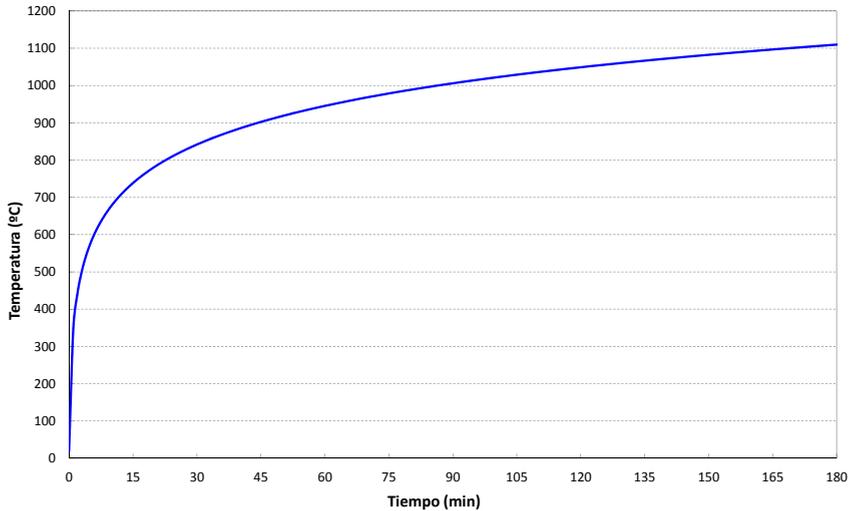
En la mayor parte de los códigos prescriptivos de edificación el requisito de resistencia al fuego suficiente de los elementos constructivos estructurales se expresa como el tiempo que deben ser capaces de soportar dichos elementos en un incendio definido por una temperatura en un sector, dada por la curva de fuego normalizada, internacionalmente aceptada, definida en la norma ISO 834-1 (*International Standards Organisation* [ISO], 1999) y recogida en la norma de ensayos de resistencia al fuego EN 1363-1 (CEN, 1999a), que tiene la expresión definida en la ecuación (2.2).

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad (2.2)$$

donde:

- $\theta_g$  es la temperatura del aire en el sector, en °C
- $t$  es el tiempo desde el inicio del incendio, en min

Se trata de una curva que expresa el incremento de la temperatura del aire en el sector como función monótona creciente del tiempo exclusivamente, si bien a una velocidad reducida, que no representa, por tanto, un incendio real (ver Figura 2.5).



*Figura 2.5. Curva de fuego normalizada*

Esta curva ha sido establecida como el patrón usado en los laboratorios para determinar la resistencia al fuego de los elementos constructivos, empleando un método consistente en someter a una muestra representativa de los mismos a unas condiciones definidas de calentamiento y presión generadas en un horno de ensayos. Este método se presenta como un medio para cuantificar la capacidad del elemento constructivo analizado de soportar la exposición a altas temperaturas, estableciendo criterios de comportamiento por los cuales la capacidad portante, la contención del fuego (integridad) y la transmisión térmica (aislamiento térmico), entre otras, pueden ser evaluadas. Se define la resistencia al fuego como el tiempo durante el cual tienen cumplimiento los criterios de comportamiento apropiados. Si bien no representa el tiempo real que el elemento pueda resistir hasta su colapso final, proporciona una comparación relativa y actúa como un indicador de la gravedad del incendio que el elemento considerado puede resistir.

Puesto que las condiciones de calentamiento especificadas en los ensayos están en relación con aquellas que ocurren en incendios reales, además de la curva de fuego normalizada (2.2), la norma EN 1363-2 (CEN, 1999b) permite identificar escenarios de incendio donde se producen variaciones significativas con respecto a las condiciones normalizadas, como los representados en la Figura 2.6.

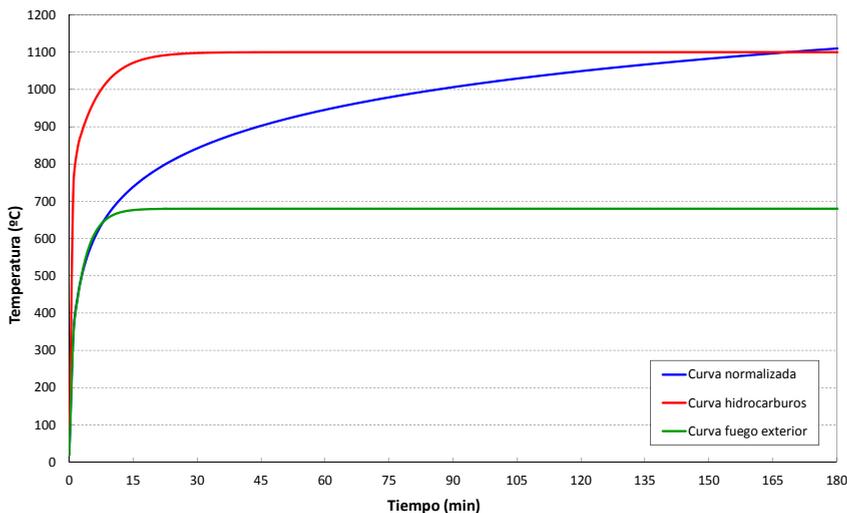


Figura 2.6. Curvas de calentamiento alternativas

Uno de estos ejemplos son las industrias petroquímicas y refinerías donde existe un riesgo de exposición a fuegos muy intensos, caracterizados por sus altas temperaturas y su rápido ritmo de crecimiento. Esta condición de calentamiento viene definida por la denominada curva de hidrocarburos y representada por la ecuación (2.3).

$$\theta_g = 1080 \cdot (1 - 0.325 \cdot e^{-0.167 \cdot t} - 0.675 \cdot e^{-2.5 \cdot t}) + 20 \quad (2.3)$$

En algunos casos, los elementos pueden estar expuestos a condiciones menos severas de calentamiento que cuando ese elemento está expuesto en un sector de incendio. Un ejemplo de esto son los muros en el perímetro del edificio que pudieran quedar expuestos a un fuego exterior o a llamas que sobresalen a través de

las ventanas. Debido a la naturaleza de estos fuegos exteriores con posibilidad de disipación de calor, la denominada curva de fuego exterior (2.4) proporciona un nivel más bajo de exposición térmica que otras opciones.

$$\theta_g = 660 \cdot (1 - 0.687 \cdot e^{-0.32t} - 0.313 \cdot e^{-3.8t}) + 20 \quad (2.4)$$

Además de las condiciones de calentamiento y presión generadas en el horno de ensayos, la norma EN 1363-1 (CEN, 1999a) establece los principios generales y comunes a los diferentes elementos constructivos cuya resistencia al fuego deba ser evaluada. Así, esta norma considera aspectos tales como las características de los equipos de ensayo necesarios (hornos, sistemas de carga, bastidores de ensayo, instrumentación para la medida de temperatura y presión, etc.), las condiciones de ensayo (temperatura y presión en la cámara de combustión del horno, temperatura ambiente, condiciones de carga, restricción y contorno de la muestra de ensayo, etc.), las especificaciones de las muestras de ensayo (dimensiones, número de muestras, diseño, construcción, instalación y acondicionamiento de las mismas, etc.), la utilización de la instrumentación empleada (localización y número de termopares para la medida de la temperatura del horno, ubicación de los termopares de la muestra, etc.), así como la descripción general del procedimiento de ensayo y las medidas y observaciones a considerar.

Por otra parte, también se establecen los criterios de comportamiento que permiten evaluar el comportamiento de la muestra de ensayo:

1. Capacidad portante. Capacidad de un elemento constructivo de soportar, durante un periodo de tiempo y sin pérdida de la estabilidad estructural, la exposición al fuego en una o más caras, bajo acciones mecánicas definidas. Para elementos en carga a flexión se considera que el fallo en la capacidad portante ha ocurrido cuando hayan sido superados los dos criterios siguientes<sup>2</sup>:

$$\text{Límite de la flexión :} \quad D = \frac{L^2}{400 \cdot d} \quad [\text{mm}] \quad (2.5)$$

---

<sup>2</sup> Si bien durante el desarrollo del programa experimental de la presente tesis doctoral se utiliza la versión de 1999 de la norma EN 1363-1 (CEN, 1999a) vigente en ese momento como documento de referencia para la ejecución e interpretación de los ensayos, en el momento de su publicación se ha aprobado una nueva versión de 2012 (CEN, 2012), según la cual el fallo en la capacidad portante ocurre cuando haya sido superado al menos uno de los criterios indicados.

$$\text{Límite de la velocidad de flexión : } \frac{\partial D}{\partial t} = \frac{L^2}{9000 \cdot d} \left[ \frac{\text{mm}}{\text{min}} \right] \quad (2.6)$$

donde:

- $L$  es la distancia entre apoyos de la muestra, en mm
- $d$  es la distancia desde el límite extremo de la zona de trabajo a compresión en frío hasta el límite extremo de la zona de trabajo en tensión en frío de una sección estructural, en mm

Para elementos en carga verticales a compresión los criterios que deben superarse para considerar que el fallo en la capacidad portante ha ocurrido son los siguientes:

$$\text{Límite de contracción : } C = \frac{h}{100} \quad [\text{mm}] \quad (2.7)$$

$$\text{Límite de la velocidad de contracción : } \frac{\partial C}{\partial t} = \frac{3 \cdot h}{1000} \left[ \frac{\text{mm}}{\text{min}} \right] \quad (2.8)$$

donde:

- $h$  es la altura inicial de la muestra, en mm
2. Integridad. Capacidad de un elemento constructivo con función separadora de soportar la exposición solamente en una cara, sin que exista transmisión del fuego a la cara no expuesta debido al paso de llamas o de gases calientes que puedan producir la ignición de la superficie no expuesta o de cualquier material adyacente a esa superficie. Este criterio se evalúa mediante la ignición de un tampón de algodón, la aparición de aberturas que permitan el paso de galgas y la aparición de llamas sostenidas durante más de 10 segundos.
  3. Aislamiento. Capacidad de un elemento constructivo de soportar la exposición al fuego en un solo lado, sin que se produzca la transmisión del incendio debido a una transferencia de calor significativa desde el lado expuesto al no expuesto. Para la evaluación de este criterio se analiza, por una parte, el incremento de la temperatura media en la cara no expuesta al fuego de la muestra, que no debe superar los 140°C respecto a la temperatura media inicial y, por otra, el

incremento de su temperatura máxima en cualquier punto, que no debe incrementarse en más de 180°C respecto a su temperatura inicial.

Finalmente, para el ensayo de resistencia al fuego de los diferentes elementos constructivos y de acuerdo con los principios asumidos por el sistema de normalización europeo en este tipo de ensayos, además de la norma EN 1363-1 (CEN, 1999a) que describe los requisitos generales, es necesario considerar normas específicas de ensayo para cada uno de dichos elementos constructivos, donde se establecen detalles singulares de estos métodos de ensayo específicos. Así, por ejemplo, la norma particular de ensayo para evaluar la resistencia al fuego de los pilares es la EN 1365-4 (CEN, 1999c).

#### *2.4.3. Modelos de incendio simplificados y avanzados*

Si bien las curvas de fuego nominales definidas en el apartado anterior vienen también descritas en el apartado 3.2 del Eurocódigo 1, EN 1991-1-2 (CEN, 2002), como componentes de las acciones térmicas empleadas en los modelos de cálculo considerados en los códigos prescriptivos, el apartado 3.3 de dicho Eurocódigo 1 establece otros modelos de fuego natural que se aproximan mejor al fenómeno real de incendio: los llamados modelos simplificados, para fuegos desarrollado en un sector de incendio y fuegos localizados, y los modelos avanzados, que se describen con mayor detalle en los anexos del Eurocódigo 1.

En el caso de los modelos de incendio simplificados, cabe distinguir, por una parte, los fuegos de sector, basados en las denominadas curvas paramétricas, que permiten modelar de forma más ajustada que la curva normalizada los incendios reales a partir de parámetros que dependen de la carga de fuego, de las condiciones de ventilación y de las propiedades térmicas de la envolvente del sector; por otra, los fuegos localizados, cuando sea improbable que se alcance el *flashover* y, por tanto, que todo el sector de incendio quede envuelto en llamas.

En el capítulo 6 se describe con mayor profundidad el modelo de cálculo simplificado que propone el Eurocódigo 4, EN 1994-1-2 (CEN, 2005c), para pilares mixtos pertenecientes a pórticos arriostrados, que permite determinar el valor de cálculo de la resistencia a compresión axial de un perfil tubular de acero relleno de hormigón (CFT) en situación de incendio.

Los modelos de incendio avanzados tienen en cuenta otros aspectos tales como las propiedades del gas, el intercambio de masa y el intercambio de energía. Entre ellos cabría distinguir los modelos de zona, bien de una zona (en los que se

supone una distribución uniforme de la temperatura en el interior del sector de incendio), bien de dos zonas (cuando se considera una estratificación de la capa de humo originada desde un fuego localizado), y los modelos de campo, basados en sofisticadas herramientas numéricas que permiten el estudio de geometrías complejas mediante la dinámica de fluidos computacional (CFD).

## Capítulo 3

---

# ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se realiza una extensa revisión bibliográfica acerca de las investigaciones experimentales sobre el comportamiento frente al fuego de los pilares CFT, analizando el estado actual de conocimiento e investigación en este campo.



### **3. ESTADO DEL ARTE**

#### **3.1. GENERALIDADES**

El comportamiento frente al fuego de los perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón de resistencia normal ha sido investigado profusamente en las últimas décadas (Lie, 1994; Zha, 2003; Renaud, Aribert & Zhao, 2003; Ding & Wang, 2008; Hong & Varma, 2009; Espinós et al., 2010; Espinós, Gardner, Romero & Hospitaler, 2011; Espinós, Romero & Hospitaler, 2012; Espinós, Romero & Hospitaler, 2013), si bien cabe destacar que las investigaciones previas basadas en ensayos experimentales de resistencia al fuego de pilares y sus correspondientes publicaciones son bastante escasas.

De acuerdo con el carácter eminentemente empírico de esta tesis doctoral, la revisión del estado actual del conocimiento desarrollada a lo largo de este capítulo se centra, exclusivamente, en las investigaciones de carácter experimental sobre el comportamiento frente al fuego de los pilares CFT llevadas a cabo en los últimos tiempos.

Así, a principios de los años 80 se llevaron a cabo algunos programas experimentales de resistencia al fuego en pilares CFT. Estas primeras investigaciones se destinaron al estudio de pilares de sección circular o cuadrada rellenos de hormigón en masa u hormigón armado, generalmente sometidos a esfuerzos axiales centrados, a excepción de algunos casos aislados. Pasado un tiempo, aparecieron los primeros ensayos basados en cargas excéntricas y comenzó a prestarse un mayor interés al uso de otros tipos de relleno tales como fibras de acero u hormigón de alta resistencia, con el fin de aumentar la resistencia al fuego de los pilares. Actualmente, aparecen investigaciones basadas en otro tipo de materiales y secciones (por ejemplo, pilares de doble tubo rellenos de hormigón, secciones elípticas, etc.), además de comenzar a estudiarse el comportamiento de los pilares CFT después del incendio. Asimismo, despiertan un creciente interés los ensayos de fuego a escala real.

### 3.2. INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES

La primera reseña a ensayos de resistencia al fuego de pilares CFT apareció en una publicación que data del año 1917 (AFMFIC, 1917), en la cual, además de otros tipos de pilares, existen referencias a perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón. No obstante, no será hasta mucho tiempo después, cuando aparezcan los primeros programas de ensayo específicos sobre pilares CFT.

Así, el comportamiento frente al fuego de pilares mixtos de perfil tubular fue analizado por primera vez en un trabajo de investigación patrocinado por CIDECT. Entre los años 1974 y 1982, se llevaron a cabo diversos programas experimentales en el marco de esta investigación (COMETUBE, 1976; Grandjean, Grimault & Petit, 1980; Kordina & Klingsch, 1983).

*Tabla 3.1. Variables de diseño del proyecto de investigación CIDECT 15A (COMETUBE, 1976)*

<b>Variable</b>	<b>Rango</b>
Número de ensayos	76
Geometría	75 SHS 1 CHS
Tipo de hormigón de relleno	50 en masa (C) 19 reforzado con armaduras (RC) 7 vacíos
Longitud del pilar, $L$	3600 mm
Diámetro, $D$ , o lado, $B$ , exterior del pilar	140-300 mm (SHS) 114 mm (CHS)
Espesor de la pared del tubo, $t$	3,6-7,0 mm
Condiciones de contorno	F-F P-P
Excentricidad de la carga, $e$	0 mm

El proyecto de investigación CIDECT 15A (COMETUBE, 1976) consistió en el ensayo de 75 pilares tubulares de sección cuadrada (SHS) rellenos de hormigón y un ensayo adicional de un pilar hueco de sección circular (CHS). De estos 75 pilares, 50 se rellenaron con hormigón en masa (C), 19 con hormigón armado (RC) y 6 se ensayaron vacíos. Los ensayos se llevaron a cabo en los laboratorios de Maizières-les-Metz y Champs-sur-Marne (Francia). Algunos pilares fueron ensayados con protección externa de diferentes tipos. La anchura de los pilares

oscilaba entre 140 mm y 300 mm, siendo su longitud de 3600 mm. El rango de variación de las variables de diseño de este programa experimental se resume en la Tabla 3.1.

En el proyecto de investigación CIDECT 15B (Grandjean et al., 1980) se ensayaron un total de 86 pilares CFT de sección circular y cuadrada. La anchura de los pilares de sección cuadrada oscilaba entre 140 mm y 350 mm, mientras que el diámetro de los pilares de sección circular oscilaba entre 168,3 y 406,3 mm. Su longitud, en todos los casos, fue de 3600 mm. En este proyecto se ensayaron pilares rellenos de hormigón en masa, hormigón armado y hormigón con fibras de acero (FC). También se analizó el efecto de la excentricidad. Las variables involucradas en este programa se recogen en la Tabla 3.2.

*Tabla 3.2. Variables de diseño del proyecto de investigación CIDECT 15B (Grandjean et al., 1980)*

<b>Variable</b>	<b>Rango</b>
Número de ensayos	86
Geometría	72 SHS 14 CHS
Tipo de hormigón de relleno	C (en masa) RC (reforzado con armaduras) FC (reforzado con fibras)
Límite elástico del acero estructural, $f_y$	243-550 MPa
Resistencia a compresión del hormigón, $f_c$	30,2-57,9 MPa (prob. cilíndrica)
Longitud del pilar, $L$	3600 mm
Diámetro, $D$ , o lado, $B$ , exterior del pilar	140-350 mm (SHS) 168,3-406,3 mm (CHS)
Espesor de la pared del tubo, $t$	3,6-12,5 mm
Condiciones de contorno	F-F
Excentricidad de la carga, $e$	0-100 mm

El proyecto de investigación CIDECT 15C (Kordina & Klingsch, 1983) presentó ensayos sobre pilares mixtos de diferentes tipos, tales como perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón, perfiles de acero laminados en caliente de sección abierta totalmente embebidos en hormigón, perfiles de acero conformados en frío de tipo C rellenos de hormigón y secciones macizas de acero. Se llevaron a cabo un total de 74 ensayos de resistencia al fuego. Por otro lado, se realizaron, además, ensayos de contraste sobre 5 de estos pilares en diferentes laboratorios

Europeos, en el marco del proyecto de CIDECT denominado *International comparison fire tests*. Estos nuevos ensayos se llevaron a cabo en las instalaciones de Borehamwood (Reino Unido), Maizières-lès-Metz (Francia), Champs-sur-Marne (Francia), Berlín (Alemania) y Brunswick (Alemania). En lo referente a los pilares CFT, se desarrollaron 26 ensayos en las instalaciones de la Universidad de Brunswick (Alemania), principalmente sobre pilares de sección cuadrada y armados, sometidos a cargas excéntricas y con longitudes entre 3700 y 5200 mm. A partir de los resultados de estos ensayos, se llevó a cabo un estudio paramétrico sobre los factores de mayor influencia sobre la resistencia al fuego, tales como el espesor y resistencia del perfil de acero, la resistencia a compresión del hormigón, la excentricidad de la carga, la esbeltez del pilar, la cuantía de armadura de refuerzo, las condiciones de apoyo en los extremos, el grado de utilización y la geometría de la sección. El rango de variación de las variables de diseño correspondientes a los pilares CFT de este proyecto de investigación se resume en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Variables de diseño de los pilares CFT del proyecto de investigación CIDECT 15C (Kordina & Klingsch, 1983)

Variable	Rango
Número de ensayos	26
Geometría	25 SHS (4 con doble tubo) 1 CHS
Tipo de hormigón de relleno	RC (reforzado con armaduras)
Límite elástico del acero estructural, $f_y$	234-348 MPa
Resistencia a compresión del hormigón, $f_c$	35-75 MPa (prob. cúbica)
Longitud del pilar, $L$	3700-5200 mm
Diámetro, $D$ , o lado, $B$ , exterior del pilar	110-300 mm (SHS) 273 mm (CHS)
Espesor de la pared del tubo, $t$	5,0-14,2 mm
Condiciones de contorno	P-P
Excentricidad de la carga, $e$	5-100 mm

En 1991 también se realizaron ensayos de resistencia al fuego de pilares CFT en Borehamwood (Reino Unido) (Wainman & Toner, 1992). Se probaron 3 pilares tubulares de sección circular rellenos de hormigón en masa de diferentes tamaños, con diámetros entre 244,5 y 355,6 mm y una longitud de los pilares de 3400 mm,

siendo su longitud expuesta al fuego de 3100 mm. Los parámetros fundamentales de esta investigación se resumen en la Tabla 3.4.

*Tabla 3.4. Variables de diseño del proyecto de investigación de Borehamwood, U.K. (Wainman & Toner, 1992)*

<b>Variable</b>	<b>Rango</b>
Número de ensayos	3
Geometría	CHS
Tipo de hormigón de relleno	C (en masa)
Límite elástico del acero estructural, $f_y$	348-355 MPa
Resistencia a compresión del hormigón, $f_c$	45,75-61,50 MPa (prob. cúbica)
Longitud del pilar, $L$	3400 mm
Diámetro exterior del pilar, $D$	244,5-355,6 mm
Espesor de la pared del tubo, $t$	6,3-9,5 mm
Condiciones de contorno	F-F
Excentricidad de la carga, $e$	0 mm

Por otra parte, el proyecto de investigación CIDECT 15P (Hass, Ameler & Zies, 2000) analizó ensayos de resistencia al fuego de perfiles tubulares rellenos de hormigón de alta resistencia (HSC), siendo su objetivo fundamental establecer las bases sobre el efecto del uso de este tipo de hormigón. Así, se llevaron a cabo 5 ensayos a pequeña escala con el fin de estudiar los efectos locales a altas temperaturas (por ejemplo, el efecto *spalling*), además de un ensayo a escala real para analizar su pandeo en situación de incendio. Estos ensayos se realizaron en Brunswick (Alemania) y en la Tabla 3.5 se resumen los rangos de las variables fundamentales analizadas.

Más recientemente, se ejecutó en el *Centre Technique Industriel de la Construction Métallique*, CTICM, (Francia), dentro del marco del proyecto de investigación CIDECT 15R (Renaud & Kruppa, 2004), un programa de ensayos sobre perfiles tubulares rellenos de hormigón cargados excéntricamente, con el objeto de validar un trabajo sobre el desarrollo de un método de cálculo simplificado para pilares sometidos a cargas excéntricas, de acuerdo con el proyecto CIDECT 15Q (Renaud, Joyeux & Kruppa, 2004). Se ensayaron 4 pilares bajo carga excéntrica, 2 de ellos de sección circular y otros 2 de sección cuadrada. Todos ellos se rellenaron con hormigón armado de resistencia normal, siendo su longitud total

de 3450 mm, si bien sólo 3100 mm quedaban expuestos al fuego. Las excentricidades consideradas en los ensayos fueron de 0,75 y 1,5 veces la dimensión del diámetro exterior, en el caso de los pilares de sección circular, o la del lado, en el caso de los de sección cuadrada. La Tabla 3.6 recoge las variables de diseño fundamentales de este proyecto.

Tabla 3.5. Variables de diseño del proyecto de investigación CIDECT 15P (Hass et al., 2000)

Variable	Rango
Número de ensayos	5 (4 pequeña escala, 1 escala real)
Geometría	CHS
Tipo de hormigón de relleno	C (en masa) RC (reforzado con armaduras) FC (reforzado con fibras)
Límite elástico del acero estructural, $f_y$	377-434 MPa
Resistencia a compresión del hormigón, $f_c$	96-99 MPa (prob. cúbica)
Longitud del pilar, $L$	800-4200 mm
Diámetro exterior del pilar, $D$	159-273 mm
Espesor de la pared del tubo, $t$	4,5-8,0 mm
Condiciones de contorno	P-F
Excentricidad de la carga, $e$	0-27 mm

Tabla 3.6. Variables de diseño del proyecto de investigación CIDECT 15R (Renaud & Kruppa, 2004)

Variable	Rango
Número de ensayos	4
Geometría	2 SHS 2 CHS
Tipo de hormigón de relleno	RC (reforzado con armaduras)
Límite elástico del acero estructural, $f_y$	396-427 MPa
Resistencia a compresión del hormigón, $f_c$	26,7-28,5 MPa
Longitud del pilar, $L$	3450 mm
Diámetro, $D$ , o lado, $B$ , exterior del pilar	300 mm (SHS) 355,6 mm (CHS)
Espesor de la pared del tubo, $t$	6 mm
Condiciones de contorno	P-F
Excentricidad de la carga, $e$	$0,75 \cdot B - 1,50 \cdot B$ (SHS) $0,75 \cdot D - 1,50 \cdot D$ (CHS)

Por otra parte, entre los años 1982 y 1994 investigadores del *Institute for Research in Construction* del *National Research Council of Canada*, NRCC, llevaron a cabo varios programas experimentales (Lie & Chabot, 1992; Chabot & Lie, 1992; Kodur & Lie, 1995), basados en ensayos de resistencia al fuego de pilares CFT de sección circular y cuadrada y rellenos con hormigón en masa, con hormigón armado o con hormigón reforzado con fibras de acero. Las dimensiones externas de la sección del tubo (diámetro o lado) oscilaban entre 141,3 mm y 406,4 mm, estando comprendido el espesor del tubo de acero entre 6,35 mm y 12,70 mm, y siendo su longitud constante e igual a 3810 mm. En general, los pilares se ensayaron con los extremos empotrados como condiciones de contorno y sometidos a una carga axial centrada, con la excepción de uno de los ensayos en los que se estudió el efecto de la excentricidad. La resistencia a compresión en probeta cilíndrica a 28 días del hormigón de relleno utilizado se encontraba en un rango entre 23 MPa y 43 MPa, si bien en algún caso se consideraron hormigones con una resistencia superior. En el caso de las muestras de hormigón armado la cuantía de armadura era de alrededor de un 2,3%, mientras que en el caso de pilares rellenos de hormigón reforzado con fibras el porcentaje de éstas en la mezcla de hormigón fue del 1,76% en masa. Los pilares reforzados tanto con armaduras como con fibras lograron, en algunos casos, valores de resistencia al fuego superiores a los 180 minutos. El rango de variación de las variables de diseño de estos programas experimentales se resume en las Tablas 3.7, 3.8 y 3.9, respectivamente.

Unos años después se llevaron a cabo en las instalaciones del NRCC algunos ensayos sobre perfiles tubulares rellenos con hormigón de alta resistencia (Kodur & Latour, 2005). Concretamente, se ensayaron 6 pilares de sección circular, cuyos diámetros oscilaban entre 219,1 mm y 406,4 mm, y 2 pilares de sección cuadrada, con un lado de 203,2 mm. La longitud de los pilares fue de 3810 mm, como en las investigaciones anteriores. La resistencia a compresión del hormigón a los 28 días se encontraba entre 76,2 y 107,0 MPa. Además, algunas de las muestras fueron reforzadas mediante armaduras o fibras de acero, con el fin de mejorar la resistencia al fuego de este hormigón de alta resistencia. La Tabla 3.10 resume las principales variables de este proyecto.

Tabla 3.7. Variables de diseño del proyecto de investigación NRCC Research Report 611 (Lie & Chabot, 1992)

Variable	Rango
Número de ensayos	44
Geometría	6 SHS 38 CHS
Tipo de hormigón de relleno	C (en masa) RC (reforzado con armaduras) FC (reforzado con fibras)
Límite elástico del acero estructural, $f_y$	300-350 MPa
Resistencia a compresión del hormigón, $f_c$	23,8-82,2 MPa (prob. cilíndrica)
Longitud del pilar, $L$	3810 mm
Diámetro, $D$ , o lado, $B$ , exterior del pilar	152,4-304,8 mm (SHS) 141,3-406,4 mm (CHS)
Espesor de la pared del tubo, $t$	6,35-12,70 mm
Condiciones de contorno	F-F (3 ensayos P-P)
Excentricidad de la carga, $e$	0 mm (1 ensayo con $e = 34$ mm)

Tabla 3.8. Variables de diseño del proyecto de investigación NRCC Research Report 628 (Chabot & Lie, 1992)

Variable	Rango
Número de ensayos	8
Geometría	6 SHS 2 CHS
Tipo de hormigón de relleno	RC (reforzado con armaduras)
Límite elástico del acero estructural, $f_y$	350 MPa
Resistencia a compresión del hormigón, $f_c$	46,7-48,1 MPa (prob. cilíndrica)
Longitud del pilar, $L$	3810 mm
Diámetro, $D$ , o lado, $B$ , exterior del pilar	203,2-304,8 mm (SHS) 273,1 mm (CHS)
Espesor de la pared del tubo, $t$	6,35 mm
Condiciones de contorno	F-F
Excentricidad de la carga, $e$	0 mm

*Tabla 3.9. Variables de diseño del proyecto de investigación NRCC Research Report 691 (Kodur & Lie, 1995)*

<b>Variable</b>	<b>Rango</b>
Número de ensayos	6
Geometría	CHS
Tipo de hormigón de relleno	FC (reforzado con fibras)
Límite elástico del acero estructural, $f_y$	300 MPa
Resistencia a compresión del hormigón, $f_c$	43,3-57,0 MPa (prob. cilíndrica)
Longitud del pilar, $L$	3810 mm
Diámetro exterior del pilar, $D$	323,9-406,4 mm
Espesor de la pared del tubo, $t$	6,35 mm
Condiciones de contorno	F-F (1 ensayo P-P)
Excentricidad de la carga, $e$	0 mm

*Tabla 3.10. Variables de diseño del proyecto de investigación de NRCC (Kodur & Latour, 2005)*

<b>Variable</b>	<b>Rango</b>
Número de ensayos	8
Geometría	2 SHS 6 CHS
Tipo de hormigón de relleno	C (en masa) RC (reforzado con armaduras) FC (reforzado con fibras)
Resistencia a compresión del hormigón, $f_c$	76,2-107,0 MPa (prob. cilíndrica)
Longitud del pilar, $L$	3810 mm
Diámetro, $D$ , o lado, $B$ , exterior del pilar	203,2 mm (SHS) 219,1-406,4 mm (CHS)
Espesor de la pared del tubo, $t$	4,78-12,70 mm
Condiciones de contorno	F-F
Excentricidad de la carga, $e$	0 mm

El grupo de investigación dirigido por el profesor Han desarrolló gran cantidad de ensayos de resistencia al fuego en la Universidad de Fuzhou (China) (Han & Huo, 2003; Han, Yang & Xu, 2003a; Han, Zhao, Yang & Feng, 2003b; Han & Lin, 2004; Han, Huo & Wang, 2005). Así, por una parte, este grupo obtuvo resultados de la resistencia residual de pilares CFT de sección circular y cuadrada bajo carga monótona o cíclica tras su exposición a un fuego estándar. Los resultados se basaron en el ensayo, tras 90 minutos de exposición al fuego, de pilares no esbeltos de 400 mm de longitud (tres veces el valor del diámetro) y con una relación diámetro/espesor igual a 27,7. Estos pilares fueron ensayados en Tianjin (China).

Por otra parte, este mismo grupo de investigación (Han et al., 2003a) llevó a cabo un estudio experimental sobre la resistencia al fuego de pilares tubulares de acero de sección cuadrada (SHS) y rectangular (RHS) rellenos de hormigón, sometidos tanto a cargas centradas como excéntricas, estando aisladas algunas de las muestras de ensayo con material de protección de espesor entre 7,0 y 22,6 mm. La longitud total de todos los pilares ensayados fue de 3810 mm, siendo su longitud expuesta al fuego de 3000 mm. La Tabla 3.11 resume las variables de esta investigación.

Tabla 3.11. Variables de diseño de la campaña experimental de pilares SHS y RHS de la Universidad de Fuzhou, China (Han et al., 2003a)

Variable	Rango
Número de ensayos	11
Geometría	3 SHS 8 RHS
Tipo de hormigón de relleno	C (en masa)
Límite elástico del acero estructural, $f_y$	246-341 MPa
Resistencia a compresión del hormigón, $f_c$	18,7-49,0 MPa (prob. cúbica)
Longitud del pilar, $L$	3810 mm
Lado exterior del pilar, $B$	219-350 mm (SHS) 300×150 y 300×200 mm (RHS)
Espesor de la pared del tubo, $t$	5,30-7,96 mm
Condiciones de contorno	P-P
Excentricidad de la carga, $e$	0,0-52,5 mm

Además, Han y otros investigadores (Han et al., 2003b) también llevaron a cabo algunos ensayos sobre pilares esbeltos mediante un programa de investigación en el que se ensayaron 13 pilares CFT esbeltos de sección circular, 5 de ellos con protección externa. Los parámetros analizados fueron el diámetro de la sección transversal (150-478 mm), el espesor de la pared del tubo de acero (4,6-8,0 mm), el espesor de la capa de protección contra el fuego (0-25 mm) y la relación excentricidad/diámetro (0,0-0,6). La longitud de todos los pilares ensayados fue de 3810 mm. Se utilizaron dos tipos diferentes de hormigón, con una resistencia a compresión media en probeta cúbica de 39,6 y 68,8 MPa, respectivamente. Los parámetros fundamentales de esta investigación se resumen en la Tabla 3.12.

*Tabla 3.12. Variables de diseño de la campaña experimental de pilares CHS de la Universidad de Fuzhou, China (Han et al., 2003b)*

<b>Variable</b>	<b>Rango</b>
Número de ensayos	13 (5 con protección externa)
Geometría	CHS
Tipo de hormigón de relleno	C (en masa)
Límite elástico del acero estructural, $f_y$	259-381 MPa
Resistencia a compresión del hormigón, $f_c$	39,6-68,8 MPa (prob. cúbica)
Longitud del pilar, $L$	3810 mm
Diámetro exterior del pilar, $D$	150,0-478,0 mm
Espesor de la pared del tubo, $t$	4,6-8,0 mm
Condiciones de contorno	P-P
Excentricidad de la carga, $e$	0,0-71,7 mm

El grupo de investigación de la Universidad de Seúl (Corea del Sur) (Kim, Choi, Kim, Chung & Park, 2005; Park, Chung & Choi, 2007; Park, Choi & Chung, 2008; Chung, Park & Choi, 2009) ha realizado recientemente ensayos de resistencia al fuego de pilares tubulares de acero de sección cuadrada rellenos de hormigón, tanto bajo carga axial excéntrica como centrada. En un primer estudio (Kim et al., 2005) se ensayaron 7 pilares bajo carga centrada de 300 y 350 mm de lado y una longitud total de 3500 mm, pero con diferentes longitudes efectivas de exposición al fuego. Posteriormente (Park et al., 2008), se ensayaron otros 12 pilares bajo carga centrada, todos ellos de 300 mm de lado y rellenos con hormigón de resistencia

normal. En la Tabla 3.13 se resumen las variables de diseño fundamentales de este proyecto.

Tabla 3.13. Variables de diseño de la campaña experimental de la Universidad de Seúl, Corea (Kim et al., 2005; Park et al., 2007, 2008)

Variable	Rango
Número de ensayos	19
Geometría	SHS
Tipo de hormigón de relleno	C (en masa)
Límite elástico del acero estructural, $f_y$	363 MPa
Resistencia a compresión del hormigón, $f_c$	27,5-37,8 MPa (prob. cilíndrica)
Longitud del pilar, $L$	3000-3500 mm
Lado exterior del pilar, $B$	300-350 mm
Espesor de la pared del tubo, $t$	9 mm
Condiciones de contorno	F-F
Excentricidad de la carga, $e$	0 mm

Tabla 3.14. Variables de diseño de la campaña experimental de la Universidad de Monash, Clayton, Australia (Lu et al., 2009)

Variable	Rango
Número de ensayos	6
Geometría	SHS
Tipo de hormigón de relleno	C (en masa)
Límite elástico del acero estructural, $f_y$	467-486 MPa
Resistencia a compresión del hormigón, $f_c$	90-99 MPa (prob. cilíndrica)
Longitud del pilar, $L$	760 mm
Lado exterior del pilar, $B$	150-200 mm
Espesor de la pared del tubo, $t$	5-6 mm
Condiciones de contorno	F-F
Excentricidad de la carga, $e$	0-25 mm

Asimismo, en el Laboratorio de Ingeniería Civil de la Universidad de Monash (Clayton, Australia) se han llevado a cabo una serie de ensayos de resistencia al fuego sobre pilares tubulares de acero no esbeltos rellenos con hormigón autocompactante de alta resistencia (Lu, Zhao & Han, 2009).

Concretamente, se ensayaron 6 pilares de sección cuadrada y 760 mm de longitud, en los que se variaba la dimensión del lado del pilar, el nivel de carga y su posición (centrada o excéntrica). La resistencia a compresión en probeta cilíndrica a 28 días del hormigón de relleno utilizado fue de alrededor de 90 MPa. El rango de variación de las variables de diseño de este programa experimental se resume en la Tabla 3.14.

También se han publicado recientemente (Tao, Han, Uy & Chen, 2011) algunos resultados experimentales sobre la adherencia entre el tubo de acero y el núcleo de hormigón en pilares CFT después de un incendio. Así, se contrastaron los resultados de 64 pilares que habían sido expuestos a la curva de fuego normalizada ISO 834 durante 90 o 180 minutos, frente a 12 pilares no expuestos a la acción del incendio. Los resultados de los ensayos mostraron que la exposición al fuego tenía un efecto significativo en la adherencia entre el tubo de acero y el núcleo de hormigón. En esta investigación se emplearon tanto secciones circulares como cuadradas, encontrándose que los perfiles de sección circular, por lo general, presentan una mayor capacidad de adherencia que los de sección cuadrada.

Simultáneamente al desarrollo de los trabajos correspondientes a la presente tesis doctoral diferentes grupos de investigación han publicado los resultados de sus programas experimentales sobre el comportamiento frente al fuego de pilares CFT, aunque no directamente relacionados con los objetivos de este trabajo.

Así, Pires, Rodrigues y Rêgo (2012) han llevado a cabo en la Universidad de Coimbra (Portugal) un extenso estudio sobre 40 pilares esbeltos CFT de sección circular, 3000 mm de longitud (2500 mm expuestos al fuego), dos diámetros externos distintos, 219,1 y 168,3 mm, rellenos de hormigón de resistencia normal (NSC), bien en su totalidad, bien formando un anillo cubriendo la pared interna del tubo, estando algunos de ellos reforzados con armaduras. El objetivo de esta investigación ha consistido en analizar las consecuencias de restringir la elongación térmica de los pilares en situación de incendio, considerando la influencia de la estructura fría adyacente sobre la estabilidad del pilar caliente.

Además, otra investigación experimental reciente (Hua, Faqi, Sumei & Xuetao, 2013) ha considerado condiciones de ensayo no normalizadas para evaluar el comportamiento de pilares tubulares de sección cuadrada rellenos de hormigón, sometiéndoles a una exposición al fuego no uniforme. Así, se han ensayado 6 pilares SHS de 300 mm de lado y una longitud total de 3810 mm, rellenos de un hormigón con una resistencia en probeta cúbica de 59,3 MPa, aplicándoles una carga constante con una excentricidad entre 0 y 80 mm, y estando articulados ambos extremos del

pilar. En cuatro de los casos analizados la exposición al fuego ha afectado a 3 caras del pilar, mientras que en los otros dos casos, sólo 1 de sus caras ha estado expuesta al fuego. Esta investigación ha permitido demostrar que la resistencia al fuego de los pilares CFT de sección cuadrada aumenta significativamente a medida que se reduce el número de caras expuestas al fuego y disminuye su nivel de carga,  $\mu$ , mientras que la excentricidad de la carga tiene una influencia limitada.

En lo referente al uso de nuevos materiales, en el Laboratorio de Ensayos de Fuego de la Universidad de Lieja (Bélgica) (Tondini, Hoang, Demonceau & Franssen, 2013) ha tenido lugar una campaña experimental sobre 4 pilares circulares tubulares de acero de alta resistencia (820 MPa), 3 de ellos vacíos (CHS) y 1 relleno de hormigón armado de resistencia normal (CFT). A este pilar CFT de 3150 mm de altura y 355,6 mm de diámetro se le ha aplicado una carga excéntrica y constante estando sus extremos articulados y ha sido sometido a una curva de fuego ISO 834. Los resultados experimentales se han aprovechado para realizar una serie de simulaciones numéricas y compararlas con los modelos propuestos por el Eurocódigo 3, EN 1993-1-2 (CEN, 2005b).

Finalmente, un grupo de investigación liderado por Han (Han, Chen, Liao, Tao & Uy, 2013) ha examinado el comportamiento experimental de 5 pilares tubulares de acero inoxidable (AISI 304) rellenos de hormigón autocompactante con una resistencia de 64,2 MPa en probeta cúbica, sometidos a cargas centradas bajo condiciones de un fuego normalizado. Mientras que 2 de los pilares ensayados han sido de sección circular, con un diámetro de 300 mm, la sección de los otros 3 ha sido cuadrada (entre 300 y 630 mm de lado). La longitud total de los pilares ha sido de 3600 mm y su longitud expuesta al fuego de 3000 mm, siendo articulados ambos extremos del pilar. Los resultados de estos ensayos han permitido verificar un modelo de elementos finitos propuesto por los autores, así como comparar el comportamiento frente al fuego de los perfiles de acero inoxidable con respecto a los de acero convencional.

### 3.3. CONCLUSIONES

En los últimos tiempos se han llevado a cabo en todo el mundo diferentes programas de investigación experimentales, tanto para pilares CFT esbeltos como no esbeltos, de sección circular, cuadrada y rectangular, rellenos de hormigón de resistencia normal y de alta resistencia, y sometidos tanto a cargas centradas como excéntricas (COMETUBE, 1976; Grandjean et al., 1980; Kordina & Klingsch, 1983;

Wainman & Toner, 1992; Lie & Chabot, 1992; Chabot & Lie, 1992; Kodur & Lie, 1995; Hass et al., 2000; Han et al., 2003a, 2003b; Renaud & Kruppa, 2004; Kodur & Latour, 2005; Kim et al., 2005; Park et al., 2007, 2008; Chung et al., 2009 y Lu et al., 2009), llegándose a analizar, aproximadamente, un total de 310 pilares, de los cuales 87 corresponden a pilares de sección circular. No obstante, el número de investigaciones encontradas en la bibliografía específicamente diseñadas para evaluar la resistencia al fuego de pilares tubulares circulares de acero esbeltos rellenos de hormigón de alta resistencia sometidos a cargas excéntricas es muy escaso, únicamente 2 unidades, tal como puede apreciarse en la Tabla 3.15.

*Tabla 3.15. Resumen de los principales proyectos de investigación experimentales sobre pilares CFT de sección circular*

<b>Investigación</b>	<b>Nº pilares CFT CHS</b>	<b>Resistencia hormigón</b>	<b>Excentricidad <math>e</math> [mm]</b>
COMETUBE, 1976	1	Vacío	0
Grandjean et al, 1980	14	NSC	0
Kordina & Klingsch, 1983	1	NSC	27
Wainman & Toner, 1992	3	NSC / HSC	0
Hass et al., 2000	1	HSC	27
Renaud & Kruppa, 2004	2	NSC	266,7-533,4
Lie & Chabot, 1992	37	NSC / HSC	0
	1	NSC	34
Chabot & Lie, 1992	2	NSC	0
Kodur & Lie, 1995	6	NSC	0
Kodur & Latour, 2005	6	HSC	0
Han et al., 2003b	9	NSC / HSC	0
	3	NSC	32,85-71,70
	1	HSC	42

Así, Lu et al. (2009) estudiaron el efecto de rellenar pilares tubulares de sección cuadrada de acero no esbeltos con hormigón de alta resistencia, sometidos tanto a cargas centradas como excéntricas, pero no estudiaron su efecto en pilares esbeltos de sección circular.

El programa experimental que contempla mayor número de pilares CFT de sección circular corresponde al proyecto de investigación de Lie y Chabot (1992), con 38 muestras ensayadas, sin embargo sólo una de ellas se ensayó en condiciones

de excentricidad. También Grandjean et al. (1980) ensayaron 14 pilares de este tipo, aunque todos ellos rellenos de hormigón de resistencia normal y sometidos a cargas centradas.

Además de la mencionada campaña de Lie & Chabot (1992), las llevadas a cabo por Kordina & Klingsch (1983) y Renaud y Kruppa (2004) tuvieron en cuenta la aplicación de cargas excéntricas en los pilares circulares CFT, aunque rellenos de hormigón de resistencia normal y limitándolo a un muy reducido número de muestras.

Únicamente Hass et al. (2000) y Han et al. (2003b) realizaron un ensayo en cada una de sus investigaciones combinando pilares circulares CFT esbeltos, hormigón de alta resistencia y excentricidad. Sin embargo, los resultados obtenidos por estos autores no son suficientes para evaluar la influencia de los principales factores que influyen sobre el comportamiento frente al fuego de este tipo de perfiles, lo que obliga a desarrollar con mayor profundidad una investigación que considere el efecto de todas estas variables.

## Capítulo 4

---

# PROGRAMA EXPERIMENTAL

En este capítulo se presenta el programa experimental de la investigación, describiendo las variables fundamentales del mismo y la tipología de las muestras ensayadas, así como los medios y los procedimientos empleados para la ejecución de los ensayos.



## **4. PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **4.1. INTRODUCCIÓN**

Este capítulo tiene por objeto describir el programa experimental desarrollado para satisfacer el objetivo general propuesto en el apartado 1.2 de esta tesis, que no es otro sino investigar el comportamiento en situación de incendio de los perfiles tubulares de acero de sección circular esbeltos rellenos de hormigón, tanto convencional como de alta resistencia, sometidos a esfuerzos de compresión axiales y excéntricos.

De acuerdo con las conclusiones de la revisión del estado del arte referente a las investigaciones experimentales sobre el comportamiento frente al fuego de los pilares CFT analizadas en el capítulo 3, se ha diseñado un programa experimental basado en el estudio de cuatro parámetros fundamentales implicados en el fallo a elevadas temperaturas de estos pilares: la resistencia a compresión del hormigón de relleno,  $f_c$ , el tipo de hormigón (hormigón en masa, hormigón reforzado con armaduras de acero y hormigón reforzado con fibras), el grado de utilización o nivel de carga,  $\mu$ , y el valor de la excentricidad de dicha carga,  $e$ . Los valores de ensayo de estos parámetros han sido seleccionados de acuerdo con la práctica habitual en la construcción.

Así, según estas consideraciones, se han fabricado un total de 40 pilares que han sido sometidos a un ensayo de resistencia al fuego, según se describe en el apartado 2.4, y cuyos resultados son analizados en el capítulo siguiente.

### **4.2. DISEÑO DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL**

Con el fin de obtener pilares esbeltos y, al mismo tiempo, satisfacer los requisitos de la norma de ensayos de resistencia al fuego de pilares EN 1365-4 (CEN, 1999c), según la cual la altura mínima del pilar expuesta a las condiciones de calentamiento del horno debe ser de 3000 mm, todos ellos han sido fabricados con tubos de acero de una longitud total,  $L$ , de 3180 mm.

Por otra parte, y para evitar el pandeo local<sup>3</sup>, el diámetro exterior,  $D$ , de todos los pilares ensayados ha sido de 159 mm, siendo el espesor de la pared del tubo,  $t$ , de 6 mm, de modo que la relación diámetro/espesor,  $D/t$ , del perfil tubular es constante para todos los pilares ensayados e inferior al límite establecido por la normativa a temperatura ambiente.

En cuanto al tipo de acero empleado en la fabricación de los tubos, se ha optado por utilizar acero comercial de grado S275JR, garantizando así que el límite elástico,  $f_y$ , mínimo del material con el que está fabricado el perfil es de 275 MPa. Los valores nominales de resistencia a compresión,  $f_c$ , del hormigón de relleno utilizado han sido de 30 MPa para los hormigones de resistencia normal (NSC) y de 90 MPa en el caso de hormigones de alta resistencia (HSC). En determinados casos, este hormigón en masa (C) ha sido reforzado, bien con armaduras de acero (RC), bien con fibras de acero (FC)<sup>4</sup>. No obstante, se ha realizado un ensayo inicial con un tubo vacío (caso 1 de la Tabla 4.2) con el fin de determinar el orden de magnitud de la resistencia al fuego del perfil tubular de acero hueco.

En lo referente a las condiciones de contorno (BC) previstas para el ensayo de resistencia al fuego de los pilares, todos ellos han sido ensayados con el extremo superior articulado y el extremo inferior empotrado (P-F), con la excepción de dos ensayos preliminares en los que ambos extremos están articulados (P-P) permitiendo, así, evaluar la influencia de las condiciones de contorno sobre la esbeltez relativa del pilar (casos 1 y 2 de la Tabla 4.2). El valor de dicha esbeltez relativa,  $\bar{\lambda}$ , ha sido superior a 0,5 para todos los casos evaluados.

El valor de la carga de compresión a aplicar sobre cada pilar,  $N$ , en todos los ensayos de resistencia al fuego ha sido calculado como un porcentaje del valor de la resistencia a compresión axial del pilar a temperatura ambiente,  $N_{Rd}$ , el cual se ha determinado mediante un modelo numérico validado desarrollado por Lacuesta et al. (2006). Así, los valores de grado de utilización,  $\mu$ , considerados en estos ensayos, de acuerdo con los niveles de carga encontrados habitualmente en la práctica, han sido de 0,2 (20%) y de 0,4 (40%), si bien dos pilares se ensayaron con un nivel de carga de 0,6 (60%) (casos 5 y 10 de la Tabla 4.2).

---

<sup>3</sup> De acuerdo con la tabla 6.3 del Eurocódigo 4, EN 1994-1-1 (CEN, 2004c), los efectos del pandeo local pueden despreciarse en el caso de secciones de acero tubular circular cuando la relación diámetro/espesor ( $D/t$ ) no supere un valor de  $90 \cdot (235/f_y)$ .

<sup>4</sup> Por simplicidad, se utiliza en este documento la notación FC para referirse a hormigones reforzados con fibras de acero, en lugar de la más comúnmente empleada SFRC.

Finalmente, el valor de la excentricidad de la carga aplicada,  $e$ , también ha sido controlada durante los ensayos, adoptando un valor de 0 mm en el caso de tratarse de pilares sometidos a cargas centradas y de 20 mm o 50 mm en el caso de pilares sometidos a cargas excéntricas.

En la Tabla 4.1 se recogen los valores considerados para las variables de diseño del programa experimental.

*Tabla 4.1. Variables de diseño del programa experimental*

<b>Variable</b>	<b>Valor</b>
Longitud del pilar, $L$	3180 mm
Diámetro exterior del pilar, $D$	159 mm
Espesor de la pared del tubo, $t$	6 mm
Límite elástico nominal del acero estructural, $f_y$	275 MPa
Resistencia a compresión nominal del hormigón, $f_c$	30 MPa 90 MPa
Tipo de hormigón de relleno	C (en masa) RC (reforzado con armaduras) FC (reforzado con fibras)
Condiciones de contorno	P-F
Esbeltez relativa, $\bar{\lambda}$	> 0,5
Nivel de carga, $\mu$	20% 40% 60% <sup>5</sup>
Excentricidad de la carga, $e$	0 mm 20 mm 50 mm

Se ha adoptado la siguiente notación para identificar a las muestras de ensayo: NXXX-T-L-FF-EE-AA, donde N representa el tipo de hormigón (C, RC, FC), XXX el diámetro exterior del tubo de acero (expresado en mm), T el espesor de la pared del tubo de acero (en mm), L la longitud nominal del pilar (en m), FF el valor nominal de la resistencia a compresión del hormigón (en MPa), EE el valor de la excentricidad de la carga (en mm) y AA el nivel de carga (en %). La Figura 4.1 muestra un ejemplo de este tipo de notación.

Las propiedades de cada una de las muestras de ensayo consideradas en esta tesis se recogen en las Tablas 4.2 y 4.3.

<sup>5</sup> Sólo para 2 casos.

Tabla 4.2. Propiedades de las muestras de ensayo (pilares sometidos a cargas centradas)

Nº	Identificación	L (mm)	D (mm)	t (mm)	L/D	D/t	$f_c$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$\bar{\lambda}$	Hormigón	BC	$\mu$ (%)	e (mm)	e/D	N (kN)
1	C159-6-3-0-0-40 (P-P)	3180	159	6	20,0	26,5	337,80	0,00	0,75	-	P-P	40	0	0,0	206,0
2	C159-6-3-30-0-40 (P-P)	3180	159	6	20,0	26,5	337,80	30,00	0,83	C	P-P	40	0	0,0	338,0
3	C159-6-3-30-0-20	3180	159	6	20,0	26,5	337,80	35,75	0,60	C	P-F	20	0	0,0	198,0
4	C159-6-3-30-0-40	3180	159	6	20,0	26,5	337,80	28,55	0,58	C	P-F	40	0	0,0	396,0
5	C159-6-3-30-0-60	3180	159	6	20,0	26,5	337,80	34,05	0,59	C	P-F	60	0	0,0	594,0
6	C159-6-3-90-0-20	3180	159	6	20,0	26,5	341,40	71,14	0,69	C	P-F	20	0	0,0	335,0
7	C159-6-3-90-0-40	3180	159	6	20,0	26,5	341,40	69,00	0,68	C	P-F	40	0	0,0	670,0
8	RC159-6-3-30-0-20	3180	159	6	20,0	26,5	337,80	23,90	0,60	RC	P-F	20	0	0,0	229,0
9	RC159-6-3-30-0-40	3180	159	6	20,0	26,5	337,80	30,00	0,61	RC	P-F	40	0	0,0	458,0
10	RC159-6-3-30-0-60	3180	159	6	20,0	26,5	337,80	33,73	0,62	RC	P-F	60	0	0,0	687,0
11	RC159-6-3-90-0-20	3180	159	6	20,0	26,5	337,80	69,03	0,71	RC	P-F	20	0	0,0	343,0
12	RC159-6-3-90-0-40	3180	159	6	20,0	26,5	337,80	77,00	0,72	RC	P-F	40	0	0,0	720,0
13	FC159-6-3-30-0-20	3180	159	6	20,0	26,5	337,80	28,30	0,58	FC	P-F	20	0	0,0	198,0
14	FC159-6-3-30-0-40	3180	159	6	20,0	26,5	334,40	26,70	0,57	FC	P-F	40	0	0,0	396,0
15	FC159-6-3-90-0-20	3180	159	6	20,0	26,5	337,80	93,62	0,74	FC	P-F	20	0	0,0	335,0
16	FC159-6-3-90-0-40	3180	159	6	20,0	26,5	334,40	90,16	0,73	FC	P-F	40	0	0,0	670,0

Tabla 4.3. Propiedades de las muestras de ensayo (pilares sometidos a cargas excéntricas)

Nº	Identificación	L (mm)	D (mm)	t (mm)	LD	D/t	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>c</sub> (MPa)	$\bar{\lambda}$	Hormigón	BC	$\mu$ (%)	e (mm)	e/D	N (kN)
17	C159-6-3-30-20-20	3180	159	6	20,0	26,5	332,03	35,83	0,60	C	P-F	20	20	0,126	169,0
18	C159-6-3-30-20-40	3180	159	6	20,0	26,5	332,03	42,17	0,61	C	P-F	40	20	0,126	338,0
19	C159-6-3-90-20-20	3180	159	6	20,0	26,5	332,03	73,70	0,69	C	P-F	20	20	0,126	272,0
20	C159-6-3-90-20-40	3180	159	6	20,0	26,5	343,63	74,64	0,70	C	P-F	40	20	0,126	544,0
21	C159-6-3-30-50-20	3180	159	6	20,0	26,5	343,63	30,50	0,59	C	P-F	20	50	0,314	126,4
22	C159-6-3-30-50-40	3180	159	6	20,0	26,5	365,65	38,25	0,62	C	P-F	40	50	0,314	252,8
23	C159-6-3-90-50-20	3180	159	6	20,0	26,5	365,65	79,13	0,72	C	P-F	20	50	0,314	194,0
24	C159-6-3-90-50-40	3180	159	6	20,0	26,5	365,65	98,32	0,76	C	P-F	40	50	0,314	388,0
25	RC159-6-3-30-20-20	3180	159	6	20,0	26,5	357,22	39,00	0,65	RC	P-F	20	20	0,126	180,0
26	RC159-6-3-30-20-40	3180	159	6	20,0	26,5	357,22	40,38	0,65	RC	P-F	40	20	0,126	360,0
27	RC159-6-3-90-20-20	3180	159	6	20,0	26,5	357,22	93,67	0,76	RC	P-F	20	20	0,126	263,8
28	RC159-6-3-90-20-40	3180	159	6	20,0	26,5	386,38	96,00	0,78	RC	P-F	40	20	0,126	527,7
29	RC159-6-3-30-50-20	3180	159	6	20,0	26,5	386,38	31,00	0,64	RC	P-F	20	50	0,314	140,0
30	RC159-6-3-30-50-40	3180	159	6	20,0	26,5	386,38	39,50	0,66	FC	P-F	40	50	0,314	279,9
31	RC159-6-3-90-50-20	3180	159	6	20,0	26,5	315,22	92,97	0,75	RC	P-F	20	50	0,314	203,7
32	RC159-6-3-90-50-40	3180	159	6	20,0	26,5	315,22	91,87	0,74	RC	P-F	40	50	0,314	407,4
33	FC159-6-3-30-20-20	3180	159	6	20,0	26,5	315,22	34,67	0,58	FC	P-F	20	20	0,126	168,6
34	FC159-6-3-30-20-40	3180	159	6	20,0	26,5	337,77	31,50	0,59	FC	P-F	40	20	0,126	337,3
35	FC159-6-3-90-20-20	3180	159	6	20,0	26,5	337,77	87,12	0,72	FC	P-F	20	20	0,126	272,0
36	FC159-6-3-90-20-40	3180	159	6	20,0	26,5	337,77	83,04	0,71	FC	P-F	40	20	0,126	544,0
37	FC159-6-3-30-50-20	3180	159	6	20,0	26,5	318,64	33,00	0,58	FC	P-F	20	50	0,314	126,4
38	FC159-6-3-30-50-40	3180	159	6	20,0	26,5	318,64	37,65	0,59	FC	P-F	40	50	0,314	252,8
39	FC159-6-3-90-50-20	3180	159	6	20,0	26,5	318,64	96,99	0,74	FC	P-F	20	50	0,314	193,9
40	FC159-6-3-90-50-40	3180	159	6	20,0	26,5	326,39	92,78	0,73	FC	P-F	40	50	0,314	387,8

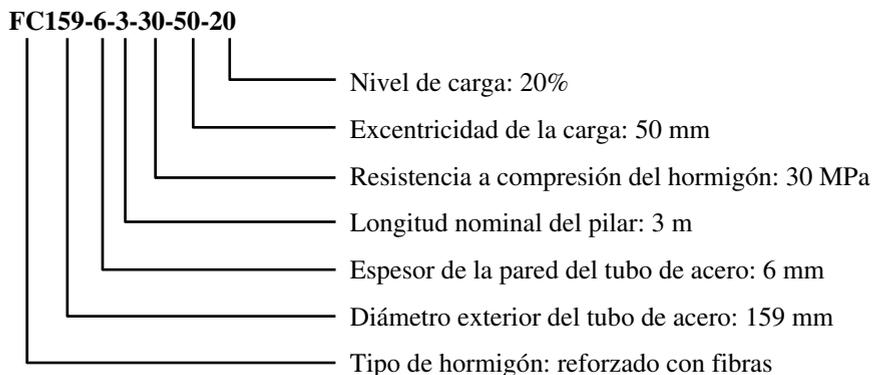


Figura 4.1. Notación empleada para identificar las muestras de ensayo

La construcción de las muestras de ensayo, así como los ensayos de los diferentes materiales constituyentes (hormigón, perfil tubular de acero y armaduras de refuerzo) se ha realizado en el laboratorio del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València.

Por otra parte, los ensayos de resistencia al fuego de los pilares han sido llevados a cabo en el laboratorio del Centro Técnico del Fuego (CTF) del Instituto Tecnológico de la Construcción (AIDICO) de Valencia.

### 4.3. DESCRIPCIÓN DE LAS MUESTRAS DE ENSAYO

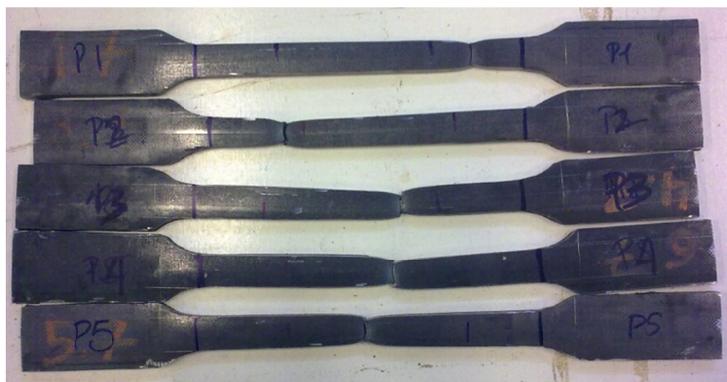
#### 4.3.1. Perfil tubular de acero

Para la fabricación de las muestras de ensayo se han utilizado perfiles tubulares de acero fabricados a partir de bandas laminadas en caliente y posteriormente conformados en frío, dando lugar a tubos con un diámetro exterior,  $D$ , de 159 mm y un espesor de pared,  $t$ , de 6 mm. Estos tubos, que se comercializan por defecto en longitudes de 12 m, han sido cortados en las instalaciones del proveedor de acuerdo con los requisitos del programa experimental, para obtener de cada uno de ellos tres porciones con una longitud,  $L$ , de 3180 mm cada una de ellas, y tres porciones adicionales de 750 mm que se utilizarán para verificar la

distribución de temperaturas en la sección transversal de la muestra, según se describirá en el apartado 4.5.1.

Si bien se ha utilizado acero comercial de grado S275JR para la fabricación de los tubos, se ha determinado el valor real del límite elástico,  $f_y$ , del acero con el que está fabricado cada perfil mediante el correspondiente ensayo de tracción practicado a probetas extraídas de las porciones sobrantes de los tubos de acero, de acuerdo con la norma EN ISO 6892-1 (CEN, 2009) (ver Figura 4.2). En los anejos se recoge, a modo de ejemplo, un informe de ensayo de tracción de una de las probetas de acero. Asimismo, los valores obtenidos para el límite elástico del acero de cada uno de los pilares considerados en el programa experimental se resumen en las Tablas 4.2 y 4.3.

Finalmente, el valor medio del módulo de elasticidad,  $E_a$ , del acero estructural aquí considerado ha sido de 210000 N/mm<sup>2</sup> (CEN, 2005a).



*Figura 4.2. Probetas del perfil tubular de acero tras el ensayo de tracción*

#### *4.3.2. Hormigón*

Tal como se ha indicado anteriormente, los valores nominales de resistencia a compresión del hormigón de relleno utilizado han sido de 30 MPa para los hormigones de resistencia normal (NSC) y de 90 MPa en el caso de hormigones de alta resistencia (HSC), tanto al considerar hormigón en masa (C), como hormigón reforzado con armaduras de acero (RC) o con fibras de acero (FC).

Las dosificaciones de los diferentes materiales constituyentes del hormigón preparado para el relleno de los tubos se resumen en la Tabla 4.4 (Serra, 2012).

Tabla 4.4. Dosificación de hormigones, expresada en  $\text{kg/m}^3$  (Serra, 2012)

Componente	NSC (C y RC)	NSC (FC)	HSC (C y RC)	HSC (FC)
Cemento	375	375	475	475
Agua	225	225	142,4	142,4
Arena	778	772	855	850
Grava 4/7	304	302	332	329
Grava 7/12	651	646	634	628
Humo de sílice	-	-	47,5	47,5
Superplastificante	-	-	10,7	10,7
Fibras de acero	-	40	-	40

De acuerdo con la propuesta de Serra (2012), para la fabricación de los hormigones de resistencia normal (NSC) se ha utilizado cemento del tipo CEM I 52,5 R, según EN 197-1 (CEN, 2000), por tratarse del cemento más consumido en el laboratorio pues su pureza y finura permite mezclarlo fácilmente con otras adiciones y alcanzar resistencias iniciales rápidamente. Por otra parte, para los hormigones de alta resistencia (HSC) el cemento empleado ha sido del tipo CEM I 42,5 N/SR, según EN 197-1 (CEN, 2000), pues se conocía que su origen era el mismo clínker que el cemento empleado para la fabricación de los pilares NSC y, por tanto, con similares características a los 28 días (Markovic, 2006) (puesto que los CFT no se desmoldan, no se requieren altas resistencias iniciales). Además, el CEM I 42,5 N/SR aporta ventajas en cuanto a la reducción de la demanda de agua y a la mejora de la trabajabilidad (Orgass & Klug, 2004), al ser mayor el tamaño de partículas.

El agua se ha tomado de la red general de abastecimiento, tratándose de un agua potabilizada sin materia orgánica, con una pequeña adición de cloro y calificada como dura debido a su alto contenido en carbonatos.

A modo de árido fino se ha utilizado arena lavada 0/4, mientras que como árido grueso se ha empleado una combinación de dos granulometrías, 4/7 y 7/12, de gravas procedentes de machaqueo de rocas calizas (ver Figura 4.3).

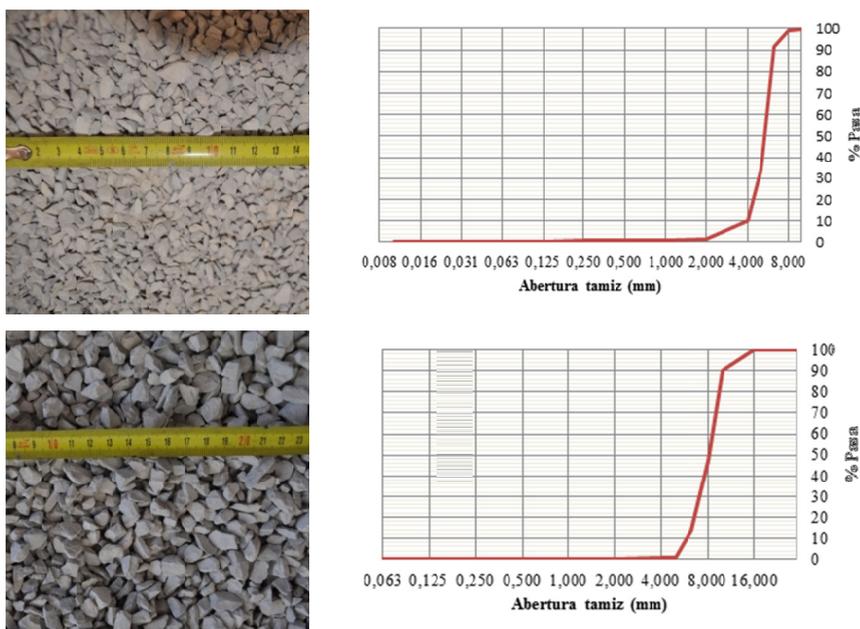
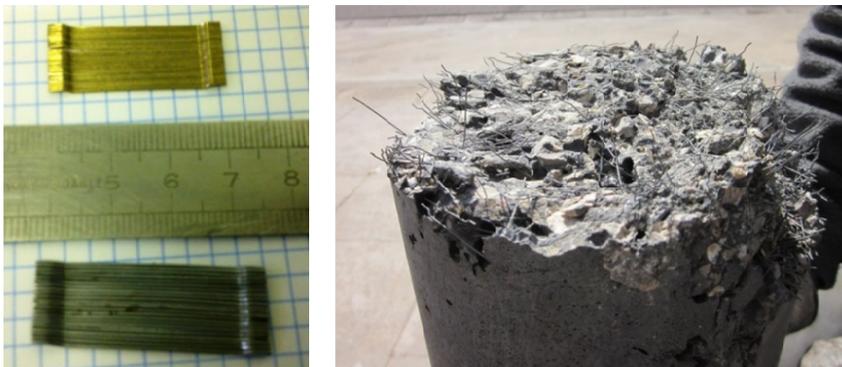


Figura 4.3. Gravatas 4/7 y 7/12 utilizadas en la elaboración de los hormigones (Serra, 2012)

Para la fabricación de hormigones de alta resistencia (HSC) se ha utilizado humo de sílice como puzolana por su fácil disponibilidad, la mejora de la resistencia del hormigón, la disminución en el consumo de cemento y la mejora de las cualidades para el amasado, en una proporción del 10% con respecto al cemento empleado. Además, al agua de amasado se le han adicionado superplastificantes de tipo policarboxilatos modificados en base acuosa, con el fin de alcanzar la máxima fluidez del hormigón sin aumentar el contenido de agua.

Finalmente, con el objeto de aumentar la ductilidad del hormigón, se han utilizado en el caso de los hormigones FC fibras de alambre de acero trefilado, con los extremos en forma de grapa abierta (ver Figura 4.4). En el caso de los hormigones de resistencia normal (NSC) la longitud de las fibras adicionadas ha sido de 35 mm y su diámetro de 0,55 mm, siendo su límite elástico de 1100 N/mm<sup>2</sup>. Para los hormigones de alta resistencia (HSC) la longitud de las fibras empleadas ha

sido de 30 mm, su diámetro de 0,4 mm y su límite elástico de 2300 N/mm<sup>2</sup> (Serra, 2012)<sup>6</sup>.



*Figura 4.4. Detalle de las fibras de acero utilizadas en la fabricación de hormigones FC*

Con el fin de determinar el valor real de la resistencia a compresión de los hormigones fabricados para el relleno de cada uno de los perfiles tubulares de acero, se han preparado simultáneamente juegos de 4 probetas cilíndricas de Ø150×300 mm, las cuales se han mantenido en cámara húmeda en condiciones normalizadas durante 28 días antes de su rotura a compresión, de acuerdo con la serie de normas UNE-EN 12390. Mientras que las probetas fabricadas con hormigón sin adición de fibras de acero han sido refrentadas mediante pulido de sus caras, para las fabricadas con hormigón reforzado con fibras se ha refrentado con azufre su cara de acabado. La rotura a compresión de cada uno de los juegos de probetas cilíndricas se ha llevado a cabo el mismo día que el ensayo de resistencia al fuego de su correspondiente pilar. El valor característico de la resistencia a compresión,  $f_c$ , de cada uno de los hormigones fabricados se ha determinado como el promedio de los valores obtenidos por las probetas de cada juego, y se recogen en las Tablas 4.2 y 4.3.

---

<sup>6</sup> Durante el proceso de amasado de los hormigones con fibras (FC) se ha detectado una cierta tendencia a su disgregación, lo que ha obligado a adicionar un cohesionante junto con el agua de amasado. La proporción de este agente se ha ido ajustando hasta conseguir evitar la disgregación de la mezcla, no superándose en ningún caso la cantidad de 1 kg/m<sup>3</sup>.

*Tabla 4.5. Contenido de humedad del hormigón*

<b>Nº</b>	<b>Identificación</b>	<b>Humedad del hormigón [%]</b>
1	C159-6-3-0-0-20-P-P	-
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	6,70
3	C159-6-3-30-0-20	1,80
4	C159-6-3-30-0-40	2,30
5	C159-6-3-30-0-60	2,00
6	C159-6-3-90-0-20	2,85
7	C159-6-3-90-0-40	2,00
8	RC159-6-3-30-0-20	-
9	RC159-6-3-30-0-40	-
10	RC159-6-3-30-0-60	4,00
11	RC159-6-3-90-0-20	1,00
12	RC159-6-3-90-0-40	0,80
13	FC159-6-3-30-0-20	6,49
14	FC159-6-3-30-0-40	3,21
15	FC159-6-3-90-0-20	-
16	FC159-6-3-90-0-40	0,81
17	C159-6-3-30-20-20	2,86
18	C159-6-3-30-20-40	6,00
19	C159-6-3-90-20-20	1,00
20	C159-6-3-90-20-40	2,26
21	C159-6-3-30-50-20	3,41
22	C159-6-3-30-50-40	3,32
23	C159-6-3-90-50-20	2,63
24	C159-6-3-90-50-40	0,99
25	RC159-6-3-30-20-20	4,30
26	RC159-6-3-30-20-40	5,43
27	RC159-6-3-90-20-20	1,07
28	RC159-6-3-90-20-40	2,00
29	RC159-6-3-30-50-20	6,41
30	RC159-6-3-30-50-40	6,59
31	RC159-6-3-90-50-20	1,46
32	RC159-6-3-90-50-40	0,57
33	FC159-6-3-30-20-20	5,61
34	FC159-6-3-30-20-40	5,77
35	FC159-6-3-90-20-20	1,11
36	FC159-6-3-90-20-40	1,37
37	FC159-6-3-30-50-20	6,23
38	FC159-6-3-30-50-40	6,19
39	FC159-6-3-90-50-20	3,15
40	FC159-6-3-90-50-40	3,21

Por otra parte, se han fabricado probetas cúbicas de 150×150×150 mm de cada uno de los hormigones preparados, que han permitido determinar su contenido de humedad en la fecha del ensayo de resistencia al fuego de su pilar correspondiente, según se resume en la Tabla 4.5. Para ello se ha seguido el método descrito en la norma de ensayos de resistencia al fuego EN 1363-1 (CEN, 1999a), según el cual se determina la masa de cada probeta antes y después de su secado en estufa a 105°C, relacionando el contenido de humedad con la diferencia de masa registrada tras el secado.

#### 4.3.3. Armaduras de acero

Para el caso de los perfiles tubulares rellenos de hormigón con armaduras de acero (RC), se han fabricado unas armaduras de refuerzo de acuerdo con la disposición mostrada en la Figura 4.5.

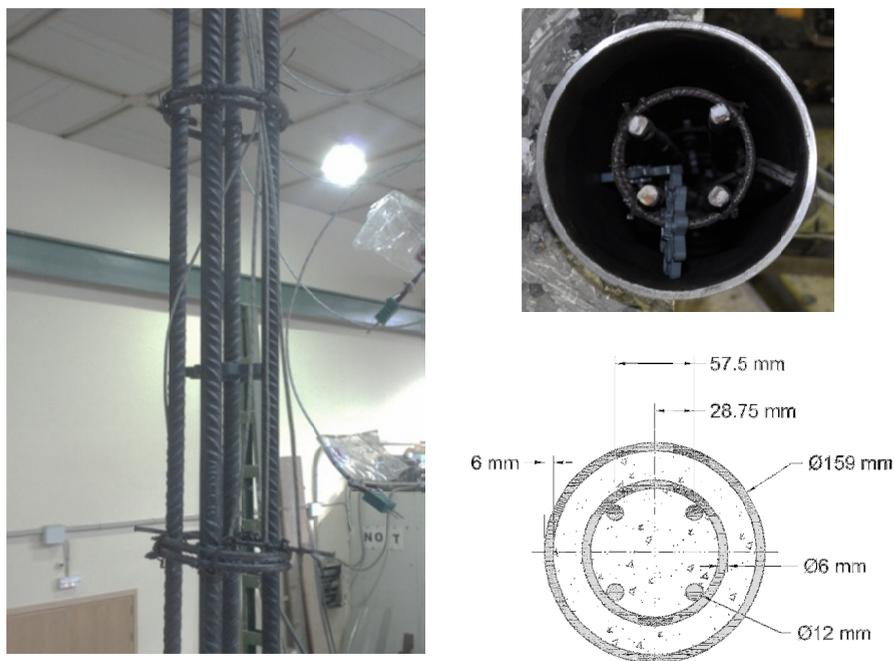
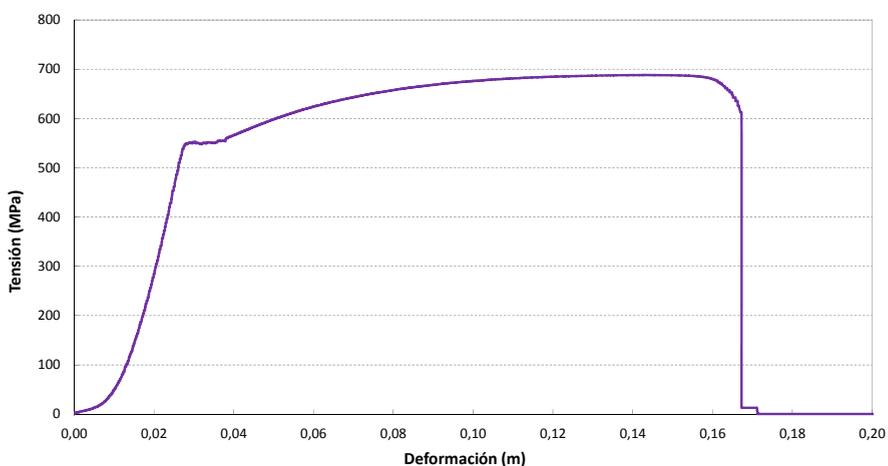


Figura 4.5. Detalle de la armadura de acero y esquema de su sección transversal

Éstas constan de cuatro barras longitudinales de acero B500SD de 12 mm de diámetro sujetas mediante cercos de acero de 6 mm de diámetro, distribuidos uniformemente a lo largo del pilar con una separación de unos 30 cm. Así, el valor de la cuantía de armadura de refuerzo,  $\rho_s$ , es del 2,67%.

El límite elástico del acero de las armaduras de refuerzo,  $f_s$ , se ha determinado mediante un ensayo de tracción, de acuerdo con la norma EN ISO 6892-1 (CEN, 2009), cuyos resultados se muestran en la Figura 4.6, alcanzando un valor de 537,99 MPa. Por otra parte, al igual que para el acero estructural, el valor medio considerado para el módulo de elasticidad,  $E_s$ , del acero de las armaduras ha sido de 210000 N/mm<sup>2</sup>.



*Figura 4.6. Resultado del ensayo de tracción de las armaduras de acero*

#### *4.3.4. Construcción de las muestras de ensayo*

Tras su recepción, se han verificado las dimensiones de los perfiles tubulares de acero de 3180 mm de longitud, almacenándolos en posición horizontal sobre una superficie plana hasta el momento de su utilización.

De acuerdo con la propuesta de Lie y Chabot (1992) se han practicado sobre la pared de cada uno de los tubos dos orificios de ventilación de 15 mm de diámetro, localizados a 100 mm de los extremos superior e inferior, respectivamente,

limpiando, a continuación, con aire a presión y con trapos cualquier depósito de limaduras y polvo que pudiera quedar sobre el tubo.

Con el fin de poder instalar las muestras de ensayo a los apoyos externos del sistema de carga del equipo de ensayo, que definiremos más adelante, se han añadido a ambos extremos de cada perfil tubular sendas placas planas de acero de 300×300×15 mm, con sus correspondientes 4 perforaciones pasantes de 18 mm de diámetro a 30 mm de los extremos de la placa, por las que discurrirán los tornillos que fijarán los pilares a sus apoyos, preparando los bordes del tubo para la soldadura de las placas mediante un bisel de 2 mm (ver Figura 4.7).



*Figura 4.7. Perfil de acero con placa inferior soldada (izq.) y detalle de la placa inferior (der.)*

En primer lugar, se ha soldado al tubo la placa inferior, para lo cual se fija ésta firmemente a un bastidor de modo que resulte nivelada horizontalmente. Seguidamente, se apoya el perfil tubular de acero en posición vertical sobre la placa, asegurando su perpendicularidad, y fijando ambas piezas mediante unos puntos de soldadura. Finalmente, se suelda un cordón continuo por tramos alternados alrededor de toda la zona de contacto entre el tubo y la placa.

El proceso continúa con el vertido del hormigón en el interior del tubo, para lo cual se ha dispuesto éste en el bastidor descrito anteriormente, llenándolo unos 2 mm por encima del borde superior con el fin de asegurar el contacto total entre el núcleo de hormigón y la placa superior de cierre, garantizando, así, un correcto reparto de cargas. Seguidamente, se ha compactado el hormigón mediante un

vibrador externo de tipo lapa adosado a la pared del tubo y, finalmente, se ha cerrado su extremo superior con una funda plástica (ver Figura 4.8).

Transcurrida una semana tras el hormigonado, se ha retirado la funda plástica y, como puede observarse en la Figura 4.8, se ha procedido al pulido del recredido de hormigón hasta su enrase con el plano de corte del tubo de acero mediante una amoladora, comprobando la planicidad y perpendicularidad de la superficie de hormigón con respecto a la directriz del tubo. Por último, se le ha practicado el mismo bisel que al extremo inferior ya cerrado y se ha soldado la placa superior de acuerdo con el procedimiento empleado con la placa inferior.



*Figura 4.8. Tubos hormigonados (izq.) y detalle del pulido del recredido de hormigón antes de soldar la placa superior (der.)*

En el caso de los perfiles tubulares rellenos de hormigón con armaduras de acero (RC), con anterioridad al vertido de hormigón en el tubo se ha introducido la armadura de acero definida en el apartado 4.3.3, centrándola convenientemente.

#### *4.3.5. Determinación de la esbeltez de las muestras de ensayo*

El valor de la esbeltez relativa a temperatura ambiente,  $\bar{\lambda}$ , de los pilares fabricados se determina en el apartado 6.7.3.3 del Eurocódigo 4, EN 1994-1-1 (CEN, 2004c), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (4.1)$$

donde:

- $N_{pl,Rk}$  es el valor característico de la resistencia plástica a compresión axil de la sección mixta
- $N_{cr}$  es la carga crítica elástica o carga de pandeo de Euler

Se determina el valor característico de la resistencia plástica a compresión axil de la sección mixta de acuerdo con la siguiente expresión:

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_s \quad (4.2)$$

donde:

- $A_a$ ,  $A_c$  y  $A_s$  son las áreas de la sección transversal del perfil de acero estructural, del núcleo de hormigón y de las armaduras de refuerzo, respectivamente

Por otra parte, la carga de pandeo de Euler se determina de acuerdo con la siguiente expresión:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{eff}}{\ell^2} \quad (4.3)$$

donde:

- $(EI)_{eff}$  representa el valor de la rigidez eficaz a flexión
- $\ell$  es la longitud de pandeo del pilar a temperatura ambiente

La rigidez eficaz a flexión se calcula del siguiente modo:

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_s \cdot I_s \quad (4.4)$$

siendo:

- $E_a$  es el módulo de elasticidad del acero estructural
- $E_{cm}$  es el módulo de elasticidad secante del núcleo de hormigón

- $E_s$  es el módulo de elasticidad del acero de las armaduras de refuerzo
- $I_a$ ,  $I_c$  e  $I_s$  son los momentos de inercia de la sección del perfil de acero estructural, de la sección no fisurada de hormigón y de la sección de acero de las armaduras de refuerzo, respectivamente

Los valores así determinados del valor de la esbeltez relativa a temperatura ambiente,  $\bar{\lambda}$ , de cada uno de los pilares CFT considerados en el presente programa experimental se resumen en las Tablas 4.2 y 4.3, donde puede observarse que todos ellos son superiores a 0,5.<sup>7</sup>

#### **4.4. DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS DE ENSAYO**

Para evaluar la resistencia al fuego de los pilares CFT se utilizan, fundamentalmente, dos grandes equipos que trabajan simultáneamente durante el ensayo: el horno horizontal y el sistema de carga. La Figura 4.9 presenta una vista general de las instalaciones utilizadas en el presente trabajo.

Estas instalaciones forman parte del Laboratorio de Resistencia al Fuego del Instituto Tecnológico de la Construcción (AIDICO) de Valencia para el ensayo y la investigación del comportamiento frente al fuego de los elementos constructivos que, además del horno horizontal (*horizontal furnace*), cuenta con un horno vertical (*vertical furnace*) y un horno cúbico (*indicative furnace*).

##### *4.4.1. Horno horizontal*

El horno horizontal permite generar las correspondientes condiciones de calentamiento y presión sobre la muestra de ensayo y consiste en una estructura exterior formada por un conjunto de perfiles de acero al carbono laminados en caliente sólidamente soldados, revestida por un conjunto de chapas del mismo material y aislada en su interior por una capa de fibra cerámica y dos capas de ladrillos refractarios, siendo el espesor total del aislamiento de 250 mm, quedando libre su cara superior (ver Figura 4.10).

---

<sup>7</sup> Existe una discrepancia entre los valores de esbeltez relativa indicados en la Tabla 4.2 y los publicados en el primero de los artículos que forman parte de la presente tesis doctoral (Romero et al., 2011). Ello es debido a que en dicho artículo se determinó el valor del módulo de elasticidad secante del hormigón como  $E_{cm}=f_c/\epsilon_{c1}=f_c/0,0022$ . Con posterioridad, se rehicieron estos cálculos de acuerdo con la expresión  $E_{cm}=22000 \cdot (f_c/10)^{0,3}$ , según se define en la tabla 3.1 del Eurocódigo 2, EN 1992-1-1 (CEN, 2004a).



*Figura 4.9. Vista general de las instalaciones de ensayo: a) horno horizontal; b) puerta de acceso a la cámara de combustión del horno; c) pórtico de carga; d) unidad de adquisición de datos de temperatura; e) grupo hidráulico; f) unidad de adquisición de datos de carga*

Dispone de tres ventanas o mirillas para la inspección del interior de la cámara de combustión del horno durante el ensayo y una puerta de acceso para las labores de instalación y montaje de las muestras de ensayo, así como para su limpieza y mantenimiento. Las dimensiones nominales de esta cámara son 5000 mm (longitud)  $\times$  3000 mm (anchura)  $\times$  2000 mm (profundidad), siendo, por tanto, su volumen de 30 m<sup>3</sup>.

El horno dispone de 16 quemadores de gas natural instalados en dos filas enfrentadas en los lados largos que constituyen los cerramientos verticales del horno, con 8 quemadores cada una de ellas. La potencia de cada uno de estos quemadores es de 180.000 kcal/h, siendo la potencia total instalada de 2.880.000 kcal/h.

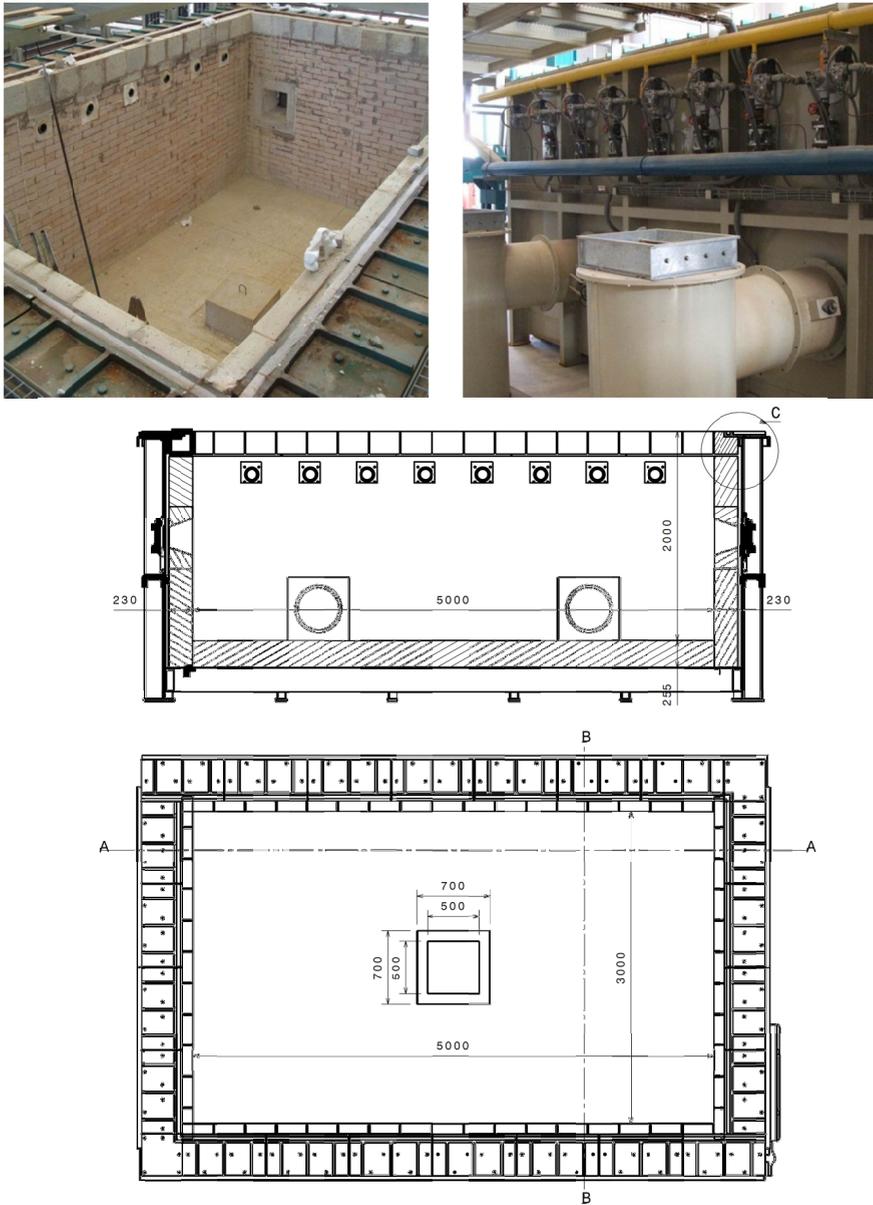


Figura 4.10. Horno horizontal: vista superior de la cámara de combustión (sup. izq.); vista lateral de los quemadores y del sistema de extracción (sup. der.); sección vertical (cen.); planta (inf.)

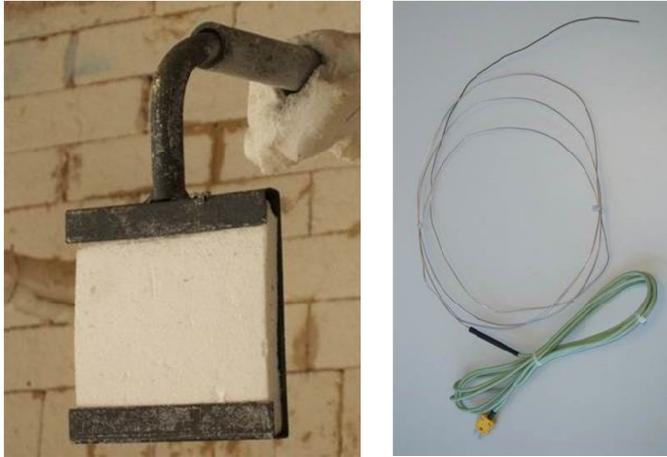
Uno de los cerramientos verticales largos dispone de dos aberturas de sección circular para la extracción de los gases de combustión conectadas mediante un conducto metálico a la turbina extractora general de la instalación. Estas aberturas incorporan una válvula de mariposa accionada mediante un servomotor con regulador electrónico que permite mantener la presión adecuada en el interior de la del horno, siendo medida mediante un sensor y un transmisor de presión diferencial.

La base del horno cuenta con una abertura central de 700×700 mm que da acceso a la placa de anclaje inferior del pórtico de carga, a través de la cual discurrirán los pilares objeto del presente trabajo para su ensayo bajo carga, y que será descrita con más profusión en el siguiente apartado.

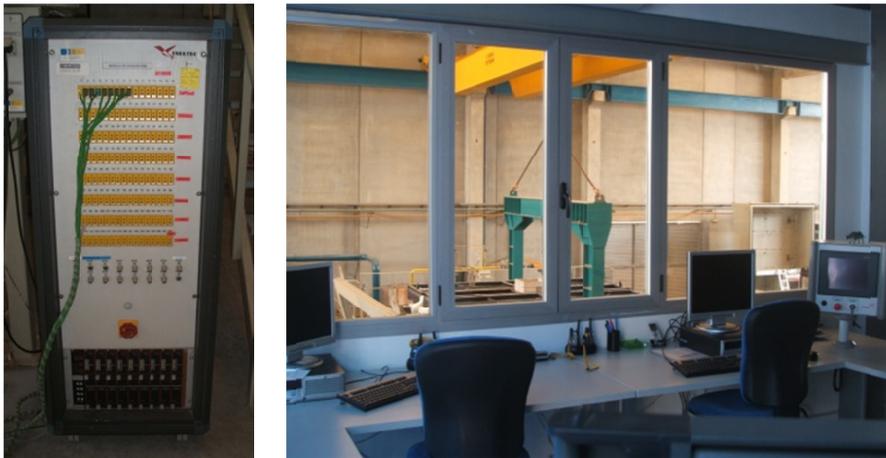
Se dispone, a modo de accesorio, de tres tapas para la cara superior de la cámara de combustión del horno, consistentes en una estructura y chapa metálicas y aislamiento de fibra cerámica, dos de las cuales presentan unas dimensiones de 5500×1800 mm y la tercera de 5500×1000 mm con un hueco central de 650×650 mm, que serán utilizadas para el ensayo de resistencia al fuego de los pilares.

Para la medida de la temperatura en el interior del horno se utilizan los denominados termómetros de placa, según se definen en EN 1363-1 (CEN, 1999a) y se representan en la Figura 4.11, consistentes en un conjunto de una chapa de acero plegada de 0,7 mm de espesor, que incorpora en su interior una placa de material inorgánico aislante térmico de 10 mm de espesor, entre las cuales se aloja la unión caliente de un termopar de tipo K, formado por dos hilos contenidos dentro de un material de aislamiento mineral en el interior de una vaina de *inconel* de diámetro exterior 1 mm.

Estos termopares se conectan a través de cable de compensación a la unidad de adquisición de datos de temperatura, consistente en un armario con 128 conectores compensados hembra de termopar de tipo K, que transmite las señales de temperatura al sistema de regulación y control mediante comunicación digital, ubicado en la sala de control de las instalaciones del laboratorio de resistencia al fuego desde la que se programan, controlan y gobiernan los ensayos (ver Figura 4.12).



*Figura 4.11. Termopares de horno: vista general del termómetro de placa (izq.); termopar de tipo K de 1 mm de diámetro (der.)*



*Figura 4.12. Unidad de adquisición de datos de temperatura (izq.) y sala de control desde la que se gobierna la instalación general de resistencia al fuego (der.)*

#### 4.4.2. Sistema de carga

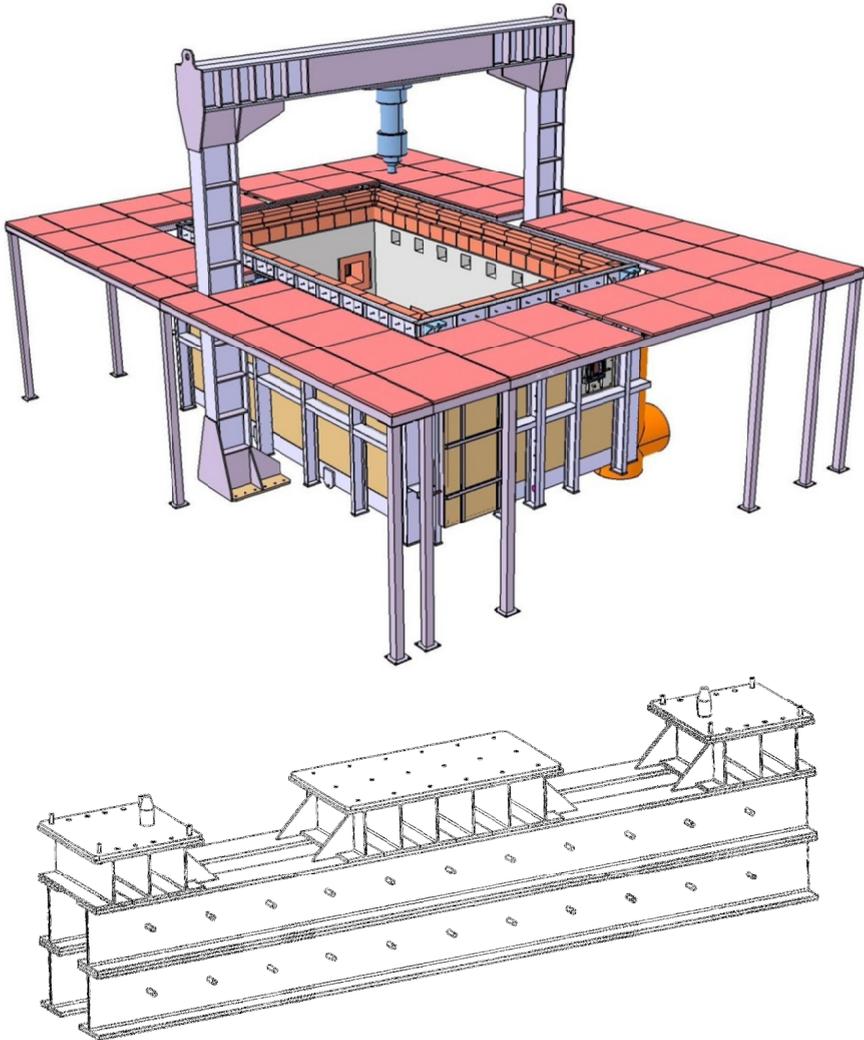
Además de las condiciones de calentamiento y presión adecuadas, el ensayo de resistencia al fuego de los pilares requiere la aplicación simultánea de unas condiciones de carga. Para ello se dispone de un sistema capaz de ejercer sobre los pilares la fuerza necesaria y registrar tanto los valores de carga aplicados como el desplazamiento axial de la muestra,  $d$ . Este sistema de carga consta de un pórtico vertical, un grupo hidráulico, una unidad de adquisición de datos de carga y un sistema de apoyos para establecer las condiciones de contorno de los pilares.

El pórtico vertical de carga consiste en un sistema modular de perfiles metálicos reforzados, con dos pies de apoyo y un travesaño superior móviles, y una estructura de cimentación fija enterrada bajo el horno horizontal cerrando el anillo de carga, la cual incorpora la placa de anclaje inferior del pórtico de carga a la que se fijaran los correspondientes sistemas de apoyo. La disposición general de este pórtico de carga en combinación con el horno horizontal se muestra en la Figura 4.9 y en la Figura 4.13.

El pórtico de carga incorpora en el centro de su travesaño superior un actuador hidráulico con un alcance máximo de 1000 kN dotado de un pistón de 250 mm de diámetro y un vástago de 160 mm de diámetro con una longitud de carrera de 500 mm. El actuador se instrumenta con una célula de carga para medir la compresión o tensión ejercida y con un captador de desplazamiento (*encoder*) para medir el desplazamiento axial del vástago. Este conjunto de actuador, célula de carga y captador de desplazamiento se protegen del ataque de la temperatura del horno mediante un cajón metálico, de forma prismática con dos secciones diferentes y transición troncopiramidal entre ambas para permitir la penetración del extremo inferior del cajón en el hueco central de la tapa del horno, refrigerado por impulsión forzada de aire y diseñado a propósito de esta campaña experimental (ver Figura 4.14 y Figura 4.15).

Bajo la célula de carga, como se aprecia en la Figura 4.16, se fija mediante un sistema de rótula y brida, una placa de acero de 600×500×30 mm que actuará como anclaje para la instalación del sistema de apoyos superior.

El actuador es alimentado por un grupo hidráulico ubicado en las inmediaciones del horno horizontal y regulado por la unidad de adquisición de datos de carga que, a su vez, recibe y envía información al sistema de regulación y control (ver Figura 4.17).



*Figura 4.13. Esquema de la instalación conjunta del horno horizontal con el pórtico vertical de carga (sup.) y diseño de la estructura de cimentación enterrada bajo el horno con placa inferior de anclaje (inf.)*



*Figura 4.14. Actuador hidráulico y célula de carga*



*Figura 4.15. Captador de desplazamiento y detalle del alojamiento de su extremo móvil*



*Figura 4.16. Placa superior de anclaje (izq.); detalle del sistema de rótula y brida de fijación (der.)*



*Figura 4.17. Grupo hidráulico (izq.) y unidad de adquisición de datos de carga (der.)*

Finalmente, el sistema de carga dispone de unos apoyos para establecer las correspondientes condiciones de contorno en los extremos de los pilares. Así, de acuerdo con el apartado 4.2 del presente capítulo se consideran dos tipos de

extremos, empotrado y articulado, si bien este último puede, a su vez, presentar dos tipos de articulaciones, centrada y excéntrica.

Para la generación de los extremos empotrados, se han fabricado unos apoyos consistentes en una placa de acero de calidad ST52 de 600×500×30 mm con taladros convenientemente dispuestos que, por una parte se fija a la placa de anclaje del pórtico de carga y, por otra, permite la fijación de la placa base del perfil tubular mediante pernos roscados, según puede apreciarse en la Figura 4.18.



*Figura 4.18. Apoyo empotrado*

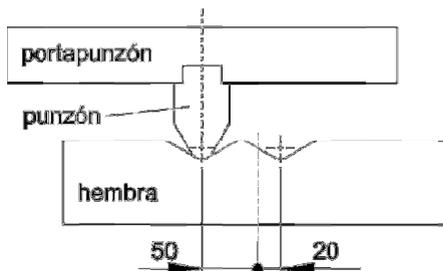
Por otra parte, de acuerdo con la propuesta de Portolés (2010), Portolés, Romero, Bonet y Filippou (2011a) y Portolés, Romero, Filippou y Bonet (2011b), y según puede apreciarse en la Figura 4.19, se han diseñado y fabricado unos apoyos específicos para simular los extremos articulados que permiten el giro del pilar y que, además, son capaces de distribuir la carga homogéneamente a toda la sección. Cada uno de estos apoyos está formado por tres piezas, punzón, portapunzón y hembra, formando un sistema que permite el giro en el plano del punzón limitándolo, al mismo tiempo, en su plano perpendicular. Debido a las elevadas cargas y presión que va a soportar el punzón, éste ha sido fabricado en acero para herramientas de calidad F5212, mientras que las otras dos piezas se han fabricado en acero ST52. El punzón se coloca y se suelda en la ranura del portapunzón dispuesta a tal fin, la cual se atornilla a su correspondiente placa de anclaje del pórtico de

carga. Por otra parte, la hembra se une firmemente a la placa base del perfil tubular por medio de pernos roscados.



*Figura 4.19. Apoyo articulado: detalle de sus componentes (portapunzón, punzón y hembra) (izq.) y detalle de su instalación en el horno (der.)*

Con el fin de conseguir un rango de variación de excentricidades modulable y preciso, se han fabricado dos tipos de hembras, las excéntricas y las centradas. Mientras que las primeras disponen de dos ranuras descentradas respecto de su eje para proporcionar la excentricidad,  $e$ , necesaria para el ensayo, 20 o 50 mm, según sea el caso (ver Figura 4.20), las centradas presentan una única acanaladura central para alojar el punzón (ver Figura 4.21).



*Figura 4.20. Esquema de funcionamiento de los apoyos excéntricos (Portolés, 2010)*

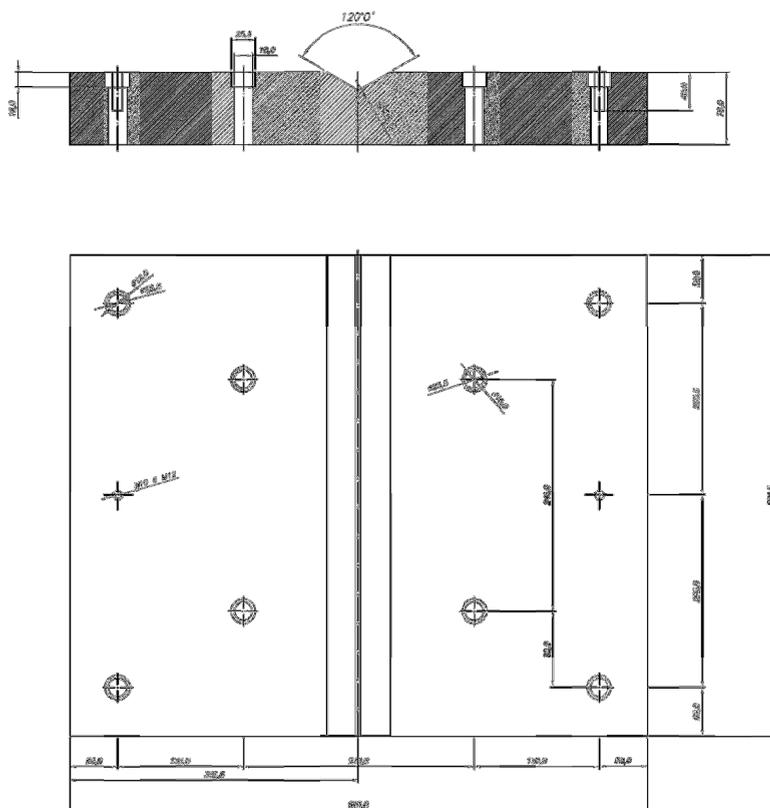


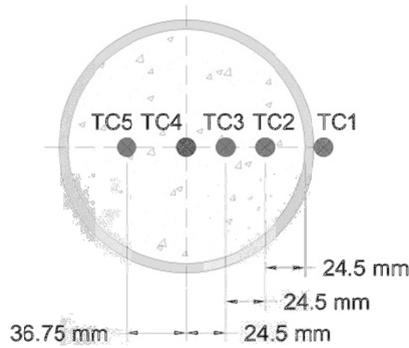
Figura 4.21. Plano de fabricación de la hembra centrada

## 4.5. DESCRIPCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN

### 4.5.1. Medida de la temperatura de la muestra de ensayo

Con el objeto de registrar la evolución de la temperatura de la muestra durante el ensayo de resistencia al fuego, se ha instalado una estación de medida consistente en un conjunto de 5 termopares de tipo K (TC1 a TC5) que ha sido posicionada en la sección central del pilar,  $L/2$ , de acuerdo con el esquema mostrado

en la Figura 4.22, y los termopares conectados a la unidad de adquisición de datos descrita en 4.4.1.



*Figura 4.22. Distribución de los termopares en la sección del pilar*



*Figura 4.23. Posicionamiento del termopar superficial TC1 (izq.) y bastidor de fijación de los termopares internos TC2 a TC 5 (der.)*

Así, como puede apreciarse en la Figura 4.23, por una parte, se ha practicado un pequeño taladro superficial a la pared del perfil tubular de acero donde se ha ubicado la unión caliente correspondiente al termopar TC1, fijándolo exteriormente

mediante un soporte soldado para evitar su desplazamiento. Por otra parte, con anterioridad al vertido del hormigón en el tubo, según se describe en el apartado 4.3.4, se ha dispuesto convenientemente en su interior un bastidor que permite fijar firmemente las uniones calientes de los termopares TC2 a TC5 en las posiciones convenidas. Éstas coinciden con 1/6 (TC2), 1/3 (TC3), 1/2 (TC4) y 1/4 (TC5) del diámetro interior del perfil tubular, *D-t*.

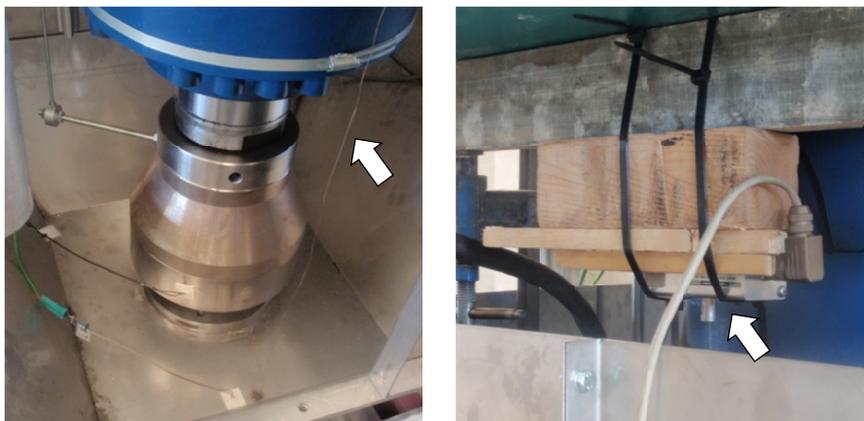
Cabe destacar que mientras que los termopares internos consisten en cable paralelo 2x0,5 mm aislado individualmente y en conjunto con fibra de vidrio, capaz de soportar 800°C sin deteriorarse (según especificaciones del fabricante), el termopar superficial consiste en cable paralelo 2x0,8 mm con doble aislamiento de fibra cerámica, siendo su temperatura máxima de trabajo 1400°C.

Finalmente, y con el objeto de analizar si la aplicación de carga sobre los pilares ensayados tiene alguna influencia en la resistencia térmica de la interfaz acero-hormigón y, por tanto, en su distribución de temperaturas en la sección transversal, se ha dispuesto en las inmediaciones de cada muestra de ensayo un pilar de idénticas características al pilar cuya resistencia al fuego se evalúa, pero de 750 mm de altura e instrumentado con una estación de medida en su sección central, equipada, únicamente, con 2 termopares ubicados en las posiciones TC1 y TC2 de la Figura 4.22, del mismo tipo que sus homólogos del pilar de referencia.

#### 4.5.2. Medida del desplazamiento axial de la muestra de ensayo

Para la medida del desplazamiento axial de la muestra de ensayo se ha utilizado el captador de desplazamiento con el que se instrumenta el actuador hidráulico, descrito en el apartado 4.4.2.

No obstante, previendo la posibilidad de un eventual fallo de este captador de desplazamiento durante un ensayo y para confirmar las medidas de éste, se ha instrumentado la muestra con sendos transductores analógicos de cable extensible cuyos extremos se han fijado sobre la placa de anclaje bajo la que se instala el sistema de apoyos superior, en una posición sobre el eje perpendicular al del punzón y simétricamente con respecto al mismo (ver Figura 4.24). Puesto que la rótula permite un cierto giro de esta placa, el valor medio de ambas medidas de estos transductores deberá ser similar a la del captador de desplazamiento principal.



*Figura 4.24. Transductor de cable extensible*

#### **4.6. DESCRIPCIÓN DE LAS CONDICIONES DE ENSAYO**

Tal como se ha descrito en el apartado 2.4.2 y de acuerdo con el sistema europeo de normalización, se consideran las normas EN 1363-1 (CEN, 1999a) y EN 1365-4 (CEN, 1999c) para la realización del ensayo de resistencia al fuego de los pilares. Así, las condiciones de ensayo descritas en el presente apartado están basadas en la primera de estas normas, en lo referente a los requisitos generales de ensayo, y en la segunda, en lo que se refiere a los requisitos específicos del ensayo de pilares.

##### *4.6.1. Instalación de las muestras de ensayo*

Cada uno de los pilares definidos en este trabajo se instala verticalmente en el interior del horno horizontal, en su posición central, garantizando su adecuada exposición a las condiciones de calentamiento y de carga establecidas en cada caso. La Figura 4.25 representa un esquema de la instalación en el horno de ensayos de uno de los pilares CFT.

De acuerdo con las condiciones de contorno (P-F o P-P) y del valor de la excentricidad (0, 20 o 50 mm) previstos para cada uno de los pilares ensayados, se emplean los apoyos adecuados a cada caso, de entre los descritos en el apartado

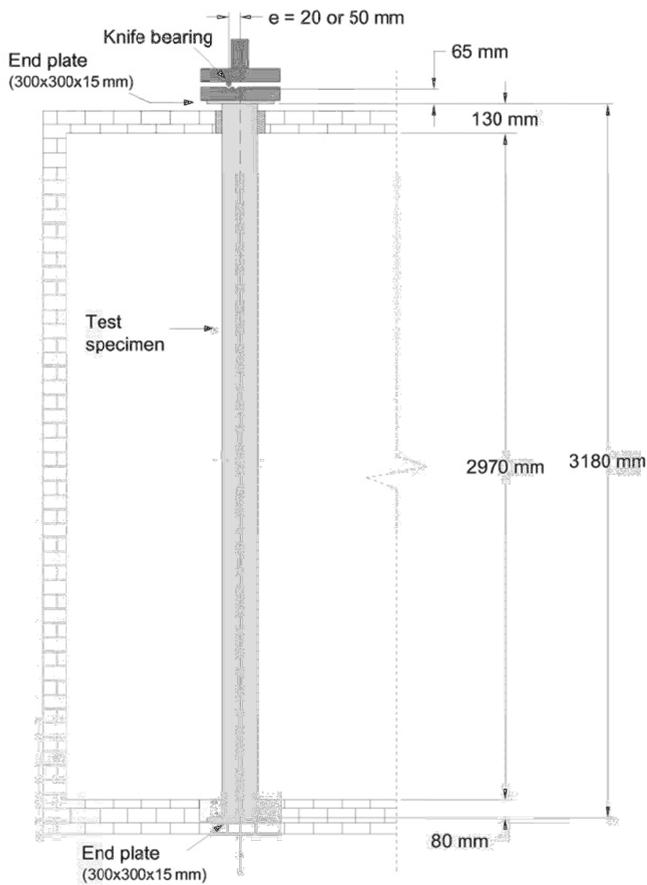


Figura 4.25. Representación esquemática de la instalación de un pilar para el ensayo de resistencia al fuego (Moliner et al., 2013)

anterior. En las Figuras 4.26, 4.27 y 4.28 se representa la selección de placas de carga y de apoyos utilizados para configurar las condiciones de los extremos de los casos fundamentales objeto de la presente investigación.

Tras la fijación de las muestras en su posición de ensayo se cierra la cámara de combustión del horno mediante un bastidor sobre el que se construye un recocado de ladrillo cerámico con el fin de adaptar el volumen de la cámara a la

PILAR CENTRADO

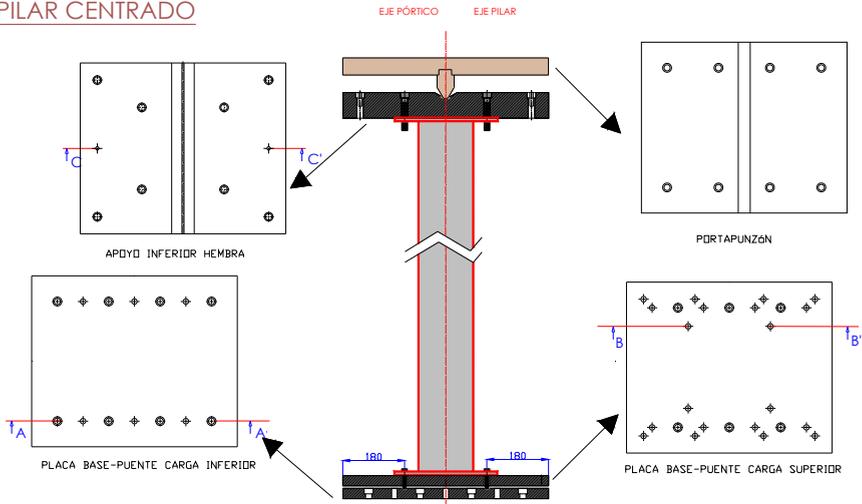


Figura 4.26. Configuración de las condiciones de contorno de un pilar P-F centrado ( $e = 0$  mm)

PILAR EXCÉNTRICO 20

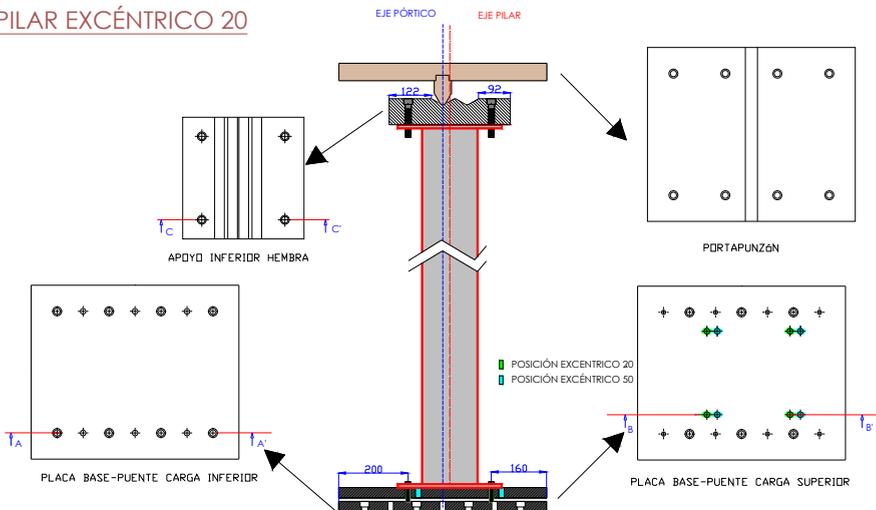


Figura 4.27. Configuración de las condiciones de contorno de un pilar P-F excéntrico ( $e = 20$  mm)

PILAR EXCÉNTRICO 50

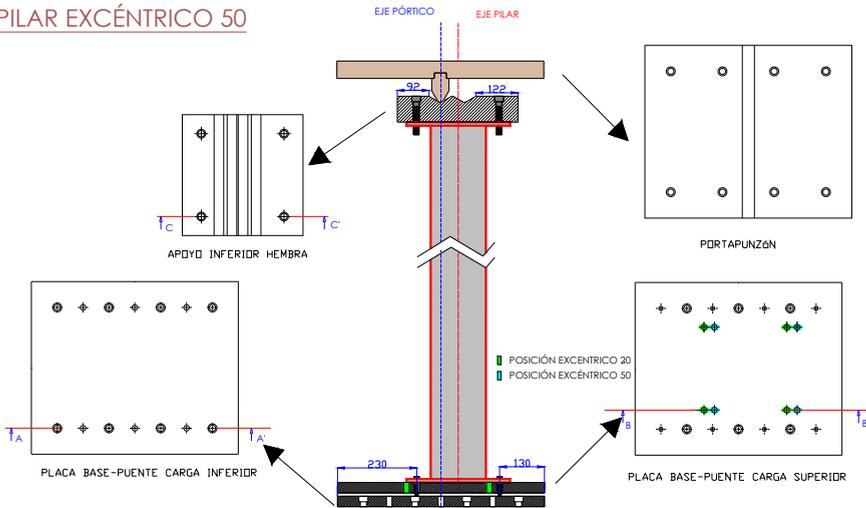


Figura 4.28. Configuración de las condiciones de contorno de un pilar P-F excéntrico ( $e = 50 \text{ mm}$ )

altura de los pilares. Sobre este recrecido se disponen las tapas del horno para garantizar su estanquidad y poder mantener las condiciones de temperatura y presión definidas.

Asimismo, por una parte, se cubre la base del pilar con arena hasta enrasarla con la solera del horno, para proteger el apoyo inferior de la acción de las altas temperaturas originadas; por otra, se protege el apoyo superior mediante un cajón de chapa metálica asilado con placa de fibrosilicato y fibra cerámica construido a tal efecto. Este cajón de forma prismática, abierto por su cara superior y con un taladro en la inferior por donde discurre el pilar, consiste en dos mitades longitudinales simétricas que permiten acompañar el giro de la cabeza del pilar al producirse su colapso, manteniendo su función protectora.

La Figura 4.29 representa, a modo de ejemplo, la instalación de un pilar junto con la tapa central, que incorpora un hueco por el que discurre la cabeza del pilar para su encuentro con el sistema de carga.



*Figura 4.29. Fase intermedia de la instalación de un pilar en el interior del horno*

Finalmente, se instala junto al pilar ensayado el pilar no esbelto de 750 mm definido en el apartado 4.5.1, a una distancia razonable para que no interfiera ni en sus condiciones de calentamiento ni en su deformación y sin someterlo a ningún tipo de carga adicional. Sobre la placa superior de este pilar corto se dispone una pieza de 300×300×100 mm de hormigón aligerado para aislar su cabeza de la temperatura de la cámara de combustión, permitiendo exclusivamente su calentamiento a través de las paredes del tubo de acero. En los ensayos iniciales, el pilar de 750 mm se apoya directamente sobre el suelo del horno, si bien, tras comprobar la existencia de una importante estratificación de la temperatura en la cámara de combustión del horno y, por tanto, una notable diferencia de temperaturas entre los termopares de este pilar y sus homólogos del pilar CFT ensayado, se decide elevar su posición de modo que ambos conjuntos de termopares estén ubicados en planos lo más próximos posible. En estos casos se utiliza como plinto para su elevación uno de los pilares no esbeltos ensayados con anterioridad (ver Figura 4.30).



*Figura 4.30. Disposición de un pilar en el horno antes del ensayo de resistencia al fuego con los 6 termómetros de placa y su homólogo no esbelto (izq.). Apoyo superior del pilar (se aprecian los tubos de salida de los termopares y los cajones de protección de la instrumentación del pórtico de carga y del apoyo) (der.)*

#### 4.6.2. Uso de la instrumentación

Como puede apreciarse en la Figura 4.30, para la medida de la temperatura en el interior del horno se utilizan 6 unidades de los termómetros de placa definidos en 4.4.1, dispuestos dos a dos a  $1/4$ ,  $1/2$  y  $3/4$  de la longitud del pilar expuesta al fuego, de manera que, al inicio del ensayo se encuentren a una distancia de 100 mm de la pared externa del tubo.

Para registrar la evolución de la temperatura de la muestra durante el ensayo se emplean los termopares de la estación de medida definida en 4.5.1, cuya unión fría se extrae del horno a través de una abertura practicada en su base, junto a la placa de anclaje, según puede apreciarse en la Figura 4.18. Tanto estos termopares como los de placa se conectan a los correspondientes canales de la unidad de adquisición de datos de temperatura para su registro y control.

Tal como se ha descrito anteriormente, para la medida de la dilatación o la contracción axial del pilar durante el ensayo se utiliza el captador de desplazamiento con el que se instrumenta el actuador hidráulico.

#### *4.6.3. Inicio del ensayo de resistencia al fuego*

Finalizada la instalación del pilar y, al menos, 15 minutos antes de la activación de los quemadores del horno, se aplica sobre el pilar la correspondiente carga de compresión,  $N$ , establecida en las Tablas 4.2 y 4.3. Este valor de carga es mantenido constante durante el transcurso del ensayo, siendo el sistema hidráulico capaz de adaptarse rápidamente a las deformaciones experimentadas por la muestra, hasta su colapso. El valor de referencia o punto cero de la deformación axial del pilar,  $d$ , se establece tras la aplicación de la carga, una vez estabilizada la deformación (contracción) inicial y antes del calentamiento.

Transcurrido este preceptivo periodo de tiempo se procede a la activación de los quemadores del horno, que deberán responder a la curva de fuego normalizada, definida en la norma ISO 834-1 (ISO, 1999) y expresada según la ecuación (2.2), previamente programada en el sistema de regulación y control. La Figura 4.31 y la Figura 4.32 ilustran el aspecto de las instalaciones durante el ensayo.

A lo largo del ensayo, y con una frecuencia aproximada de 20 segundos se registran los valores instantáneos de las principales variables involucradas en el ensayo: temperatura y presión del horno, carga aplicada, temperatura y desplazamiento axial del pilar.



*Figura 4.31. Vista general de las instalaciones durante el ensayo*



*Figura 4.32. Imagen tomada a través de una de las ventanas de inspección del horno horizontal durante el ensayo donde se aprecian los quemadores activos*

#### 4.6.4. Fin del ensayo

La finalización del ensayo tiene lugar cuando se produce el colapso del pilar al dejar de satisfacerse los criterios de comportamiento de capacidad portante definidos en el apartado 2.4.2 que, en este caso, vienen definidos por su límite de contracción y por su límite de velocidad de contracción. Así, siendo el valor de la altura inicial de la muestra de ensayo de 3180 mm, los límites superados a partir de los cuales se considera fallo de la muestra son los siguientes:

$$\text{Límite de contracción:} \quad |C| = 31,80 \text{ mm} \quad (4.5)$$

$$\text{Límite de velocidad de contracción:} \quad \frac{\partial C}{\partial t} = 9,54 \text{ mm/min} \quad (4.6)$$

La Figura 4.33 muestra diferentes pilares tras su fallo, donde se aprecian formas características de colapso por pandeo global.



*Figura 4.33. Aspecto de diferentes pilares CFT tras el ensayo*



*Figura 4.34. Pandeo local a media altura del perfil tubular*

Por otra parte, tras el ensayo se observan sistemáticamente diferentes fenómenos ocurridos sobre los pilares ensayados. Entre ellos cabe destacar un pandeo local del tubo de acero que se produce generalmente en las inmediaciones de la sección intermedia del pilar, así como fisuras que aparecen en las zonas traccionadas del núcleo de hormigón. En la Figura 4.34 y la Figura 4.35 se muestran ejemplos de este tipo de fenómenos.



*Figura 4.35. Fisuración del núcleo de hormigón*

## **4.7. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS**

Tal como se ha indicado anteriormente, todos los datos de cada uno de los pilares ensayados son enviados y registrados por el sistema de regulación y control. A modo de ejemplo, en los anejos se recogen los resultados obtenidos para cada una de las variables analizadas del pilar ensayado número 28, con la identificación RC159-6-3-90-20-40, cuyas propiedades se resumen en la Tabla 4.6. Por otra parte, los resultados obtenidos del ensayo de resistencia al fuego de este pilar se muestran gráficamente en las Figuras 4.36, 4.37, 4.38 y 4.39.

Tabla 4.6. Propiedades de la muestra de ensayo número 28 (RC159-6-3-90-20-40)

$L$ (mm)	$D$ (mm)	$t$ (mm)	$L/D$	$D/t$	$f_y$ (MPa)	$f_c$ (MPa)
3180	159	6	20	26,5	386,38	96,00
$\bar{\lambda}$	Hormigón	BC	$\mu$ (%)	$e$ (mm)	$e/D$	$N$ (kN)
0,78	RC	P-F	40	20	0,126	527,7

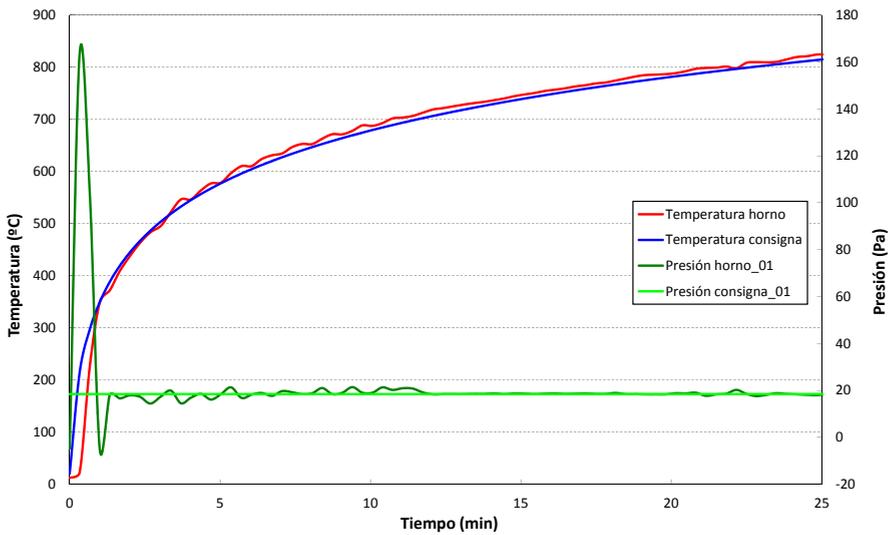


Figura 4.36. Condiciones de temperatura y presión del horno de ensayo

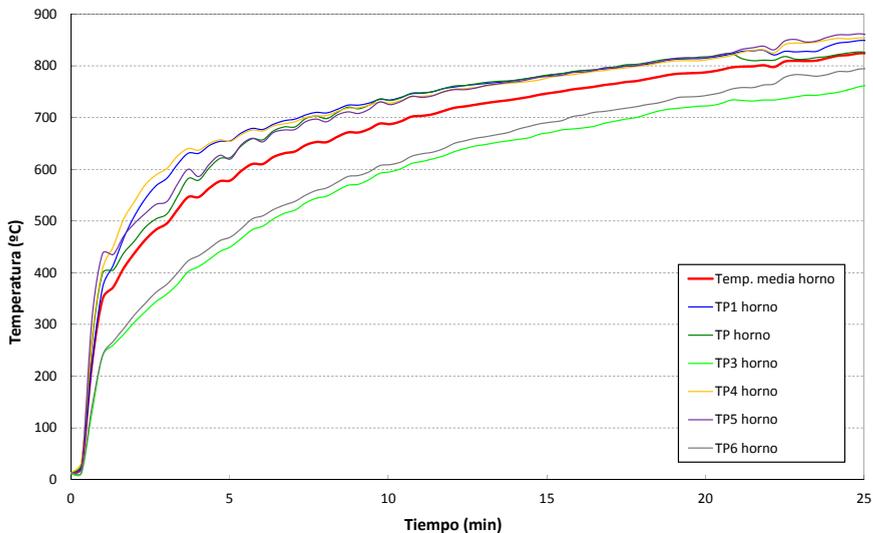


Figura 4.37. Evolución de la temperatura del horno de ensayos

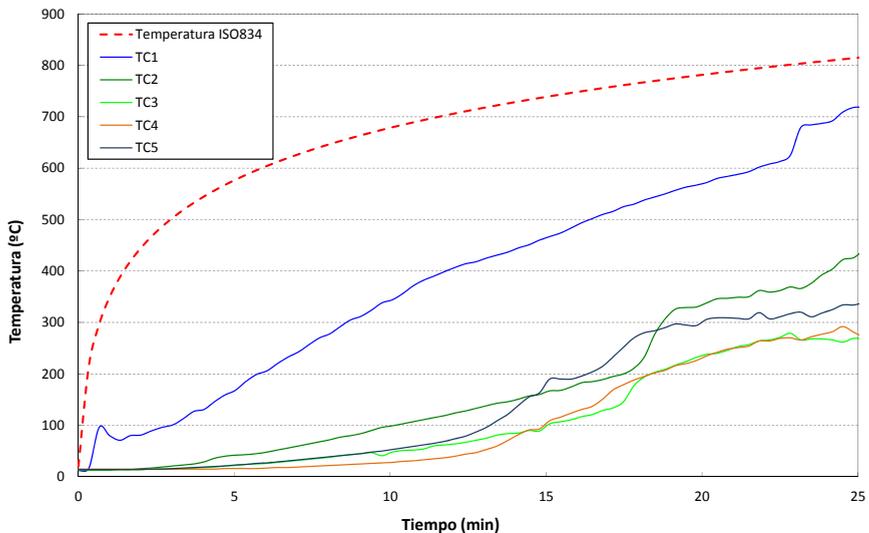


Figura 4.38. Evolución de la temperatura de la muestra de ensayo

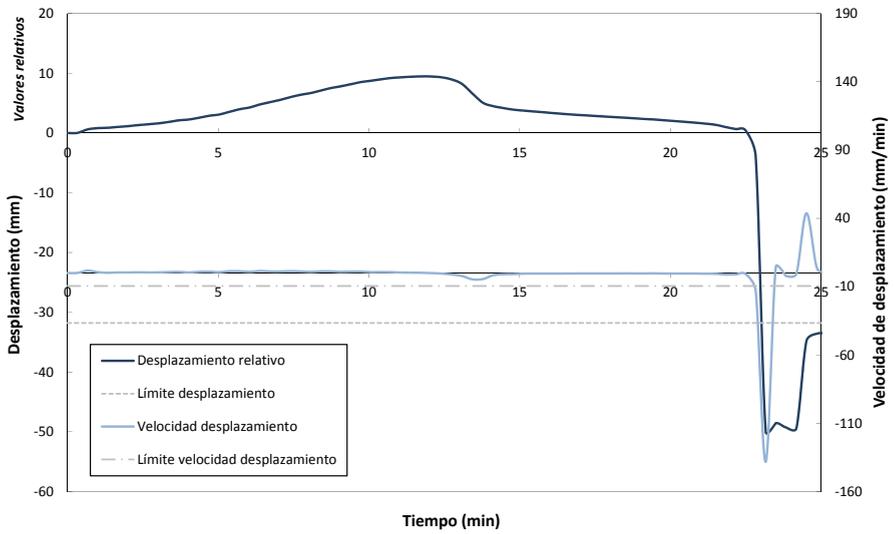


Figura 4.39. Evolución de la contracción y velocidad de contracción de la muestra



## Capítulo 5

---

# ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

En este capítulo se analizan los resultados obtenidos en los ensayos experimentales llevados a cabo, examinando la influencia de las diferentes variables de diseño consideradas sobre el valor de la resistencia al fuego alcanzado en cada caso.



## **5. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES**

### **5.1. INTRODUCCIÓN**

A lo largo de este capítulo se van a analizar los resultados experimentales obtenidos del ensayo de resistencia al fuego de los pilares CFT objeto de este trabajo, según se ha descrito en el capítulo anterior.

Así, por una parte, los siguientes parámetros característicos de los pilares considerados se mantienen constantes en los ensayos: longitud total de los pilares,  $L$ ; diámetro exterior,  $D$ ; espesor de la pared del perfil tubular,  $t$ ; límite elástico del tubo de acero,  $f_y$  (si bien, este parámetro sufre pequeñas variaciones inherentes a la naturaleza del perfil debido a las diferentes partidas de acero utilizadas en la fabricación de los perfiles); y condiciones de contorno. Por tanto, el análisis de los resultados se centrará en el estudio de la resistencia al fuego (FRR) determinada para cada uno de los pilares ensayados, en función de los parámetros de diseño variables en la configuración de los pilares: la resistencia a compresión del hormigón de relleno,  $f_c$ ; el tipo de hormigón; el nivel de carga,  $\mu$ ; y el valor de la excentricidad de dicha carga,  $e$ .

### **5.2. RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS PILARES ENSAYADOS**

El valor de la resistencia al fuego (FRR) determinado para cada uno de los pilares ensayados, definido como el tiempo durante el cual tienen cumplimiento sus criterios de comportamiento, dados por el límite de contracción y el límite de velocidad de contracción, se resumen en la Tabla 5.1.

Asimismo, esta tabla recoge los valores en el instante en que se produce el colapso de los pilares (FRR) de la temperatura teórica en el interior del horno según la curva ISO 834 (ISO, 1999),  $\theta_g$ , de la temperatura media real en la cámara de combustión del horno de ensayos,  $T$ , y de la temperatura de cada uno de los termopares TC1 a TC5 con los que se instrumenta la muestra, posicionados según se describe en la Figura 4.22.

Tabla 5.1. Resultados de los ensayos

Nº	Identificación	FRR [min]	$\theta_g$ [°C]	T [°C]	TC1 [°C]	TC2 [°C]	TC3 [°C]	TC4 [°C]	TC5 [°C]
1	C159-6-3-0-0-20-P-P	13,78	726	737	<sup>(8)</sup>	<sup>(8)</sup>	<sup>(8)</sup>	<sup>(8)</sup>	<sup>(8)</sup>
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	17,70	763	776	626	138	78	72	80
3	C159-6-3-30-0-20	41,23	889	906	850	355	229	166	261
4	C159-6-3-30-0-40	24,40	811	825	684	157	142	132	147
5	C159-6-3-30-0-60	12,38	710	720	546	101	45	33	63
6	C159-6-3-90-0-20	37,57	875	883	829	385	207	185	276
7	C159-6-3-90-0-40	10,77	689	699	535	153	72	59	78
8	RC159-6-3-30-0-20	43,23	896	907	765	328	186	134	257
9	RC159-6-3-30-0-40	29,90	841	853	780	254	149	142	152
10	RC159-6-3-30-0-60	12,33	709	725	434	148	58	35	103
11	RC159-6-3-90-0-20	63,93	955	964	895	643	385	349	514
12	RC159-6-3-90-0-40	18,08	766	774	654	274	90	65	120
13	FC159-6-3-30-0-20	36,17	870	879	835	237	130	126	215
14	FC159-6-3-30-0-40	21,77	794	805	714	280	214	148	247
15	FC159-6-3-90-0-20	35,47	867	872	833	357	230	196	247
16	FC159-6-3-90-0-40	16,42	752	759	562	186	88	30	117
17	C159-6-3-30-20-20	32,12	852	857	721	175	155	151	157
18	C159-6-3-30-20-40	16,10	749	757	604	165	87	52	126
19	C159-6-3-90-20-20	34,15	861	869	808	270	191	186	231
20	C159-6-3-90-20-40	11,38	698	706	505	125	53	34	67
21	C159-6-3-30-50-20	29,77	841	848	765	285	164	161	166
22	C159-6-3-30-50-40	23,12	803	809	679	205	171	168	173
23	C159-6-3-90-50-20	30,17	843	850	743	304	192	182	243
24	C159-6-3-90-50-40	16,10	749	762	604	165	87	<sup>(9)</sup>	126
25	RC159-6-3-30-20-20	47,93	912	926	826	395	224	165	321
26	RC159-6-3-30-20-40	24,12	809	818	737	<sup>(9)</sup>	141	128	151
27	RC159-6-3-90-20-20	48,02	912	917	824	439	305	255	354
28	RC159-6-3-90-20-40	22,83	801	810	625	369	279	270	319
29	RC159-6-3-30-50-20	39,20	882	886	829	260	148	135	241
30	RC159-6-3-30-50-40	20,85	788	793	633	126	109	92	118
31	RC159-6-3-90-50-20	40,48	887	898	835	367	263	229	316
32	RC159-6-3-90-50-40	15,75	746	759	593	170	73	62	97
33	FC159-6-3-30-20-20	30,87	846	858	787	321	203	192	257
34	FC159-6-3-30-20-40	16,77	755	766	644	117	77	60	105
35	FC159-6-3-90-20-20	23,13	803	812	719	258	159	140	185
36	FC159-6-3-90-20-40	13,07	718	726	576	126	64	<sup>(9)</sup>	<sup>(9)</sup>
37	FC159-6-3-30-50-20	30,12	842	856	787	292	154	145	158
38	FC159-6-3-30-50-40	19,07	774	783	632	139	130	90	137
39	FC159-6-3-90-50-20	29,48	839	851	757	309	183	153	216
40	FC159-6-3-90-50-40	14,85	737	746	579	141	82	79	112

### **5.3. ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN DE LA TEMPERATURA**

#### *5.3.1. Temperatura del horno horizontal*

Del análisis de la evolución de la temperatura de los termómetros de placa definidos en el apartado 4.4.1 y dispuestos según se describe en el apartado 4.6.2, y tal como puede observarse en la Figura 4.37, puede deducirse que la temperatura media del horno y las temperaturas individuales de los citados termómetros de placa satisfacen las condiciones de calentamiento y tolerancias definidas en la norma EN 1363-1 (CEN, 1999a), basadas a su vez en la curva de fuego normalizada de la norma ISO 834-1 (ISO, 1999).

No obstante, se aprecia una importante estratificación de la temperatura en la cámara de combustión del horno: los pares de termómetros de placa ubicados en el 1/4 inferior de la altura del pilar están ostensiblemente más fríos que los ubicados a 1/2 y 3/4 de la altura, encontrándose la temperatura de estos dos últimos pares algo más igualada. Si bien es cierto que la tendencia es que estas diferencias de temperatura entre pares de termómetros se acorten durante el transcurso del ensayo, los pequeños periodos de resistencia al fuego (FRR) obtenidos en esta campaña experimental impiden, en la mayoría de las ocasiones, que se consiga este equilibrio entre termómetros.

Este fenómeno de la estratificación de temperaturas en la cámara de combustión del horno horizontal puede deberse a su propia naturaleza constructiva. De acuerdo con la Figura 4.10 puede observarse que el centro de todos los quemadores se encuentra en un plano a, aproximadamente, 1500 mm de la base del horno, con lo que la tendencia ascendente de los gases calientes propiciará un calentamiento mayor de las capas superiores a dicha cota, en detrimento de las inferiores, hasta conseguir la uniformidad de temperatura en la cámara con el transcurso del tiempo. Por otra parte, en la Figura 4.32 se observa que, si bien los dardos de las llamas de los quemadores no inciden directamente sobre ninguno de los termómetros de placa del horno, sí actúan en el mismo plano que los pares centrales, pudiendo influir directamente en su velocidad de calentamiento.

---

<sup>8</sup> En el caso 1, la muestra no se instrumenta con termopares.

<sup>9</sup> No se dispone de valores de temperatura para estos termopares por avería o fallo de los mismos, no detectado antes del ensayo.

Los modelos de cálculo avanzados basados en estos ensayos experimentales deberían considerar esta estratificación de la temperatura del horno con el fin de ajustar adecuadamente sus resultados numéricos.

### 5.3.2. *Temperatura de la muestra de ensayo*

Tal como se ha indicado en el apartado 4.5.1 se ha instalado una estación de medida de temperatura consistente en un conjunto de 5 termopares en cada uno de los pilares ensayados, en las posiciones indicadas en la Figura 4.22, con el fin de registrar la evolución de la temperatura de la muestra durante el ensayo de resistencia al fuego.

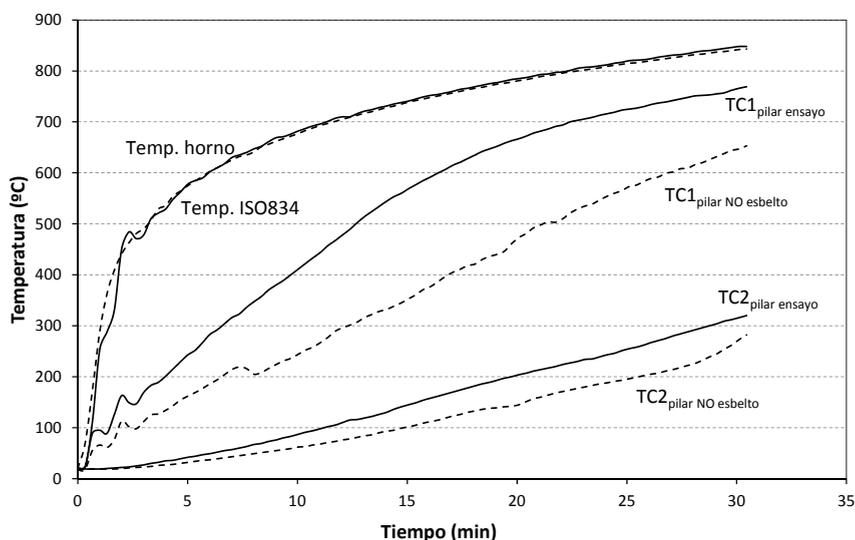
En general, tal como puede observarse en la Figura 4.38, la evolución de la temperatura de los termopares TC1 a TC5 obedece a un modelo razonablemente previsible según el cual, el termopar TC1 que mide la temperatura en el tubo de acero se calienta más y a mayor velocidad por estar este tubo directamente expuesto a la acción de los gases calientes del horno, mientras que los termopares internos TC2 a TC5 que miden la temperatura del hormigón se calientan gradualmente en función del espesor de recubrimiento de hormigón que protege a cada uno de ellos. El valor de temperatura registrado por cada uno de estos termopares en el instante del colapso de la muestra se recoge en la Tabla 5.1.

Puesto que, tal como se ha indicado en el apartado anterior, el plano del centro de los quemadores del horno se localiza a una altura de unos 1500 mm de la base del horno, y ésta es, aproximadamente, la altura de la sección central del pilar ensayado,  $L/2$ , en la que se instala la estación de medida de temperatura, cabría sospechar que los dardos de las llamas de los quemadores pueden influir directamente sobre la evolución de la temperatura de los termopares superficiales que miden la temperatura del tubo de acero, TC1. Por este motivo, en algunos casos se ha instalado un termopar de superficie adicional, en el mismo plano que los anteriores, pero girado  $90^\circ$  con respecto al termopar TC1, no observándose diferencias significativas de temperatura entre ambos.

### 5.3.3. *Temperatura del pilar no esbelto*

De acuerdo con lo indicado en el apartado 4.6.1, se introduce en la cámara de combustión del horno de ensayos un pilar no esbelto de 750 mm de idénticas características constructivas a las del pilar esbelto CFT cuyo campo térmico se evalúa instrumentándolo con 2 termopares.

A modo de ejemplo, la Figura 5.1 compara la evolución de la temperatura de los termopares TC1 y TC2 de un pilar CFT esbelto y su homólogo no esbelto correspondientes al caso 39 de esta campaña experimental. Tal como puede observarse, con carácter general, no existe una gran diferencia de temperaturas entre los termopares internos TC2 del hormigón de ambos pilares, si bien la correspondiente al pilar esbelto es sensiblemente superior. No puede decirse lo mismo con respecto al termopar TC1 que mide la temperatura del tubo de acero, donde existen diferencias significativas entre las medidas de ambos pilares que llegan a superar los 200°C en este caso.



*Figura 5.1. Comparación de la evolución de la temperatura de los termopares TC1 y TC2 del pilar FC159-6-3-90-50-20 (caso 39) y su homólogo no esbelto*

Si bien las deducciones extraídas no son concluyentes, en una primera aproximación cabe suponer que estas diferencias de temperatura obedecen, por una parte, a la posible incidencia directa de los dardos de las llamas de los quemadores sobre la posición del pilar esbelto CFT en la que se instala el conjunto de termopares, tal como se ha indicado en el apartado anterior. En este sentido, conviene recordar que tanto la estación de medida de temperatura del pilar esbelto y

no esbelto se ubican en su sección central, lo que, una vez depositados en el horno, supone una altura de unos 1500 mm respecto a la base del horno para el pilar esbelto y de unos 1125 mm para el no esbelto. Por otra parte, la estratificación de la temperatura detectada en la cámara de combustión del horno puede también contribuir a la consecución de estas diferencias de temperaturas.

Esta última valoración ha tratado de verificarse instalando en alguno de los pilares esbeltos un termopar superficial adicional correspondiente a la posición TC1, pero a una altura  $L/4$  de la longitud del pilar, esto es, unos 715 mm de la base del horno. En general, se comprueba, en estos casos, que la evolución de la temperatura de este nuevo termopar del pilar esbelto es más parecida a la del termopar TC1 del pilar no esbelto.

#### 5.3.4. Conclusiones

Puesto que la evolución de las temperaturas analizada en los apartados anteriores va a ser empleada para la obtención del campo de temperaturas en la sección transversal mixta después de un tiempo dado de exposición al fuego, de aplicación para la determinación del valor de cálculo de la resistencia a compresión axial de un perfil tubular de acero relleno de hormigón (CFT) en situación de incendio según los modelos de cálculo simplificado del Eurocódigo 4, EN 1994-1-2 (CEN, 2005c), parece conveniente de cara a futuros ensayos la necesidad de instrumentar los pilares con más estaciones de medida de temperatura a diferentes alturas que permitan cuantificar y, en su caso, corregir, las diferencias de temperatura a lo largo del pilar debidas a la falta de uniformidad de temperaturas en la cámara de combustión del horno de ensayos. Al igual que se ha indicado en el apartado 5.3.1, los modelos de cálculo avanzados basados en estos ensayos experimentales también deberían considerar esta estratificación de la temperatura del pilar para adecuar sus resultados numéricos.

Finalmente, puede concluirse que la aplicación de carga sobre los pilares ensayados y los efectos de segundo orden no influyen significativamente sobre la resistencia térmica de la interfaz acero-hormigón y, por tanto, en su distribución de temperaturas en la sección transversal.

## **5.4. ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO AXIAL**

### *5.4.1. Generalidades*

Tal como se ha descrito en el apartado 2.3 de la presente tesis doctoral, la evolución del desplazamiento axial frente al tiempo de los pilares mixtos CFT en situación de incendio presenta un comportamiento característico identificado por 4 fases que se representan en la Figura 2.2: una primera fase de dilatación del tubo de acero; la segunda, de disminución de la resistencia del acero; la tercera, correspondiente a la transferencia de la carga al núcleo de hormigón; y la cuarta y última fase, de colapso del pilar. En este apartado se presentan las diferentes curvas obtenidas para la evolución del desplazamiento axial del extremo superior del pilar,  $d$ , frente al tiempo de ensayo,  $t$ , de cada uno de los 40 pilares considerados en la campaña experimental.

En una primera aproximación, las gráficas incluidas se organizan de acuerdo con el tipo de hormigón y el valor de la excentricidad de la carga, si bien se representan, también, los dos ensayos preliminares en los que ambos extremos de los pilares están articulados (P-P), así como los dos pilares excepcionales cuyo nivel de carga aplicada ha sido del 60%. Posteriores análisis de los resultados obligarán a plantear nuevas agrupaciones de las curvas diseñadas para una mejor comprensión de las conclusiones obtenidas.

En primer lugar, cabe señalar que el caso 1 de la Tabla 5.1, correspondiente a un perfil tubular sin relleno de hormigón, no será objeto de análisis por quedar fuera del alcance del presente documento. El objetivo de este ensayo preliminar no es otro sino adiestrar al personal en la instalación de las muestras de ensayo así como confirmar experimentalmente y con rapidez el comportamiento frente al fuego esperado para este tipo de pilares. La evolución de su comportamiento, junto con la del caso 2, ambos pilares con sus extremos articulados (P-P), se muestra en la Figura 5.2.

En segundo lugar, resulta interesante la comparación de la evolución del desplazamiento axial de los pilares con el extremo superior articulado y el extremo inferior empotrado (P-F) frente a la de aquellos con ambos extremos articulados (P-P) (ver Figura 5.3); en particular, los casos 2 y 4, pilares idénticos en cuanto a su diseño y condición de carga, pero diferentes condiciones de contorno. En una primera aproximación, puede concluirse que, para los casos con los extremos

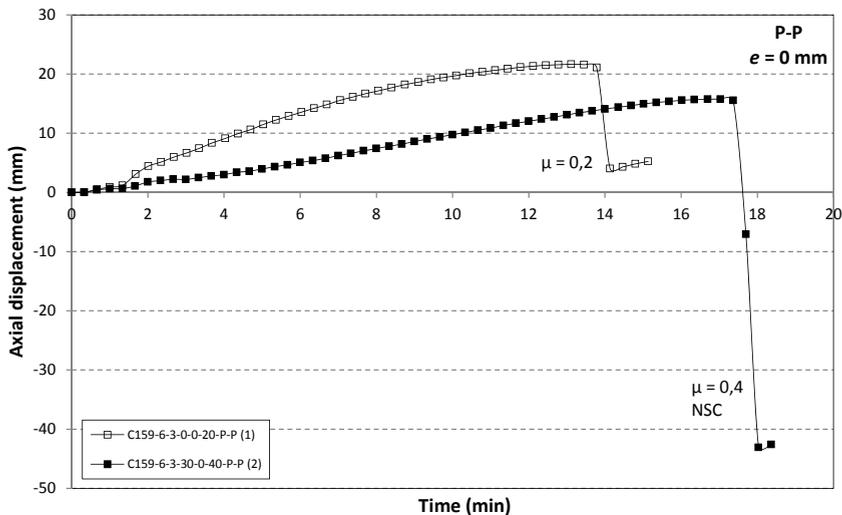


Figura 5.2. Evolución del desplazamiento axial para pilares con ambos extremos articulados (P-P) y carga centrada (casos 1 y 2)

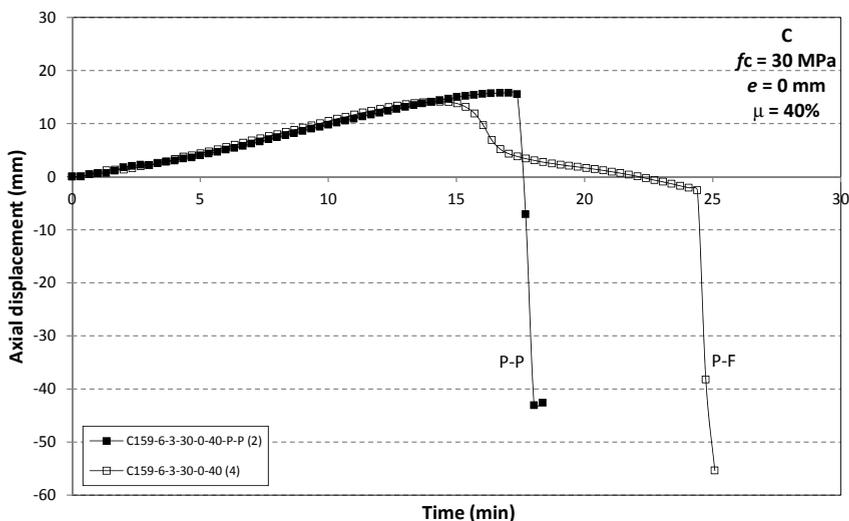


Figura 5.3. Comparación de la evolución del desplazamiento axial entre pilares P-P y P-F (casos 2 y 4)

biarticulados (P-P) no aparece la fase 3 del comportamiento frente al fuego de los CFT, según se define en el apartado 2.3, de modo que el fallo del tubo de acero se produce antes de transferir la carga al núcleo de hormigón, mientras que en el caso de los pilares P-F sí se produce esta transferencia de carga. La principal justificación para este fenómeno radica en que si los efectos de segundo orden producidos por la curvatura del tubo de acero son muy grandes, éstos no pueden ser transferidos a un material frágil tal como es el hormigón del núcleo, de modo que la presencia de hormigón en pilares CFT muy esbeltos no resulta eficaz en situación accidental de incendio. Es ésta la razón por la que esta investigación se centra en pilares P-F y no considera los pilares P-P.

Algo similar ocurre con los pilares sometidos a un nivel de carga,  $\mu$ , del 60% (casos 5 y 10), cuya evolución del desplazamiento axial se representa en la Figura 5.4. Así, en estos casos, también se produce el fallo del pilar antes de la transferencia de carga al núcleo de hormigón, con lo que se descarta proseguir la investigación con pilares sometidos a niveles elevados de carga.

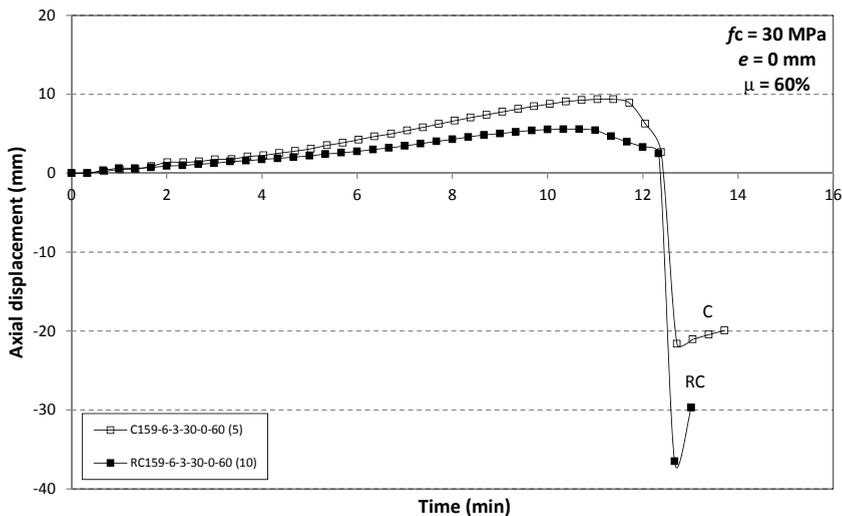


Figura 5.4. Evolución del desplazamiento axial para pilares con carga centrada y nivel de carga del 60% (casos 5 y 10)

Finalmente, y con carácter general, a partir de los resultados de los ensayos reflejados en la Tabla 5.1, puede observarse que para pilares esbeltos los periodos de resistencia al fuego obtenidos (FRR) son relativamente pequeños, especialmente en aquellos casos en que los pilares están sometidos a niveles de carga,  $\mu$ , elevados, es decir, con valores de 0,4 (40%) y de 0,6 (60%), donde los FRR determinados son siempre inferiores a 30 minutos. Sin embargo, los pilares sometidos a niveles de carga menores, 0,2 (20%), presentan valores de FRR superiores, o en su defecto muy próximos, a los 30 minutos, a excepción del caso 35, correspondiente a un pilar relleno de hormigón de alta resistencia reforzado con fibras sometido a una carga con una excentricidad de 20 mm, cuyo FRR es de 23,13 minutos.

#### 5.4.2. Pilares sometidos a cargas centradas

Tal como era de esperar, tanto para pilares rellenos de hormigón de resistencia normal (NSC) como para los rellenos de hormigón de alta resistencia (HSC), y para todos los tipos de refuerzo considerados en este trabajo (C, RC, FC), se observa que a medida que aumenta el nivel de carga,  $\mu$ , disminuye el valor de la resistencia al fuego (FRR) determinado experimentalmente.

En la Figura 5.5 se comparan los casos 3, 4, 6 y 7 de la Tabla 5.1, correspondientes a pilares rellenos de hormigón en masa (C). Puede observarse que, para un mismo nivel de carga, la resistencia al fuego determinada para pilares con hormigón de relleno de alta resistencia (HSC) es menor que la obtenida para los fabricados con hormigón de resistencia normal (NSC), si bien es importante clarificar que, para un mismo nivel de carga, la carga aplicada,  $N$ , a los pilares HSC es superior a la aplicada sobre los NSC, concretamente, un 69% mayor para los pilares C y FC y un 50% para los RC.

Además, se comprueba en esta figura que la muestra rellena con HSC y sometida a un nivel de carga del 40% (caso 7) presenta un comportamiento diferente a las otras tres muestras analizadas, puesto que, al igual que ocurre con los casos 5 y 10 descritos en 5.4.1, la fase 3 de la curva de desplazamiento correspondiente a la contribución del núcleo de hormigón (ver Figura 2.2) no se produce. Este fenómeno también ocurre en los pilares rellenos de hormigón reforzado, RC y FC (casos 12 y 16, respectivamente), con idénticos nivel de carga y resistencia a compresión del hormigón que el caso anterior, según puede observarse en la Figura 5.6 y en la Figura 5.7. El gran valor de la carga que soporta totalmente el tubo de acero en estos casos, ocasiona el colapso del pilar por pandeo global antes de que dicha carga pueda ser transferida al núcleo de hormigón.

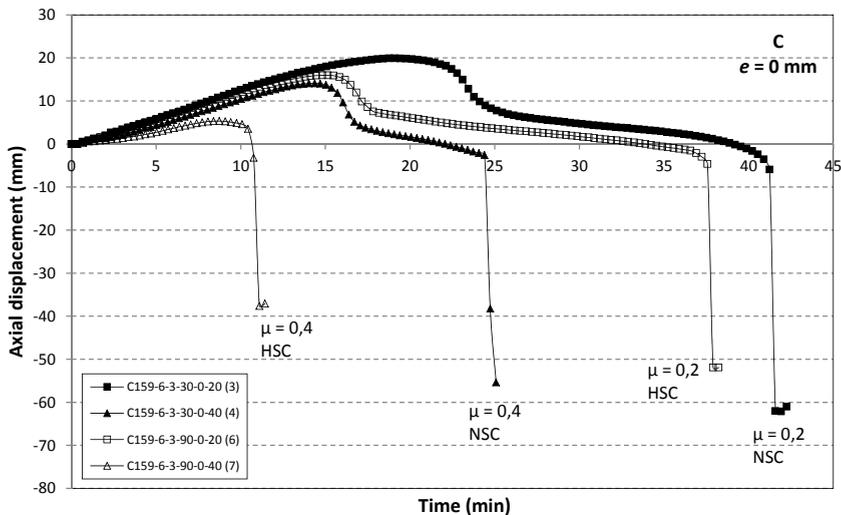


Figura 5.5. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón en masa (C) con carga centrada (casos 3, 4, 6 y 7)

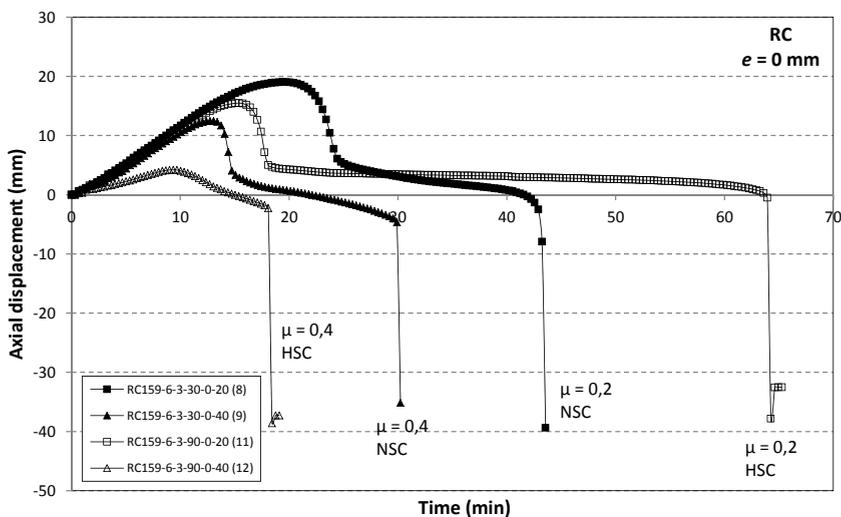


Figura 5.6. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón reforzado con armaduras de acero (RC) con carga centrada (casos 8, 9, 11 y 12)

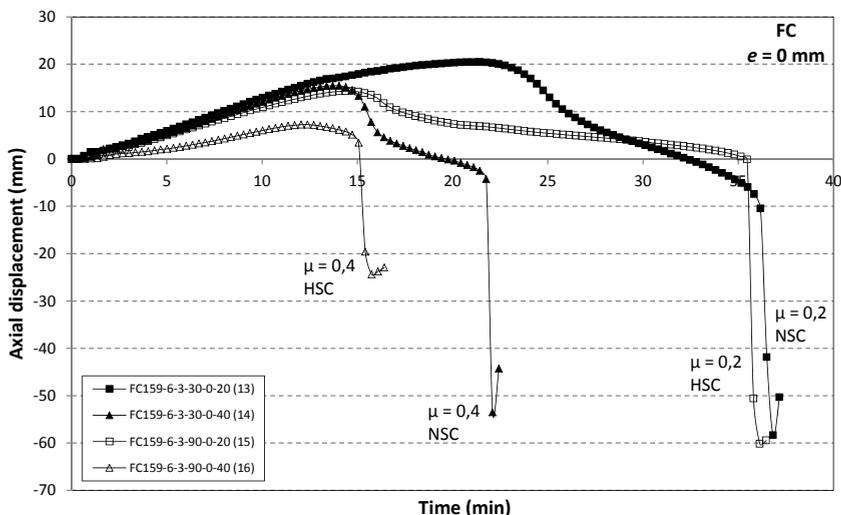


Figura 5.7. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón reforzado con fibras de acero (FC) con carga centrada (casos 13, 14, 15 y 16)

Por tanto, en estos casos, la presencia del núcleo de hormigón con respecto a los pilares de sección hueca sólo influye, durante los ensayos de resistencia al fuego, sobre la distribución de temperaturas en la sección y no sobre su resistencia mecánica.

En este sentido, en las muestras rellenas con HSC, en contra de lo predicho por Kodur y Latour (2005), Schaumann, Kodur y Bahr (2009) y Ali, Nadjai y Choi (2010), no se han observado bruscos deterioros del material, lo que induce a pensar que los pilares CFT no sufren efecto *spalling* o desconchamiento violento. Posiblemente, ello se deba, por una parte, a la corta duración de los ensayos de resistencia al fuego desarrollados y, por otra, al reducido tamaño de la sección de los pilares, lo que implica que no se genere una gran presión de poro en el núcleo de hormigón, origen de este fenómeno. No obstante, a pesar de que en algunos casos se ha cortado tras el ensayo la pared de acero del tubo para observar el núcleo de hormigón (ver Figura 4.35), no detectándose ninguna evidencia de la aparición de *spalling*, resulta muy difícil probar con carácter general la presencia o ausencia de éste en pilares CFT.

En general, a partir de la Figura 5.6 (correspondiente a los casos 8, 9, 11 y 12), se observa que el valor de la resistencia al fuego determinado para los pilares rellenos de hormigón reforzado con armaduras de acero (RC) es superior al de los pilares rellenos de hormigón en masa (C), siendo especialmente significativo el caso 11, correspondiente a un pilar relleno de hormigón de alta resistencia (HSC) sometido a un nivel de carga del 20%, con una resistencia al fuego de 63,93 minutos, la mayor de todo el programa experimental. Al igual que se hizo anteriormente, es importante señalar en este punto que el valor de la carga aplicada,  $N$ , a los pilares RC es superior a la aplicada sobre los pilares C, para un mismo nivel de carga, puesto que su capacidad de carga a temperatura ambiente es también mayor.

Sin embargo, los pilares rellenos de hormigón reforzado con fibras de acero (FC), correspondientes a los casos 13, 14, 15 y 16, no mejoran su resistencia al fuego con respecto a los pilares rellenos de hormigón en masa (C), según se aprecia en la Figura 5.7. De hecho, mientras que el valor de la carga de compresión axial,  $N$ , aplicada a estos pilares FC es el mismo que el aplicado a sus pilares homólogos C (casos 3, 4, 6 y 7, respectivamente), la resistencia al fuego obtenida es algo menor.

Una explicación de este hecho puede deducirse a partir de las curvas que representan la evolución de la temperatura del hormigón de los pilares ensayados, medida según se describe en 4.5.1. A modo de ejemplo, la Figura 5.8 representa estas curvas para los pilares 6 y 15, de donde se deduce que, superado un periodo inicial de transición, para una misma posición y un mismo instante de tiempo, la temperatura del hormigón en los pilares FC resulta, en general, ligeramente superior a la de los pilares C, si bien este fenómeno no puede probarse para todos los casos analizados. Esta diferencia de temperatura podría deberse, por ejemplo, a la ligeramente distinta dosificación del hormigón FC con respecto al C por la presencia del agente cohesionante, o a una posible mayor conductividad térmica del hormigón FC debido a la presencia dispersa y homogénea de las fibras de acero, si bien, en todo caso, cualquier justificación en este sentido requeriría de un análisis en profundidad para esclarecer las causas reales.

El caso 16, correspondiente a un pilar FC relleno de hormigón de alta resistencia (HSC) sometido a un elevado nivel de carga (40%) y, por tanto, con gran influencia de los efectos de segundo orden debidos a la curvatura del tubo de acero y la fragilidad del hormigón del núcleo, constituye una excepción a esta última conclusión, pues la resistencia al fuego determinada es sensiblemente mejor que la de su homólogo sin refuerzo, C (caso 7). Por tanto, la adición de fibras de refuerzo

puede suponer, en estos casos, un incremento de la resistencia a la tracción del hormigón.

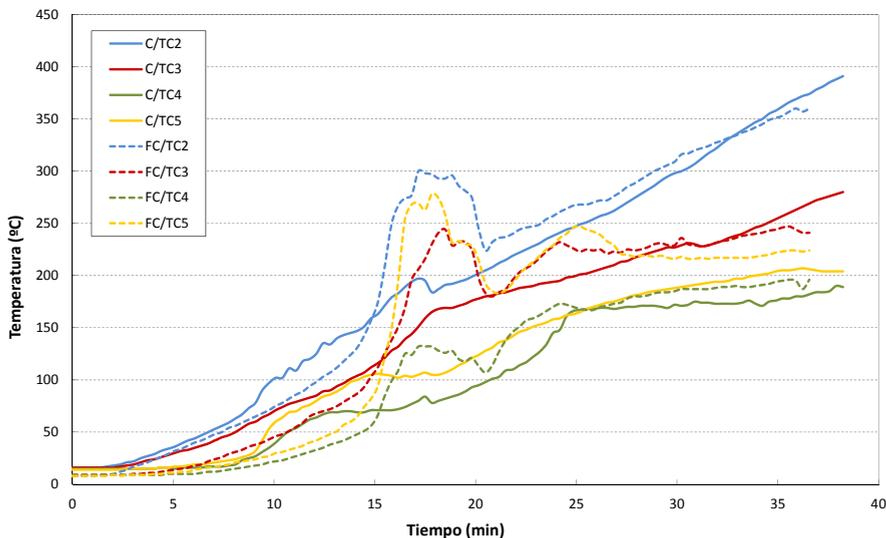


Figura 5.8. Evolución de la temperatura del hormigón de los pilares C159-6-3-90-0-20 (caso 6) y FC159-6-3-90-0-20 (caso 15)

Mientras que Shaumann et al. (2009) afirman que la adición de fibras de acero puede utilizarse para incrementar la resistencia al fuego de los pilares de acero rellenos de hormigón de alta resistencia, los resultados obtenidos en la presente tesis doctoral no apoyan esta afirmación. La principal diferencia entre esta campaña experimental y la campaña canadiense (Kodur & Latour, 2005) en la que se basa Schaumann para establecer sus conclusiones, radica en que los pilares aquí analizados presentan valores elevados de esbeltez relativa,  $\bar{\lambda}$ , superiores a 0,5, mientras que la esbeltez de los pilares canadienses era menor. Así, en los casos aquí analizados se comprueba que las fibras de acero no contribuyen a mejorar la resistencia al fuego de los pilares, pues su fallo se debe, fundamentalmente, a un prematuro pandeo del tubo de acero.

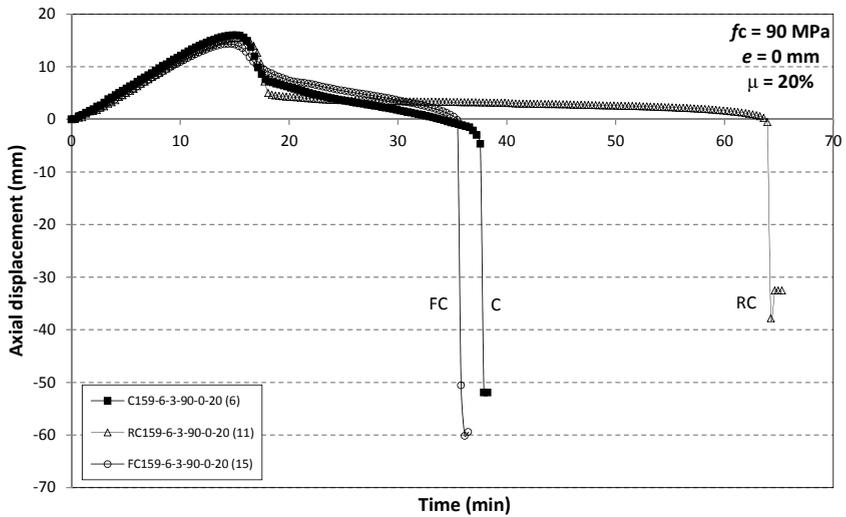


Figura 5.9. Comparación de la evolución del desplazamiento axial para pilares HSC con carga centrada y nivel de carga del 20% (casos 6, 11 y 15)

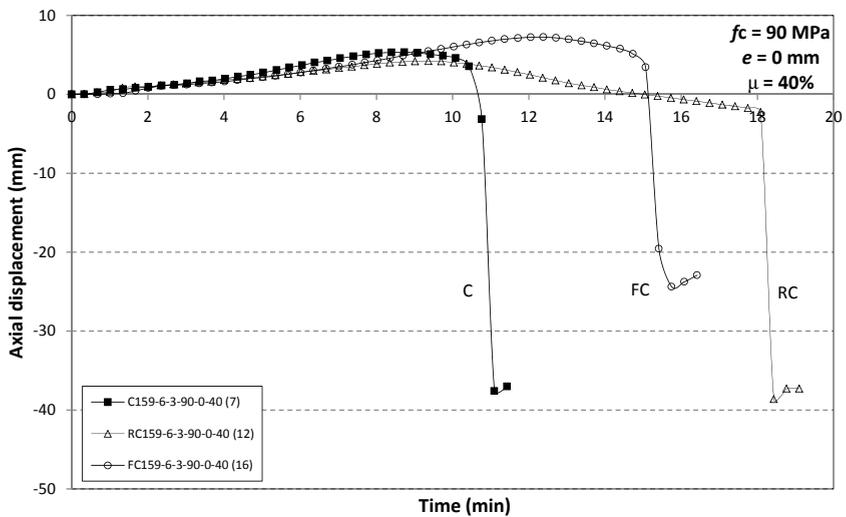


Figura 5.10. Comparación de la evolución del desplazamiento axial para pilares HSC con carga centrada y nivel de carga del 40% (casos 7, 12 y 16)

La influencia del tipo de hormigón de relleno en pilares HSC sobre el valor de la resistencia al fuego (FRR) alcanzado puede compararse en la Figura 5.9 para pilares sometidos a un nivel de carga,  $\mu$ , del 20%, y en la Figura 5.10 para los mismos pilares pero sometidos a un nivel de carga del 40%. Así, si bien parece evidente que la presencia de armaduras de refuerzo (RC) mejora los valores de la FRR, no puede concluirse lo mismo con respecto a la adición de fibras de acero (FC), como ya se ha indicado anteriormente. Además, el hecho de que los valores de FRR obtenidos en los casos correspondientes a pilares sometidos a un nivel de carga del 40% son muy pequeños (entre 10 y 20 minutos) no permite extraer sólidas conclusiones respecto a la influencia de las fibras de acero sobre los resultados.

#### 5.4.3. Pilares sometidos a cargas excéntricas

Tal como se preveía, para pilares rellenos de hormigón con una determinada resistencia a compresión,  $f_c$ , con idéntico tipo de refuerzo (C, FC o RC) y sometidos al mismo nivel de carga,  $\mu$ , se comprueba que a medida que aumenta el valor de la excentricidad de la carga,  $e$ , disminuye el valor de su resistencia al fuego (FRR) (ver Tabla 5.1). La Figura 5.11 ilustra esta conclusión acerca de la influencia de la excentricidad para pilares rellenos de hormigón en masa (C), tanto de resistencia normal (NSC) como de alta resistencia (HSC), sometidos a un nivel de carga,  $\mu$ , del 20%.

No obstante, existen casos donde el efecto obtenido es el contrario. Así, la Figura 5.12 ilustra la situación en la que el valor característico de la resistencia a compresión es mayor en la muestra sometida a mayor excentricidad, presentando esta última un valor de resistencia al fuego superior a la de los mismos pilares con menor excentricidad. Por otra parte, en la Figura 5.13 se aprecia cómo la gradación de la resistencia al fuego de los pilares excéntricos se ordena inversamente al valor real del límite elástico,  $f_y$ , del perfil de acero y no a su excentricidad.

Por otra parte se observa que, para niveles de carga elevados (40%), la resistencia al fuego de los pilares rellenos de hormigón de alta resistencia (HSC) es menor que la obtenida para los fabricados con hormigón de resistencia normal (NSC) (ver Figura 5.14 a Figura 5.19), idéntica conclusión a la obtenida para el caso de los pilares sometidos a cargas centradas (conviene recordar que, también aquí, para un mismo nivel de carga, el valor de la carga aplicada,  $N$ , a los pilares HSC es superior a la aplicada sobre los NSC; en el caso de los pilares con una excentricidad de la carga,  $e$ , de 20 mm, un 61% mayor para los pilares C y FC y un 47% para los

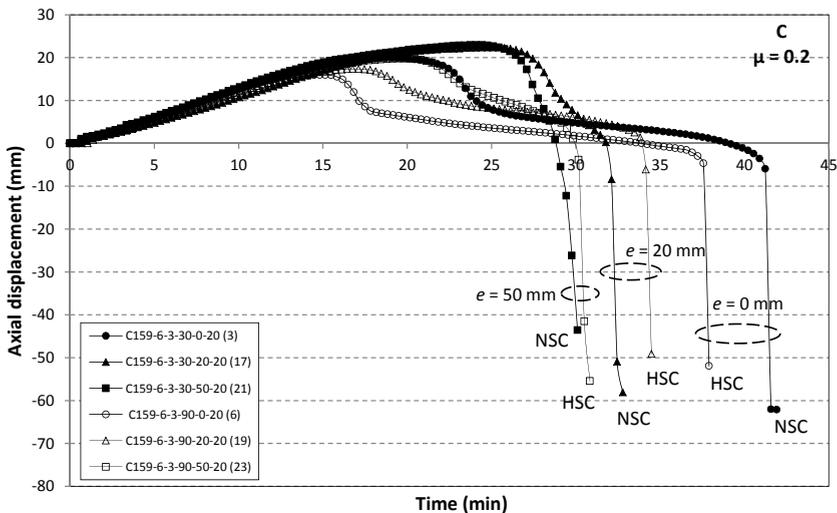


Figura 5.11. Influencia de la excentricidad en pilares rellenos de hormigón en masa (C) y nivel de carga del 20% (casos 3, 6, 17, 19, 21 y 23)

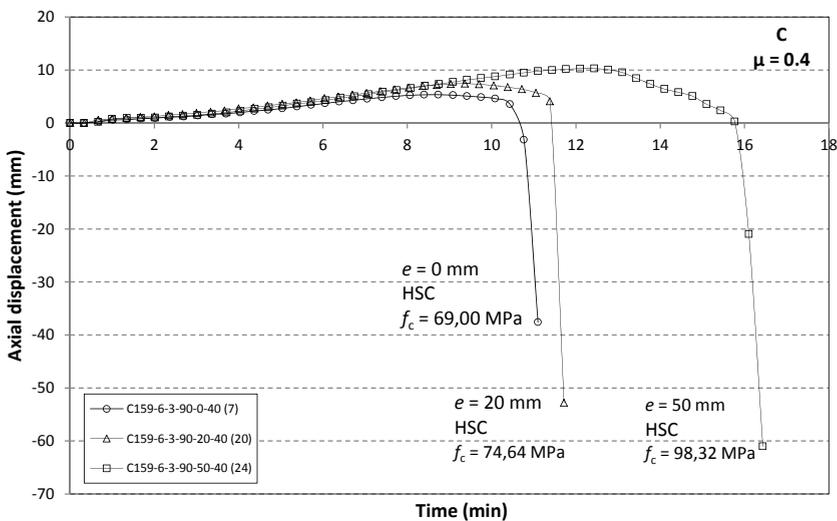


Figura 5.12. Influencia de la excentricidad en pilares HSC rellenos de hormigón en masa (C) y nivel de carga del 40% (casos 7, 20 y 24)

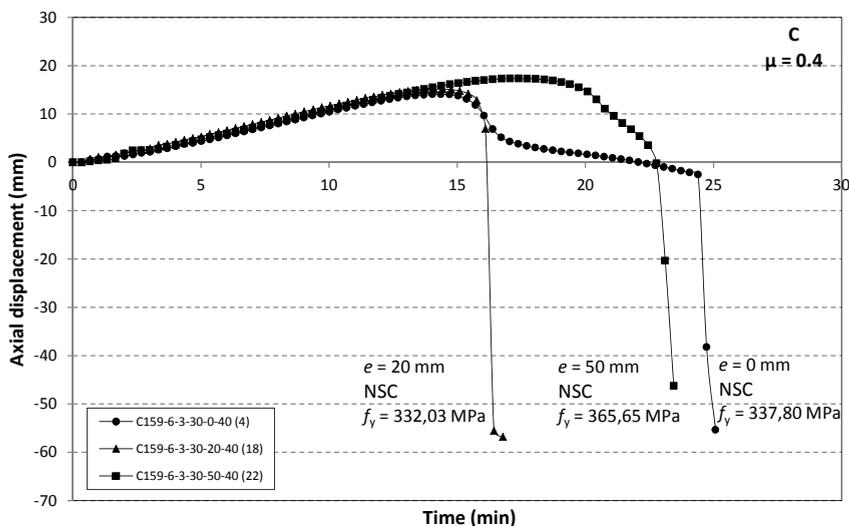


Figura 5.13. Influencia de la excentricidad en pilares NSC rellenos de hormigón en masa (C) y nivel de carga del 40% (casos 4, 18 y 22)

pilares RC; y en el caso de los pilares con una excentricidad de 50 mm, un 53% mayor para los pilares C y FC y un 46% para los RC). En la mayoría de estos casos el colapso de la muestra se produce antes de que la carga sea transferida al núcleo de hormigón, con lo que éste no contribuye a soportar la carga aplicada sobre el pilar sino que sólo influye en la distribución de temperaturas en la sección. Sin embargo, no puede deducirse esta misma conclusión para pilares sometidos a un nivel de carga menor (20%), en los que, a excepción de los casos 33 y 35 y los casos 37 y 39 de la Tabla 5.1, la resistencia al fuego de los pilares HSC es mayor que la de sus homólogos NSC, de donde se deduce que, para las excentricidades analizadas y para niveles de carga moderados el uso de hormigón de alta resistencia es beneficioso al incrementar la capacidad de carga de los pilares para un determinado tiempo de exposición al fuego.

Con respecto al uso de HSC como relleno de los tubos de acero, tampoco en el caso de pilares sometidos a cargas excéntricas se han detectado evidencias de la aparición del efecto *spalling*. Posiblemente, el hecho de que la camisa de acero evite la exposición directa al fuego del núcleo de hormigón, inhiba la presencia de este fenómeno.

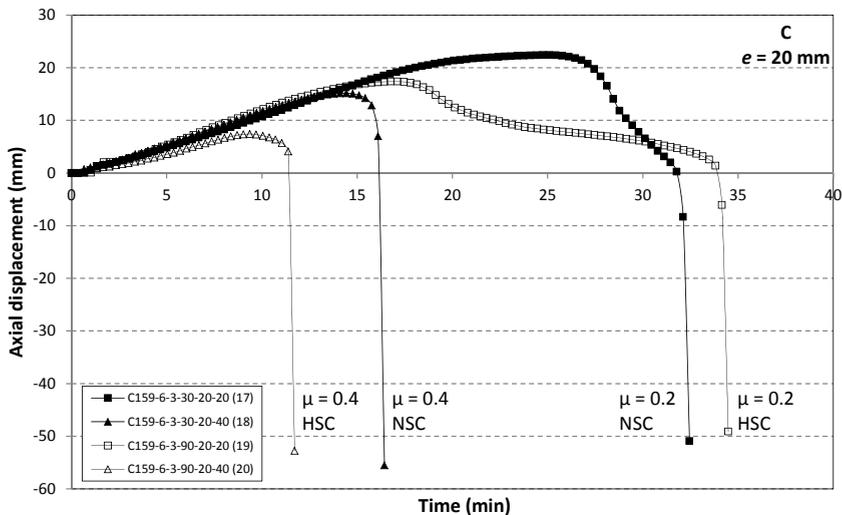


Figura 5.14. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón en masa (C) con carga excéntrica (20 mm) (casos 17, 18, 19 y 20)

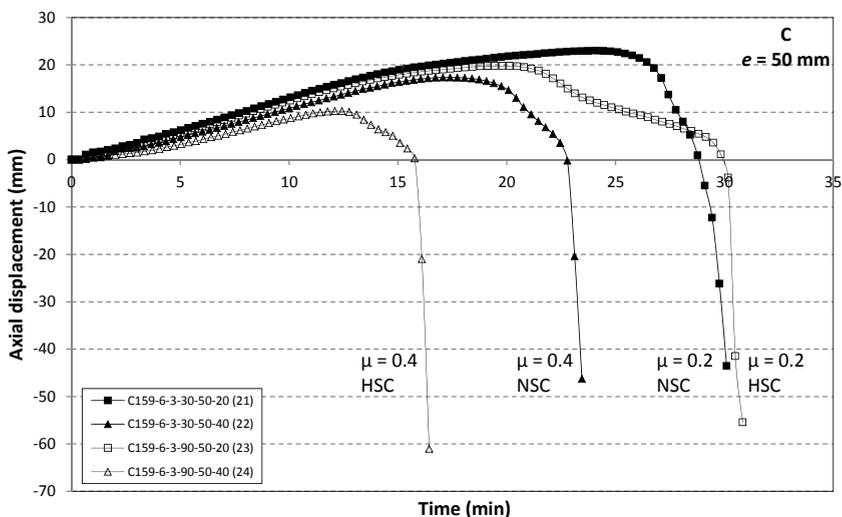


Figura 5.15. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón en masa (C) con carga excéntrica (50 mm) (casos 21, 22, 23 y 24)

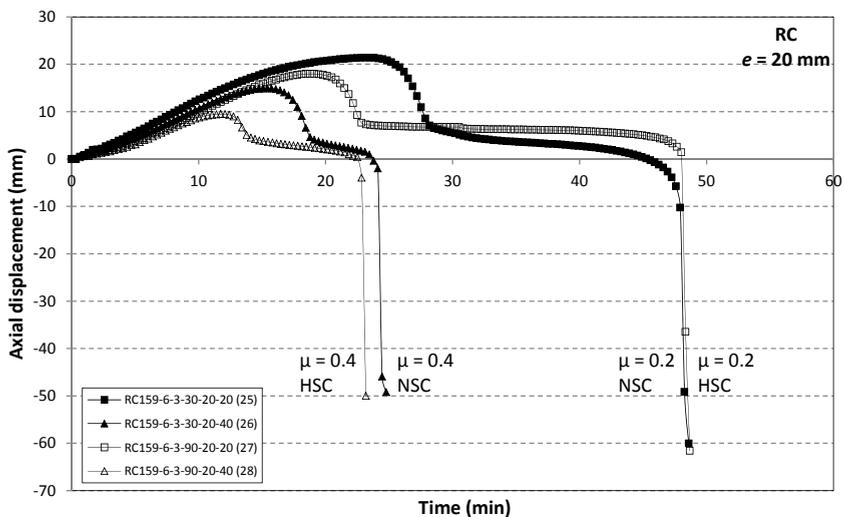


Figura 5.16. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón ref. con armaduras de acero (RC) con carga exc. (20 mm) (casos 25, 26, 27 y 28)

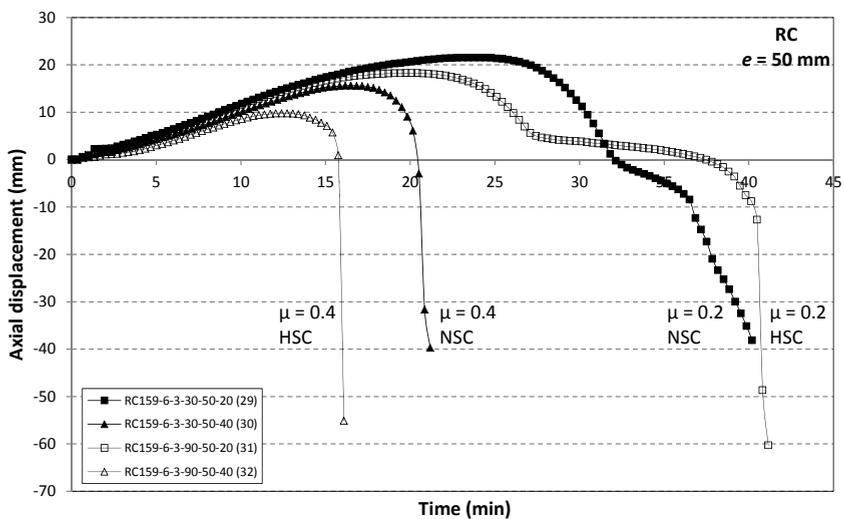


Figura 5.17. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón ref. con armaduras de acero (RC) con carga exc. (50 mm) (casos 29, 30, 31 y 32)

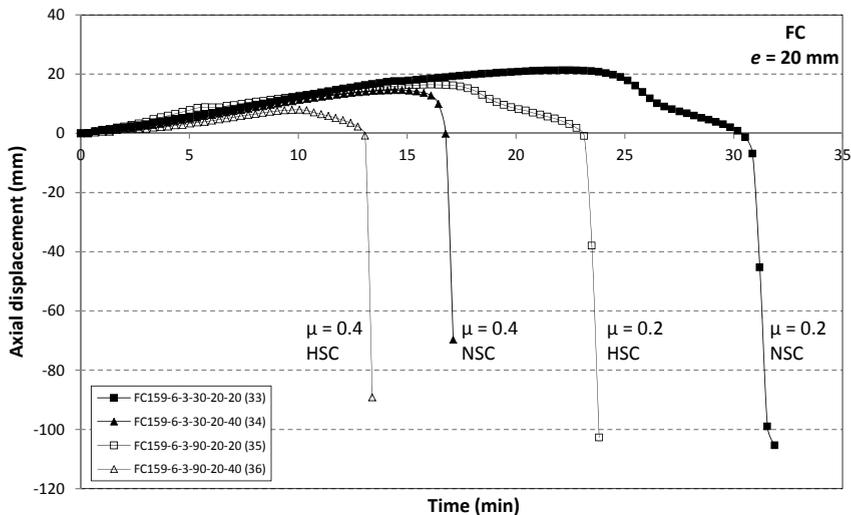


Figura 5.18. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón ref. con fibras de acero (FC) con carga excéntrica (20 mm) (casos 33, 34, 35 y 36)

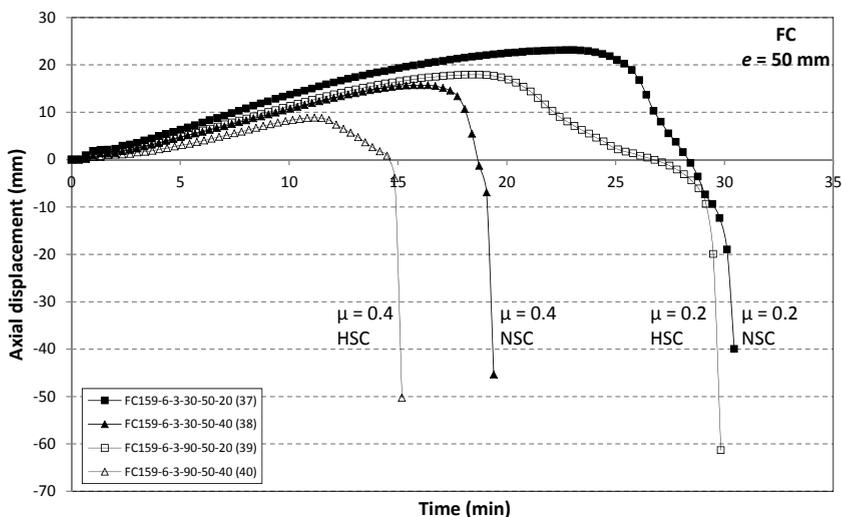


Figura 5.19. Evolución del desplazamiento axial para pilares rellenos de hormigón ref. con fibras de acero (FC) con carga excéntrica (50 mm) (casos 37, 38, 39 y 40)

A partir de las Figuras 5.14, 5.15, 5.16 y 5.17, al igual que ocurría con los pilares sometidos a cargas centradas, puede deducirse que la adición de armaduras de refuerzo (RC) al hormigón de relleno incrementa el valor determinado de la resistencia al fuego, FRR, contribuyendo, en algunos casos, a evitar un colapso prematuro del pilar (comparar los casos 26 y 28 frente a los casos 18 y 20). Esto se debe a que estas armaduras mejoran la resistencia del hormigón en aquellas zonas en las que éste está traccionado, permitiendo, así, que el núcleo de hormigón contribuya a soportar la carga aplicada sobre el pilar durante un tiempo determinado. La Figura 5.20, que analiza la influencia del tipo de refuerzo (C, FC o RC) en pilares rellenos de hormigón HSC sometidos a excentricidades de 50 mm y a un nivel de carga del 20%, ilustra con mayor claridad este fenómeno.

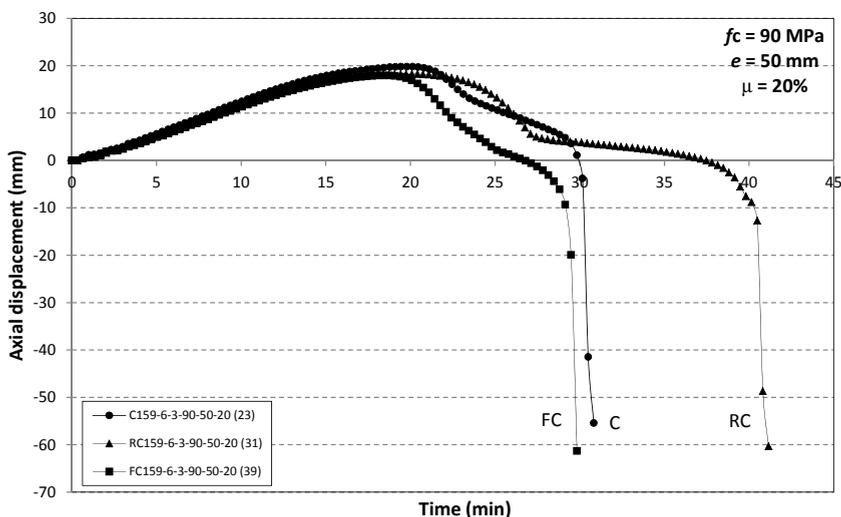


Figura 5.20. Influencia del tipo de refuerzo en pilares HSC, con carga excéntrica (50 mm) y nivel de carga del 20% (casos 23, 31 y 39)

Esta misma Figura 5.20 ilustra el hecho de que la adición de fibras de acero como refuerzo del hormigón de relleno no aporta ninguna prestación especial al comportamiento frente al fuego de los pilares esbeltos CFT sometidos a cargas excéntricas, conclusión idéntica a la obtenida al analizar los resultados experimentales correspondientes a los pilares sometidos a cargas centradas.

## Capítulo 6

---

# COMPARACIÓN CON LA NORMATIVA DE DISEÑO VIGENTE

En este capítulo se realiza un análisis de los resultados obtenidos en los ensayos experimentales en comparación con diferentes métodos de cálculo simplificado propuestos por la normativa vigente a nivel internacional, validando la precisión de estos métodos.



## **6. COMPARACIÓN CON LA NORMATIVA DE DISEÑO VIGENTE**

### **6.1. MODELOS DE CÁLCULO SIMPLIFICADO DEL EUROCÓDIGO 4**

El Eurocódigo 4, EN 1994-1-2 (CEN, 2005c), incluye diferentes modelos de cálculo simplificado para el estudio del comportamiento en situación de incendio de pilares mixtos pertenecientes a pórticos arriostrados. En este sentido, siempre que un incendio se limite a un único piso, y los pilares afectados por el fuego estén empotrados a los pilares más fríos inferior y superior, puede asumirse que sus extremos tienen restringidos sus giros, de modo que la longitud de pandeo en el caso de un incendio se estima tomando sus extremos empotrados. Esto significa que en los pilares de pisos intermedios la longitud de pandeo en situación de incendio será igual a  $0,5 \cdot L$  y para los pilares del piso superior (o para una planta baja con conexión articulada en su base) tendrá un valor de  $0,7 \cdot L$ , tal y como muestra gráficamente la Figura 6.1.

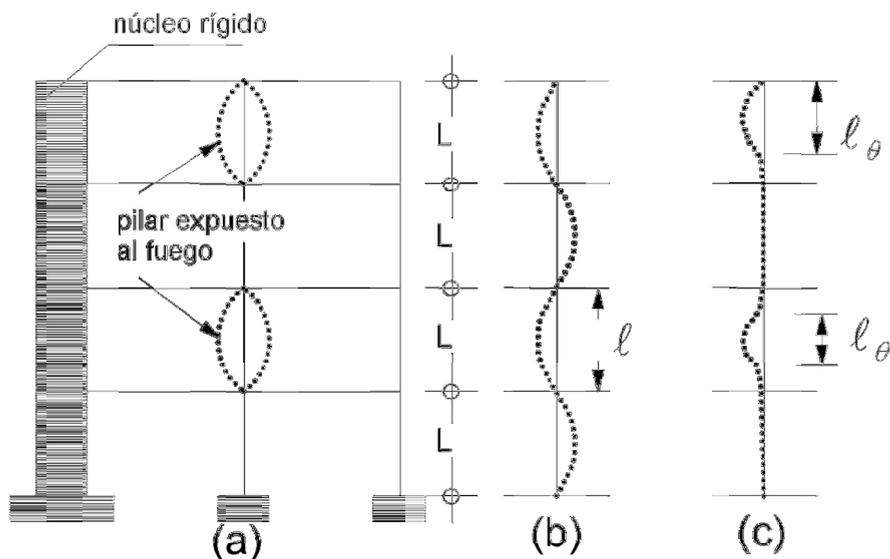
Así, por una parte, el Eurocódigo 4 (CEN 2005c) propone en su apartado 4.3.5.1 un método general de cálculo simplificado válido para pilares CFT. En este capítulo se va a analizar este modelo general comparando sus predicciones con los resultados obtenidos en la campaña experimental descrita en el presente trabajo.

Por otra parte, el Anexo H del Eurocódigo 4 presenta otro modelo de cálculo simplificado, si bien se trata éste de un modelo que en la actualidad está siendo cuestionado<sup>10</sup>. También aquí se van a estudiar las previsiones de este método en comparación con los resultados experimentales.

Finalmente, el Eurocódigo 4 exhorta a los estados que adopten esta norma a desarrollar un anexo nacional propio para prescribir determinados parámetros

---

<sup>10</sup> Recientemente, Aribert, Renaud & Zhao (2008) y Espinós et al. (2010, 2011, 2012, 2013) han puesto de manifiesto algunas deficiencias del Anexo H del Eurocódigo 4 (CEN, 2005c), que actualmente se encuentra en proceso de revisión. Mientras se desarrolla un nuevo modelo de cálculo simplificado específico para pilares CFT en situación de incendio, seguir los principios generales del apartado 4.3.5.1 de dicha norma resulta lo más apropiado.



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

Figura 6.1. Comportamiento estructural de pilares en pórticos arriostrados (CEN, 2005c)

conforme a las prácticas de dicho país. En este sentido, el anexo nacional francés (AFNOR, 2007) propone reemplazar el citado Anexo H por el denominado Anexo PCR B que desarrolla un modelo propio de cálculo simplificado de la resistencia al fuego de perfiles huecos rellenos de hormigón expuestos a condiciones de incendio normalizada, y que también será analizado en este capítulo.

Todos estos modelos permiten determinar el valor de cálculo de la resistencia a compresión axial de un perfil tubular de acero relleno de hormigón (CFT) en situación de incendio mediante el desarrollo de dos etapas independientes: por una parte, la obtención del campo de temperaturas en la sección transversal mixta después de un tiempo dado de exposición al fuego y, por otra, la obtención del valor

de cálculo de la carga axil de pandeo,  $N_{fi,Rd}$ , para el campo de temperaturas obtenido previamente.

### *6.1.1. Campo de temperaturas*

La obtención del campo de temperaturas en la sección transversal mixta después de un tiempo dado de exposición al fuego constituye la primera de las etapas para la determinación del valor de cálculo de la resistencia a compresión axil de un perfil tubular de acero relleno de hormigón (CFT) en situación de incendio. El campo de temperaturas aquí determinado es común para los tres modelos de cálculo relacionados con el Eurocódigo 4 definidos en este capítulo.

Así, para el caso particular de los pilares CFT considerados en el programa experimental de la presente tesis doctoral, se propone una distribución de temperaturas según la cual la sección transversal del pilar se subdivide en un determinado número de capas concéntricas de espesor no uniforme, tal como puede apreciarse en la Figura 6.2. Así, en una primera aproximación, la capa más externa, A', coincide exactamente con el tubo de acero y su temperatura viene dada por las medidas del termopar TC1. Por otra parte, la temperatura de la capa interna de hormigón, B', está determinada por el termopar TC2, la de la capa C' por el TC5, la de la capa D' por el TC3 y la temperatura de la capa central E' por el termopar TC4. Los límites extremos de cada capa B' a E' son tales que la posición de los termopares TC2 a TC5 establecida en 4.5.1 coincide con el punto medio entre dichos extremos. La temperatura de cada uno de los termopares TC1 a TC5 en el instante en que se produce el colapso de los pilares se recoge en la Tabla 5.1<sup>11</sup>.

No obstante, esta primera distribución de capas genera un campo de temperaturas poco uniforme, pues las capas de hormigón así obtenidas presentan espesores muy dispares y, por tanto, con diferente peso específico en cuanto al comportamiento térmico del hormigón se refiere. Así, de acuerdo con las indicaciones sobre la distribución de temperaturas del Anexo G de la versión obsoleta del Eurocódigo 4, EN 1994-1-2 (CEN, 1994), en el caso de secciones circulares la distancia entre dos capas no deberá ser mayor de 20 mm. Por tanto, se

---

<sup>11</sup> De acuerdo con la nota 9, en la Tabla 5.1 existen algunos pilares para los que no se dispone de valores de temperatura de alguno de sus termopares. En estos casos, se estima el valor de la temperatura medida por estos termopares de acuerdo con la evolución y el gradiente de temperaturas de pilares similares. Así, a efectos de cálculos, se consideran los siguientes valores:

Caso 24 (C159-6-3-90-50-40): TC4=52°C; caso 26 (RC159-6-3-30-20-40): TC2=161°C; caso 36 (FC159-6-3-90-20-40): TC4=54°C, TC5=95°C.

propone un campo de temperaturas para la sección transversal del pilar formado por 5 capas, la más externa, A, de 6 mm de espesor, coincidente con el tubo de acero y con la capa A' de la propuesta anterior, y 4 capas concéntricas, B a E, de idéntico espesor (18,375 mm) para el núcleo de hormigón, según se aprecia en la Figura 6.3.

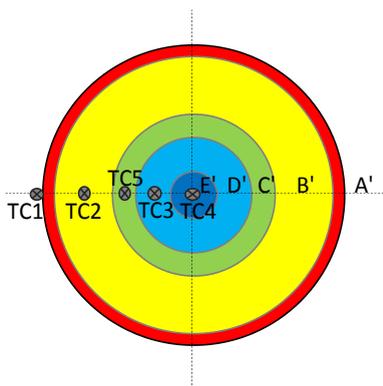


Figura 6.2. Disposición de capas inicial del campo de temperaturas no uniforme de la sección transversal del pilar

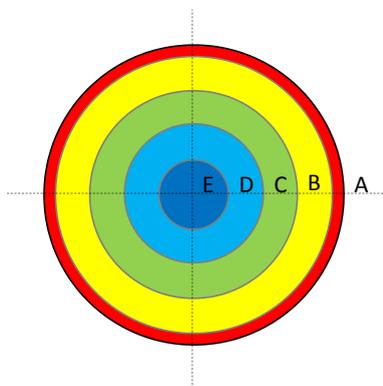


Figura 6.3. Disposición de capas del campo de temperaturas de la sección transversal del pilar

*Tabla 6.1. Campo de temperaturas de la sección transversal del pilar*

<b>Nº</b>	<b>Identificación</b>	<b><math>\theta_a</math> (A)</b> [°C]	<b><math>\theta_c</math> (B)</b> [°C]	<b><math>\theta_c</math> (C)</b> [°C]	<b><math>\theta_c</math> (D)</b> [°C]	<b><math>\theta_c</math> (E)</b> [°C]
1	C159-6-3-0-0-20-P-P	-	-	-	-	-
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	626	211	124	79	74
3	C159-6-3-30-0-20	850	473	332	237	190
4	C159-6-3-30-0-40	684	170	155	143	136
5	C159-6-3-30-0-60	546	149	92	50	38
6	C159-6-3-90-0-20	829	521	358	224	193
7	C159-6-3-90-0-40	535	247	134	73	64
8	RC159-6-3-30-0-20	765	417	310	204	154
9	RC159-6-3-30-0-40	780	382	229	150	145
10	RC159-6-3-30-0-60	434	204	137	69	44
11	RC159-6-3-90-0-20	895	804	611	417	363
12	RC159-6-3-90-0-40	654	467	236	98	74
13	FC159-6-3-30-0-20	835	265	232	151	128
14	FC159-6-3-30-0-40	714	321	272	222	173
15	FC159-6-3-90-0-20	833	495	330	234	209
16	FC159-6-3-90-0-40	562	272	169	95	52
17	C159-6-3-30-20-20	721	198	171	156	153
18	C159-6-3-30-20-40	604	214	155	97	65
19	C159-6-3-90-20-20	808	319	260	201	188
20	C159-6-3-90-20-40	505	198	111	57	41
21	C159-6-3-30-50-20	765	434	255	165	162
22	C159-6-3-30-50-40	679	245	197	172	169
23	C159-6-3-90-50-20	743	380	289	205	186
24	C159-6-3-90-50-40	604	214	155	97	65
25	RC159-6-3-30-20-20	826	488	377	248	187
26	RC159-6-3-30-20-40	737	174	159	144	133
27	RC159-6-3-90-20-20	824	545	418	317	274
28	RC159-6-3-90-20-40	625	432	357	289	273
29	RC159-6-3-30-50-20	829	284	255	171	140
30	RC159-6-3-30-50-40	633	137	124	111	98
31	RC159-6-3-90-50-20	835	431	354	276	242
32	RC159-6-3-90-50-40	593	261	152	79	66
33	FC159-6-3-30-20-20	787	402	305	216	196
34	FC159-6-3-30-20-40	644	132	114	84	66
35	FC159-6-3-90-20-20	719	349	240	166	147
36	FC159-6-3-90-20-40	576	165	118	72	58
37	FC159-6-3-30-50-20	787	460	259	155	148
38	FC159-6-3-30-50-40	632	142	139	132	105
39	FC159-6-3-90-50-20	757	425	286	191	164
40	FC159-6-3-90-50-40	579	177	134	90	80

En este caso, mientras que la temperatura de la capa A coincide con la de la capa A' definida anteriormente, la temperatura de las capas internas del hormigón, B a E, se establece como la temperatura del anillo central de cada una de ellas que, a su vez, se determina mediante interpolación lineal a partir de las temperaturas de las capas B' a E', en función de su posición relativa. El campo de temperaturas así determinado cuando tiene lugar el fallo de cada uno de los pilares evaluados se recoge en la Tabla 6.1.

Por otra parte, es importante destacar que, de acuerdo con la Figura 4.5, en el caso de pilares que dispongan de armaduras de refuerzo la posición de éstas recae dentro de la capa C, quedando, por tanto, sometidas a sus condiciones térmicas.

### 6.1.2. Modelo general del Eurocódigo 4: cálculo de la carga axil de pandeo en situación de incendio

La segunda etapa consiste en la obtención del valor de cálculo de la carga axil de pandeo,  $N_{fi,Rd}$ , para el campo de temperaturas obtenido en el apartado anterior. En particular, en este apartado se va a determinar dicho valor de cálculo de la resistencia a compresión axil de los perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón (CFT) en situación de incendio considerados en el programa experimental de este trabajo, de acuerdo con el modelo general de cálculo simplificado propuesto por el apartado 4.3.5.1 del Eurocódigo 4, EN 1994-1-2 (CEN, 2005c). Para ello, este modelo define la siguiente expresión:

$$N_{fi,Rd} = \chi \cdot N_{fi,pl,Rd} \quad (6.1)$$

donde:

- $\chi$  es el coeficiente de reducción para la curva “c” de pandeo del Eurocódigo 3, EN 1993-1-1 (CEN, 2005a), y referido a la esbeltez relativa,  $\bar{\lambda}_\theta$
- $N_{fi,pl,Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil en situación de incendio

Así, en primer lugar, se determina el valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil en situación de incendio,  $N_{fi,pl,Rd}$ , como la suma de las resistencias plásticas de todos los componentes de la sección del pilar mixto (el perfil de acero, a, el núcleo de hormigón, c, y las armaduras, s), a partir de la siguiente expresión:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} \cdot f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} \cdot f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} \cdot f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (6.2)$$

donde:

- $A_{i,\theta}$  es el área de la sección transversal del componente  $i$  que puede verse afectado por el fuego
- $f_{ay,\theta}$  es el límite elástico del acero estructural en situación de incendio
- $f_{sy,\theta}$  es el límite elástico del acero para las armaduras en situación de incendio
- $f_{c,\theta}$  es el valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica en situación de incendio
- $\gamma_{M,fi,a}$  es el coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del acero estructural en situación de incendio
- $\gamma_{M,fi,s}$  es el coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del acero de las armaduras en situación de incendio
- $\gamma_{M,fi,c}$  es el coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del hormigón en situación de incendio

Los parámetros geométricos que caracterizan las 5 capas (1 de acero y 4 de hormigón independientes) en las que se divide la sección del pilar de acuerdo con el campo de temperaturas de la Figura 6.3, así como los parámetros correspondientes a las armaduras de acero (cuando el pilar las incluya), se resumen en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2. Parámetros geométricos de las capas de la sección transversal del pilar

Capa	Díámetro ext. $D_{i,ext}$ [mm]	Díámetro int. $D_{i,int}$ [mm]	Sección $A_{i,\theta}$ [mm <sup>2</sup> ]	Momento inercia $I_{i,\theta}$ [mm <sup>4</sup> ]
A	159,00	147,00	2883,98	8451869,91
B	147,00	110,25	7425,11	15668857,15
C	110,25	73,50	5303,65	5819861,23
D	73,50	36,75	3182,19	1343044,90
E	36,75	0,00	1060,73	89536,33
Armaduras acero (S)	12,00	0,00	452,39	378024,59

Tabla 6.3. Coeficientes de reducción  $k_{\theta}$  para las relaciones tensión-deformación del acero estructural a elevadas temperaturas (CEN, 2005c)

Temperatura del acero $\theta_a$ [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	1,00
500	0,60	0,360	0,78	0,78
600	0,31	0,180	0,47	0,47
700	0,13	0,075	0,23	0,23
800	0,09	0,050	0,11	0,11
900	0,0675	0,0375	0,06	0,06
1000	0,0450	0,0250	0,04	0,04
1100	0,0225	0,0125	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 6.4. Coeficiente de reducción de la resistencia a compresión y deformación unitaria del hormigón de peso normal a temperaturas elevadas (CEN, 2005c)

Temperatura del hormigón $\theta_c$ [°C]	$k_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_c}$	$\epsilon_{cu,\theta}$
20	1,00	$2,5 \cdot 10^3$
100	1,00	$4,0 \cdot 10^3$
200	0,95	$5,5 \cdot 10^3$
300	0,85	$7,0 \cdot 10^3$
400	0,75	$10,0 \cdot 10^3$
500	0,60	$15,0 \cdot 10^3$
600	0,45	$25,0 \cdot 10^3$
700	0,30	$25,0 \cdot 10^3$
800	0,15	$25,0 \cdot 10^3$
900	0,08	$25,0 \cdot 10^3$
1000	0,04	$25,0 \cdot 10^3$
1100	0,01	$25,0 \cdot 10^3$
1200	0,00	-

La variación de las propiedades de resistencia y deformación del acero estructural y de los aceros para las armaduras a elevadas temperaturas pueden obtenerse a partir de la tabla 3.2 del Eurocódigo 4, que se resume en la Tabla 6.3. Del mismo modo, la tabla 3.3 del Eurocódigo 4 proporciona el coeficiente de reducción de la resistencia a compresión del hormigón y su deformación unitaria a temperaturas elevadas. Sus valores se resumen en la Tabla 6.4.

A partir de los coeficientes de reducción para el límite elástico del acero estructural,  $k_{y,\theta}$ , de la Tabla 6.3 se determina el límite elástico del acero estructural y del acero para las armaduras en situación de incendio,  $f_{ay,\theta}$  y  $f_{sy,\theta}$ , respectivamente, mediante interpolación lineal de acuerdo con el campo de temperaturas establecido en la Tabla 6.1, y según el límite elástico del acero estructural,  $f_y$ , y del acero de las armaduras,  $f_s$ , definidos en el capítulo 4. Idéntico procedimiento se utiliza para determinar el valor de la resistencia a compresión de cada una de las capas del núcleo de hormigón en situación de incendio,  $f_{c,\theta}$ , considerando en este caso los coeficientes de reducción de la resistencia a compresión del hormigón,  $k_{c,\theta}$ , de la Tabla 6.4 según el valor característico de la resistencia a compresión del hormigón del núcleo,  $f_c$ .

Puesto que el fuego constituye una situación accidental, se asume un valor unitario para los coeficientes parciales de seguridad de la resistencia del acero estructural, del acero de las armaduras y del hormigón en situación de incendio,  $\gamma_{M,fi,a}$ ,  $\gamma_{M,fi,s}$  y  $\gamma_{M,fi,c}$ , respectivamente.

El valor de la resistencia plástica a compresión axil en situación de incendio,  $N_{fi,pl,Rd}$ , así calculado se recoge en la última columna de la Tabla 6.5.

En segundo lugar, se determina el coeficiente de reducción,  $\chi$ , según la curva “c” de pandeo del Eurocódigo 3, EN 1993-1-1 (CEN, 2005a). Para ello, se calcula, primeramente, la rigidez eficaz a flexión de la sección transversal del pilar mixto,  $(EI)_{fi,eff}$ , del siguiente modo:

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} \cdot E_{a,\theta} \cdot I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta} \cdot I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} \cdot E_{c,sec,\theta} \cdot I_{c,\theta}) \quad (6.3)$$

donde:

Tabla 6.5. Resistencia plástica a compresión axil en situación de incendio

Caso N°	$N_{fi,pl,Rd}$ (A) [N]	$N_{fi,pl,Rd}$ (B) [N]	$N_{fi,pl,Rd}$ (C) [N]	$N_{fi,pl,Rd}$ (D) [N]	$N_{fi,pl,Rd}$ (E) [N]	$N_{fi,pl,Rd}$ (S) [N]	$N_{fi,pl,Rd}$ [kN]
1	-	-	-	-	-	-	-
2	397087,64	209276,59	157239,86	95465,64	31821,88	0,00	<b>890,89</b>
3	82807,78	170218,22	155191,99	103837,38	36219,36	0,00	<b>548,27</b>
4	261477,73	204620,21	147292,94	88886,80	29742,50	0,00	<b>732,02</b>
5	620960,90	246693,83	180589,16	108353,50	36117,83	0,00	<b>1192,72</b>
6	94028,49	300096,11	298917,05	209572,07	71941,95	0,00	<b>974,56</b>
7	661153,17	462764,11	359684,69	219570,97	73190,32	0,00	<b>1776,36</b>
8	148079,79	128636,33	106444,32	71966,37	24673,28	243380,04	<b>723,18</b>
9	130544,02	171185,80	146619,31	93090,93	31111,85	243380,04	<b>815,93</b>
10	901338,29	236861,95	175604,86	107335,20	35778,40	243380,04	<b>1700,30</b>
11	60888,07	75358,40	158846,29	159065,96	57662,44	108109,41	<b>619,93</b>
12	331620,79	371769,45	373464,23	245028,47	81676,16	243380,04	<b>1646,94</b>
13	90114,35	186070,54	137860,60	87748,24	29605,88	0,00	<b>531,40</b>
14	205610,85	164299,94	124366,67	78825,74	27291,28	0,00	<b>600,39</b>
15	91088,55	422817,90	407400,72	272816,97	93471,28	0,00	<b>1287,60</b>
16	566876,44	587607,53	461739,45	286906,06	95635,35	0,00	<b>1998,76</b>
17	196110,04	253071,99	183331,11	110853,80	37008,28	0,00	<b>780,38</b>
18	440864,57	293155,50	217476,31	134192,86	44730,95	0,00	<b>1130,42</b>
19	101502,27	454543,13	347833,23	222595,68	74739,17	0,00	<b>1201,21</b>
20	757636,90	527192,12	393785,89	237518,51	79172,84	0,00	<b>1995,31</b>
21	150635,46	158384,45	144735,85	93914,52	31345,28	0,00	<b>579,02</b>
22	295689,66	257029,30	193025,55	117367,24	39170,60	0,00	<b>902,28</b>
23	188127,80	452265,51	361447,29	238020,12	80336,78	0,00	<b>1320,20</b>
24	485504,71	683496,52	507049,35	312872,72	104290,91	0,00	<b>2093,21</b>
25	99930,96	179177,07	159992,45	111911,98	39566,33	243380,04	<b>833,96</b>
26	191208,10	288807,15	207897,03	125701,94	42128,19	243380,04	<b>1099,12</b>
27	100961,17	370098,05	359367,33	248222,41	87062,90	233876,05	<b>1399,59</b>
28	456868,32	500927,29	404010,58	263026,92	89266,74	243380,04	<b>1957,48</b>
29	106416,89	199391,92	147108,57	95133,50	32227,01	243380,04	<b>823,66</b>
30	435473,52	287920,75	206993,20	124997,24	41898,81	243380,04	<b>1340,66</b>
31	84090,72	485893,38	392368,42	258497,20	89567,99	243380,04	<b>1553,80</b>
32	446998,97	606255,84	474638,52	292347,60	97449,20	243380,04	<b>2161,07</b>
33	114181,56	192486,68	155395,33	103022,86	35007,74	0,00	<b>600,09</b>
34	354970,28	230148,56	165895,41	100238,92	33412,97	0,00	<b>884,67</b>
35	201838,21	517985,28	420584,37	268152,86	90233,31	0,00	<b>1498,79</b>
36	530312,35	596618,93	436396,02	264248,88	88082,96	0,00	<b>1915,66</b>
37	115420,38	161902,56	156030,63	102137,49	34159,59	0,00	<b>569,65</b>
38	361331,94	273754,44	195838,41	117907,40	39836,62	0,00	<b>988,67</b>
39	148502,65	512844,62	444570,79	294558,69	99575,11	0,00	<b>1500,05</b>
40	503691,18	662292,44	483768,61	295243,40	98414,47	0,00	<b>2043,41</b>

- $\varphi_{i,\theta}$  es un coeficiente de reducción dependiente del efecto de las tensiones térmicas<sup>12</sup>
- $I_{i,\theta}$  es el momento de inercia del material  $i$ , respecto del eje  $y$  o  $z$  de la sección mixta
- $E_{a,\theta}$  es el módulo de elasticidad del acero estructural en situación de incendio
- $E_{s,\theta}$  es el módulo de elasticidad del acero de las armaduras en situación de incendio
- $E_{c,sec,\theta}$  es el valor característico del módulo secante del hormigón en situación de incendio, dado por el cociente entre  $f_{c,\theta}$  y  $\epsilon_{cu,\theta}$

Así, por una parte, los momentos de inercia para cada uno de los componentes y capas de la sección mixta,  $I_{i,\theta}$ , de esta ecuación son los definidos en la Tabla 6.2. Por otra, el módulo de elasticidad del acero estructural y del acero de las armaduras en situación de incendio,  $E_{a,\theta}$  y  $E_{s,\theta}$ , respectivamente, se determinan a partir del coeficiente de reducción para el módulo de elasticidad del acero estructural,  $k_{E,\theta}$ , definido en la Tabla 6.3, interpolando linealmente de acuerdo con el correspondiente campo de temperaturas de la Tabla 6.1 y del módulo de elasticidad del acero del tubo estructural,  $E_a$ , y en su caso de las armaduras,  $E_s$ , definidos en el capítulo 4. Finalmente, el valor característico del módulo secante de cada una de las capas del núcleo de hormigón en situación de incendio,  $E_{c,sec,\theta}$ , se calcula como el cociente entre el valor característico de su resistencia a compresión en situación de incendio,  $f_{c,\theta}$ , y su correspondiente deformación unitaria,  $\epsilon_{cu,\theta}$ , definida en la Tabla 6.4, mediante interpolación lineal según el campo de temperaturas. Los valores de la rigidez eficaz a flexión en situación de incendio de la sección transversal de cada uno de los pilares evaluados,  $(EI)_{fi,eff}$ , se resumen en la última columna de la Tabla 6.6.

A continuación, se determina la carga de pandeo de Euler o carga crítica elástica en situación de incendio de acuerdo con la siguiente expresión:

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff}}{\ell_{\theta}^2} \quad (6.4)$$

---

<sup>12</sup> En ausencia de valores predefinidos en el Eurocódigo 4 (CEN, 2005c) para los coeficientes de reducción dependientes del efecto de las tensiones térmicas en pilares CFT, Lennon, Moore, Wang y Bailey (2007) proponen adoptar en la práctica un valor igual a la unidad, lo que equivale a rechazar el efecto de las tensiones térmicas.

Tabla 6.6. Rigidez eficaz a flexión de la sección transversal en situación de incendio ( $\times 10^6$ , en N·mm<sup>2</sup>)

Caso Nº	(EI) <sub>n,eff,a</sub> (A)	(EI) <sub>n,eff,c</sub> (B)	(EI) <sub>n,eff,c</sub> (C)	(EI) <sub>n,eff,c</sub> (D)	(EI) <sub>n,eff,c</sub> (E)	(EI) <sub>n,eff,s</sub> (S)	(EI) <sub>n,eff</sub>
1	-	-	-	-	-	-	-
2	467152	78060	39643	11202	764	0	<b>596820</b>
3	139773	26364	21435	7233	572	0	<b>195376</b>
4	281853	85632	33550	8070	553	0	<b>409659</b>
5	828165	110119	51597	14978	1078	0	<b>1005937</b>
6	148159	36980	37562	15084	1125	0	<b>238910</b>
7	884784	157476	87442	26489	1861	0	<b>1158052</b>
8	184589	25048	15984	5467	434	62694	<b>294215</b>
9	173939	38247	27143	8278	562	69184	<b>317354</b>
10	1182079	89838	42339	13233	1026	76468	<b>1404983</b>
11	121802	6361	6972	6180	548	23073	<b>164937</b>
12	377697	58876	67934	26160	1959	68628	<b>601255</b>
13	145763	60712	25329	7766	566	0	<b>240137</b>
14	220797	45396	20752	5703	452	0	<b>293100</b>
15	146562	60594	56697	19147	1401	0	<b>284401</b>
16	745810	188343	100707	30962	2608	0	<b>1068429</b>
17	215827	97766	39778	9682	653	0	<b>363704</b>
18	537438	108413	49421	14378	1128	0	<b>710778</b>
19	156546	126523	59621	17041	1186	0	<b>360916</b>
20	1039200	203663	103936	31480	2308	0	<b>1380586</b>
21	184589	28597	25096	7973	536	0	<b>246791</b>
22	297827	87838	38829	9765	656	0	<b>434916</b>
23	200208	101450	58061	18031	1283	0	<b>379033</b>
24	537438	252767	115227	33523	2631	0	<b>941585</b>
25	149357	26303	18888	7589	629	57435	<b>260202</b>
26	204468	119443	46772	11403	791	74741	<b>457618</b>
27	150156	40000	36220	13936	1112	54161	<b>295585</b>
28	470347	91325	50987	16242	1142	59023	<b>689064</b>
29	148159	62278	25507	7921	592	67061	<b>311518</b>
30	444788	133554	52119	12661	891	77490	<b>721502</b>
31	145763	88872	49905	16421	1234	59201	<b>361397</b>
32	586247	199315	109047	34214	2445	75277	<b>1006545</b>
33	168970	40314	23859	7571	543	0	<b>241258</b>
34	409645	108409	43240	11434	837	0	<b>573566</b>
35	217247	128939	75706	22714	1618	0	<b>446224</b>
36	673749	253260	112049	32137	2315	0	<b>1073511</b>
37	168970	26332	26847	8941	610	0	<b>231700</b>
38	447983	124974	46947	11117	825	0	<b>631846</b>
39	190268	96092	71887	23156	1693	0	<b>383096</b>
40	658308	270919	117804	32765	2290	0	<b>1082086</b>

donde:

- $\ell_{\theta}$  es la longitud de pandeo del pilar en situación de incendio, de acuerdo con la Figura 6.1

De este modo, la longitud de pandeo del pilar en situación de incendio,  $\ell_{\theta}$ , adopta un valor de  $1,0 \cdot L$  para los pilares con ambos extremos articulados (P-P) y de  $0,7 \cdot L$  para los pilares con el extremo superior articulado y el extremo inferior empotrado (P-F), siendo  $L$  la longitud total del pilar, esto es, 3180 mm.

Finalmente, se calcula la esbeltez relativa en situación de incendio de acuerdo con esta ecuación:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,R}}{N_{fi,cr}}} \quad (6.5)$$

donde:

- $N_{fi,pl,R}$  es el valor de  $N_{fi,pl,Rd}$  cuando los factores  $\gamma_{M,fi,a}$ ,  $\gamma_{M,fi,s}$  y  $\gamma_{M,fi,c}$  adoptan el valor 1,0

Por tanto, tal como se ha indicado anteriormente, el coeficiente de reducción  $\chi$  se determina en el apartado 6.3.1.2 del Eurocódigo 3, EN 1993-1-1 (CEN, 2005a), para la curva “c” de pandeo, de acuerdo con la siguiente expresión (representada en la Figura 6.4):

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \quad , \quad \text{siendo } \chi \leq 1,0 \quad (6.6)$$

donde el parámetro  $\Phi$  se determina del siguiente modo:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{\theta} - 0,2) + \bar{\lambda}_{\theta}] \quad (6.7)$$

siendo:

- $\alpha$  un coeficiente de imperfección, que para la curva “c” de pandeo adopta el valor 0,49

Los valores así determinados del coeficiente de reducción,  $\chi$ , se recogen en la última columna de la Tabla 6.7.

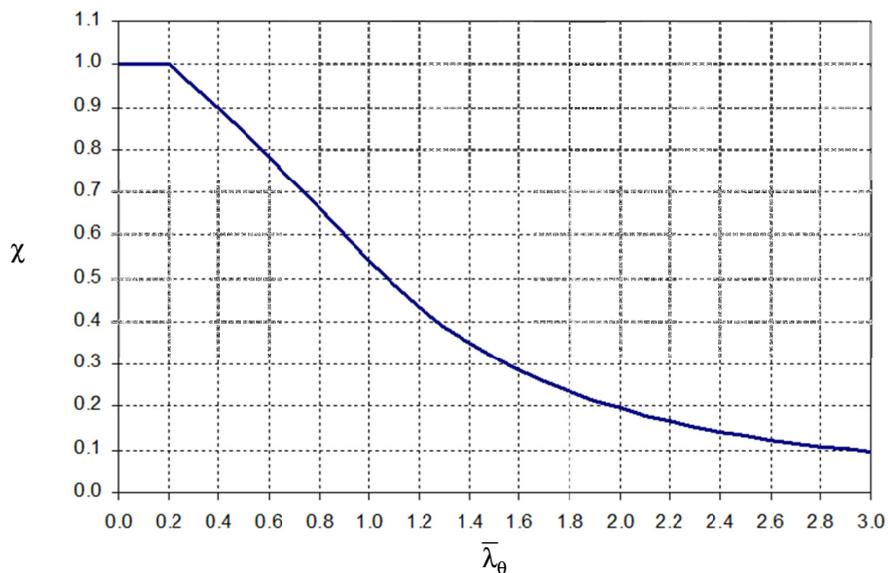


Figura 6.4. Curva “c” de pandeo (CEN, 2005a)

A falta de un método de cálculo para el caso de cargas excéntricas en el modelo general del apartado 4.3.5.1 del Eurocódigo 4, EN 1994-1-2 (CEN, 2005c), válido exclusivamente para cargas centradas, se emplea la propuesta del apartado H.4 de su Anexo H, válido para el caso en que, en situación de incendio, la excentricidad de la carga,  $\delta$ , no supere 0,5 veces el diámetro,  $D$ , de la sección transversal circular del pilar.

Así, para una determinada excentricidad de la carga se obtendrá un valor de la carga axial de pandeo del pilar a partir de la correspondiente carga centrada, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$N_{fi,Rd} = \varphi_s \cdot \varphi_\delta \cdot \chi \cdot N_{fi,pl,Rd} \quad (6.8)$$

donde:

- $\varphi_s$  es un coeficiente de corrección en función de la cuantía de armadura de refuerzo, tomado de la Figura H.1 del Eurocódigo 4 (Figura 6.5)

Tabla 6.7. Coeficiente de reducción según la curva “c” de pandeo

Caso N°	Identificación	$N_{fi,cr}$ [kN]	$\bar{\lambda}_\theta$	$\Phi$	$\chi$
1	C159-6-3-0-0-20-P-P	-	-	-	-
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	582,49	1,24	1,52	<b>0,42</b>
3	C159-6-3-30-0-20	389,15	1,19	1,45	<b>0,44</b>
4	C159-6-3-30-0-40	815,97	0,95	1,13	<b>0,57</b>
5	C159-6-3-30-0-60	2003,64	0,77	0,94	<b>0,68</b>
6	C159-6-3-90-0-20	475,87	1,43	1,83	<b>0,34</b>
7	C159-6-3-90-0-40	2306,63	0,88	1,05	<b>0,61</b>
8	RC159-6-3-30-0-20	586,02	1,11	1,34	<b>0,48</b>
9	RC159-6-3-30-0-40	632,11	1,14	1,37	<b>0,47</b>
10	RC159-6-3-30-0-60	2798,47	0,78	0,95	<b>0,68</b>
11	RC159-6-3-90-0-20	328,53	1,37	1,73	<b>0,36</b>
12	RC159-6-3-90-0-40	1197,59	1,17	1,43	<b>0,45</b>
13	FC159-6-3-30-0-20	478,31	1,05	1,26	<b>0,51</b>
14	FC159-6-3-30-0-40	583,80	1,01	1,21	<b>0,53</b>
15	FC159-6-3-90-0-20	566,47	1,51	1,96	<b>0,31</b>
16	FC159-6-3-90-0-40	2128,12	0,97	1,16	<b>0,56</b>
17	C159-6-3-30-20-20	724,43	1,04	1,24	<b>0,52</b>
18	C159-6-3-30-20-40	1415,74	0,89	1,07	<b>0,60</b>
19	C159-6-3-90-20-20	718,88	1,29	1,60	<b>0,39</b>
20	C159-6-3-90-20-40	2749,88	0,85	1,02	<b>0,63</b>
21	C159-6-3-30-50-20	491,56	1,09	1,31	<b>0,49</b>
22	C159-6-3-30-50-40	866,27	1,02	1,22	<b>0,53</b>
23	C159-6-3-90-50-20	754,96	1,32	1,65	<b>0,38</b>
24	C159-6-3-90-50-40	1875,46	1,06	1,27	<b>0,51</b>
25	RC159-6-3-30-20-20	518,28	1,27	1,57	<b>0,40</b>
26	RC159-6-3-30-20-40	911,49	1,10	1,32	<b>0,49</b>
27	RC159-6-3-90-20-20	588,75	1,54	2,02	<b>0,30</b>
28	RC159-6-3-90-20-40	1372,49	1,19	1,46	<b>0,44</b>
29	RC159-6-3-30-50-20	620,49	1,15	1,40	<b>0,46</b>
30	RC159-6-3-30-50-40	1437,10	0,97	1,15	<b>0,56</b>
31	RC159-6-3-90-50-20	719,84	1,47	1,89	<b>0,32</b>
32	RC159-6-3-90-50-40	2004,85	1,04	1,24	<b>0,52</b>
33	FC159-6-3-30-20-20	480,54	1,12	1,35	<b>0,48</b>
34	FC159-6-3-30-20-40	1142,44	0,88	1,05	<b>0,61</b>
35	FC159-6-3-90-20-20	888,80	1,30	1,61	<b>0,39</b>
36	FC159-6-3-90-20-40	2138,24	0,95	1,13	<b>0,57</b>
37	FC159-6-3-30-50-20	461,50	1,11	1,34	<b>0,48</b>
38	FC159-6-3-30-50-40	1258,52	0,89	1,06	<b>0,61</b>
39	FC159-6-3-90-50-20	763,06	1,40	1,78	<b>0,35</b>
40	FC159-6-3-90-50-40	2155,32	0,97	1,16	<b>0,56</b>

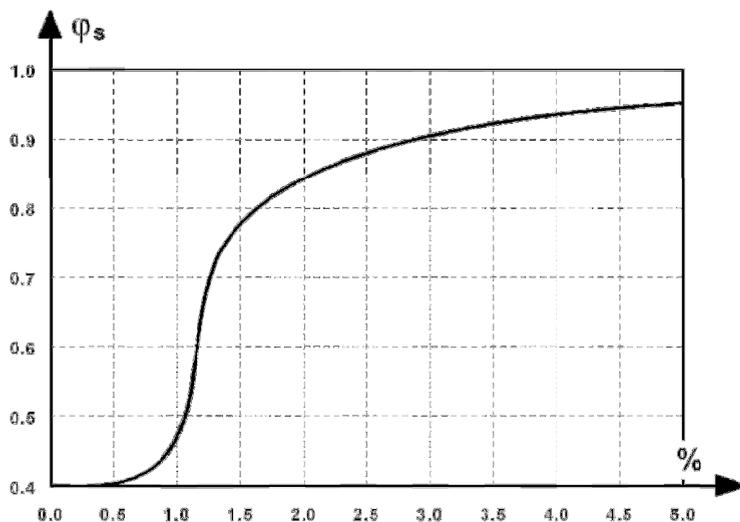


Figura 6.5. Coeficiente de corrección  $\varphi_s$  en función de la cuantía de armadura de refuerzo (CEN, 2005c)

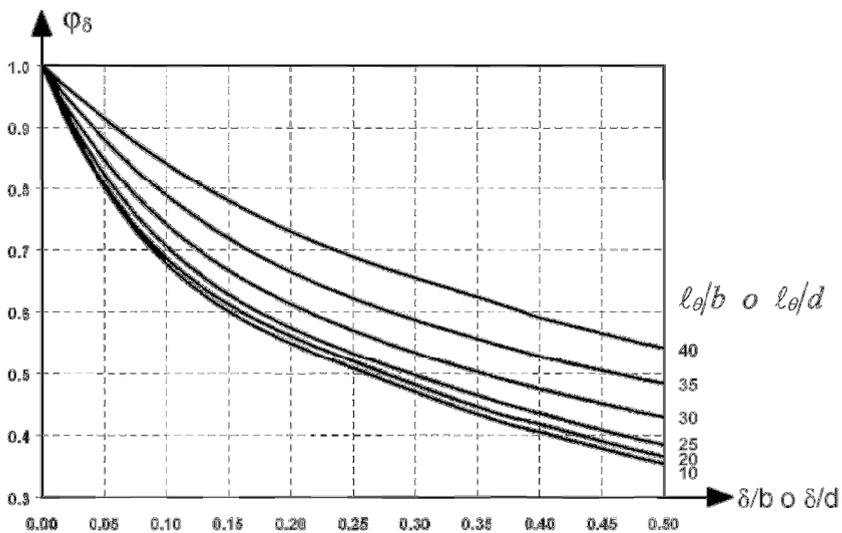


Figura 6.6. Coeficiente de corrección  $\varphi_\delta$  en función de la excentricidad (CEN, 2005c)

- $\varphi_s$  es un coeficiente de corrección en función de la excentricidad de la carga, tomado de la Figura H.2 del Eurocódigo 4 (Figura 6.6)

Por tanto, para el caso de los pilares 17 a 40 de la campaña experimental considerada en este documento, sometidos a cargas excéntricas, se determina, por una parte, y de acuerdo con la Figura 6.5, el coeficiente de corrección,  $\varphi_s$ , en función de la cuantía de armadura de refuerzo,  $\rho_s$ . Así, este coeficiente,  $\varphi_s$ , tiene un valor de 0,89 para los pilares RC y de 0,40 para los pilares C y FC. Por otra parte, la Figura 6.6 permite determinar el valor del coeficiente de corrección en función de la excentricidad de la carga,  $\varphi_s$ , a partir del cociente entre la longitud de pandeo del pilar en situación de incendio y su diámetro exterior,  $l_0/D$  (con un valor igual a 14,00), y del cociente entre la excentricidad de la carga y el diámetro exterior del pilar,  $e/D$  (con un valor de 0,13 para los pilares con una excentricidad de 20 mm y de 0,31 para los de 50 mm). Por tanto, el coeficiente,  $\varphi_s$ , tiene un valor de 0,63 para los pilares sometidos a cargas excéntricas de 20 mm y de 0,47 para aquellos cuya excentricidad sea de 50 mm.

El valor de cálculo de la carga axil de pandeo,  $N_{fi,Rd}$ , determinado de acuerdo con la ecuación (6.1) para los pilares sometidos a cargas centradas y con la ecuación (6.8) para las excéntricas se resume en la Tabla 6.8.

Una vez determinado el valor de cálculo de la carga axil de pandeo del pilar en situación de incendio, se debe comprobar que la sollicitación a la que está sometido el pilar no supera dicho valor:

$$N_{fi,Sd} \leq N_{fi,Rd} \quad (6.9)$$

siendo:

- $N_{fi,Sd}$  Valor de cálculo de la carga axil del pilar en situación de incendio

Por tanto, seguidamente se van a comparar los resultados experimentales de los ensayos con las predicciones del modelo general de cálculo simplificado del Eurocódigo 4 (CEN 2005c) determinadas anteriormente. Así, salvo para el caso 1 correspondiente a un pilar sin relleno de hormigón, la Tabla 6.8 compara la sollicitación a la que se someten cada uno de los pilares ensayados,  $N_{TEST}$ , con el valor de cálculo de la carga axil de pandeo de dicho pilar en situación de incendio, de acuerdo con el Eurocódigo 4,  $N_{fi,Rd} (EC4)$ , en el instante en que se produce su colapso. El error se evalúa como el cociente entre la carga de ensayo y la predicción del Eurocódigo 4.

Tabla 6.8. Comparación de la carga axial de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y modelo general del Eurocódigo 4 ( $N_{fi,Rd(EC4)}$ )

Caso N°	Identificación	$N_{TEST}$ [kN]	$N_{fi,Rd(EC4)}$ [kN]	$N_{TEST} / N_{fi,Rd(EC4)}$
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	337,6	371,17	0,91
3	C159-6-3-30-0-20	198,0	241,26	0,82
4	C159-6-3-30-0-40	396,0	418,10	0,95
5	C159-6-3-30-0-60	594,0	811,08	0,73
6	C159-6-3-90-0-20	335,0	329,34	1,02
7	C159-6-3-90-0-40	670,0	1090,12	0,61
8	RC159-6-3-30-0-20	229,0	346,04	0,66
9	RC159-6-3-30-0-40	458,0	379,71	1,21
10	RC159-6-3-30-0-60	687,0	1147,78	0,60
11	RC159-6-3-90-0-20	343,0	222,64	1,54
12	RC159-6-3-90-0-40	720,0	736,19	0,98
13	FC159-6-3-30-0-20	198,0	270,61	0,73
14	FC159-6-3-30-0-40	396,0	319,29	1,24
15	FC159-6-3-90-0-20	335,0	401,82	0,83
16	FC159-6-3-90-0-40	670,0	1115,40	0,60
17	C159-6-3-30-20-20	169,0	102,32	1,65
18	C159-6-3-30-20-40	338,0	172,68	1,96
19	C159-6-3-90-20-20	272,0	119,11	2,28
20	C159-6-3-90-20-40	544,0	317,87	1,71
21	C159-6-3-30-50-20	126,4	53,46	2,36
22	C159-6-3-30-50-40	252,8	89,39	2,83
23	C159-6-3-90-50-20	194,0	93,99	2,06
24	C159-6-3-90-50-40	388,0	199,44	1,95
25	RC159-6-3-30-20-20	180,0	188,90	0,95
26	RC159-6-3-30-20-40	360,0	300,24	1,20
27	RC159-6-3-90-20-20	263,8	237,43	1,11
28	RC159-6-3-90-20-40	527,7	481,01	1,10
29	RC159-6-3-30-50-20	140,0	157,20	0,89
30	RC159-6-3-30-50-40	279,9	313,37	0,89
31	RC159-6-3-90-50-20	203,7	210,61	0,97
32	RC159-6-3-90-50-40	407,4	467,34	0,87
33	FC159-6-3-30-20-20	168,6	72,12	2,34
34	FC159-6-3-30-20-40	337,3	137,02	2,46
35	FC159-6-3-90-20-20	272,0	147,66	1,84
36	FC159-6-3-90-20-40	544,0	277,00	1,96
37	FC159-6-3-30-50-20	126,4	51,13	2,47
38	FC159-6-3-30-50-40	252,8	112,82	2,24
39	FC159-6-3-90-50-20	193,9	98,06	1,98
40	FC159-6-3-90-50-40	387,8	212,89	1,82
<b>Media</b>				<b>1,42</b>
<b>Desv. típica</b>				<b>0,65</b>

Por otra parte, la Tabla 6.9 resume el valor medio y la desviación típica del error determinado para pilares sometidos a cargas centradas (0 mm) y cargas excéntricas (20 o 50 mm), realizando diferentes agrupaciones según determinadas variables de diseño del programa experimental, fundamentalmente, la resistencia a compresión del hormigón de relleno (resistencia normal, NSC, o alta resistencia, HSC) y el tipo de refuerzo de dicho hormigón (sin refuerzo, C, reforzado con armaduras de acero, RC, o reforzado con fibras de acero, FC).

*Tabla 6.9. Valor medio y desviación típica de los errores entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y el modelo general del Eurocódigo 4 ( $N_{fi,Rd}$  (EC4))*

<b>Excentricidad carga</b>	<b>Grupo</b>	<b>Tipo de pilar</b>	<b>Media</b>	<b>Desv. típica</b>
<i>Centrados</i>	<b>1</b>	<b>Todos</b>	<b>0,90</b>	<b>0,27</b>
	2	NSC	0,87	0,23
	3	HSC	0,93	0,35
	4	RC	1,00	0,39
	5	C/FC	0,84	0,19
	6	NSC y RC	0,82	0,33
	7	NSC y C/FC	0,90	0,19
	8	HSC y RC	1,26	0,40
	9	HSC y C/FC	0,77	0,20
<i>Excéntricos</i>	<b>10</b>	<b>Todos</b>	<b>1,75</b>	<b>0,60</b>
	11	NSC	1,85	0,71
	12	HSC	1,64	0,49
	13	RC	1,00	0,12
	14	C/FC	2,12	0,32
	15	$e = 20$ mm	1,71	0,52
	16	$e = 50$ mm	1,78	0,70
	17	NSC y RC	0,98	0,15
	18	NSC y C/FC	2,29	0,35
	19	HSC y RC	1,01	0,11
	20	HSC y C/FC	1,95	0,17
	21	NSC y $e = 20$ mm	1,76	0,61
	22	NSC y $e = 50$ mm	1,95	0,84
	23	HSC y $e = 20$ mm	1,67	0,48
	24	HSC y $e = 50$ mm	1,61	0,54
	25	RC y $e = 20$ mm	1,09	0,10
	26	RC y $e = 50$ mm	0,91	0,04
	27	C/FC y $e = 20$ mm	2,03	0,30
	28	C/FC y $e = 50$ mm	2,21	0,33

Estas agrupaciones de acuerdo con las variables de diseño consideradas se utilizan también para representar gráficamente la comparación entre la carga aplicada sobre cada uno de los pilares ensayados y el valor de cálculo de la carga axil de pandeo de dicho pilar de acuerdo con el modelo general del Eurocódigo 4. Así, la Figura 6.7 y la Figura 6.8 representan todos los casos analizados para pilares sometidos a cargas centradas y excéntricas, respectivamente. Las Figuras 6.9 a 6.13, desglosan todos estos casos en función de las agrupaciones consideradas.

Las conclusiones que se desprenden del análisis de estas figuras se distinguen en función de si se trata de pilares sometidos a cargas centradas o excéntricas:

1. Pilares sometidos a cargas centradas:

A la vista de las Tablas 6.8 y 6.9 y de las Figuras 6.7, 6.9 y 6.10 puede deducirse que el método general del modelo de cálculo simplificado propuesto en el apartado 4.3.5.1 del Eurocódigo 4, EN 1994-1-2 (CEN, 2005c), proporciona resultados inseguros para pilares tubulares sometidos a cargas centradas, tanto rellenos de hormigón de resistencia normal (NSC) como de alta resistencia (HSC), presentando un error medio de 0,90 y una alta dispersión de resultados (0,27), lo que viene a demostrar que este código no proporciona resultados precisos para pilares esbeltos sometidos a cargas centradas cuando se considera un valor igual a la unidad para los coeficientes de reducción dependientes del efecto de las tensiones térmicas,  $\varphi_{i,\theta}$ . Así lo confirman las líneas de tendencia de la Figura 6.7 que se presentan, fundamentalmente, en la zona de inseguridad y desviadas de los valores de referencia.

Este resultado confirma las deducciones de investigaciones previas llevadas a cabo por Espinós et al. (2010, 2011, 2012, 2013), quienes concluyeron que el modelo de cálculo simplificado del Eurocódigo 4 aplicado a pilares sometidos a cargas centradas proporciona valores de cálculo de la carga axil de pandeo inseguros cuando su esbeltez relativa es superior a 0,4.

Por tanto, de acuerdo con Espinós (2012), parece evidente que, el hecho de rechazar el efecto de las tensiones térmicas en el cálculo de la rigidez eficaz a flexión al aplicar este modelo de cálculo a pilares CFT, supone una importante desviación con respecto a su comportamiento real frente al colapso por pandeo global a elevadas temperaturas. Así, deberían proponerse unos valores adecuados para los coeficientes de reducción dependientes del efecto de las tensiones térmicas,  $\varphi_{i,\theta}$ , para poder aplicar este modelo del Eurocódigo 4 a pilares esbeltos CFT sometidos a cargas centradas.

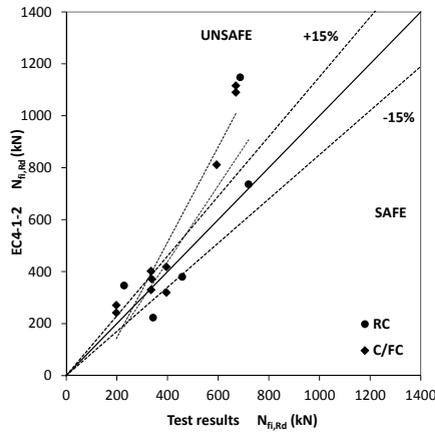


Figura 6.7. Comparación de la carga axial de pandeo de los pilares sometidos a cargas centradas en el instante del colapso entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4 (grupo 1)

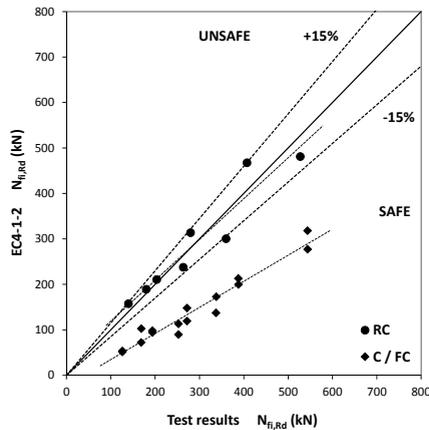


Figura 6.8. Comparación de la carga axial de pandeo de los pilares sometidos a cargas excéntricas en el instante del colapso entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4 (grupo 10)

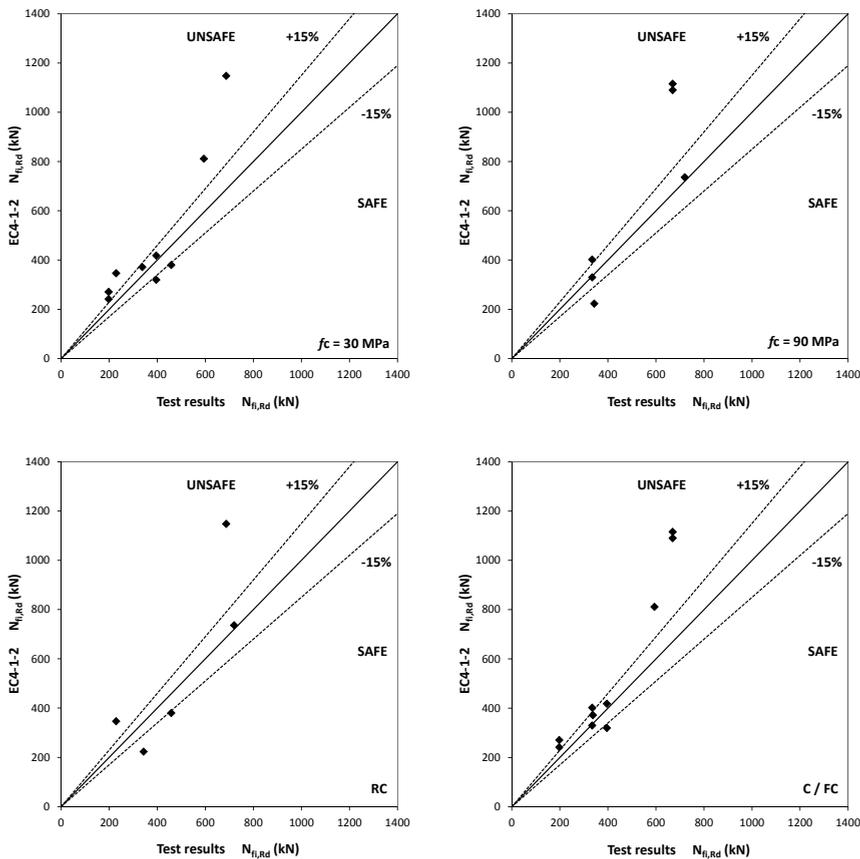


Figura 6.9. Comparación de la carga axial de pandeo entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4. Cargas centradas (grupos 2 a 5)

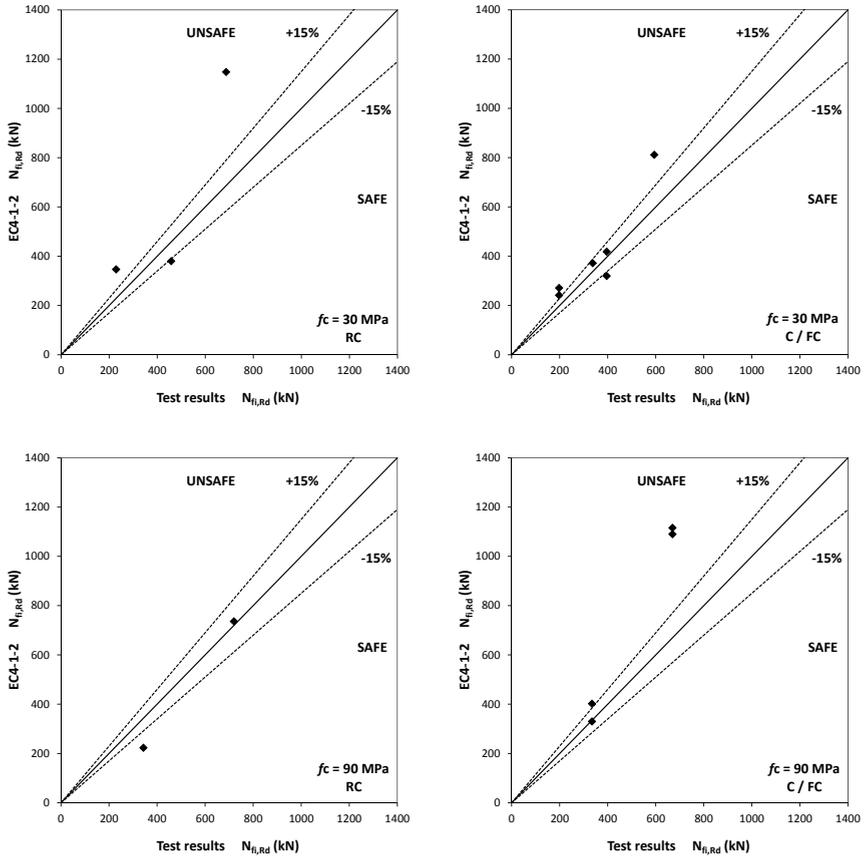


Figura 6.10. Comparación de la carga axial de pandeo entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4. Cargas centradas (grupos 6 a 9)

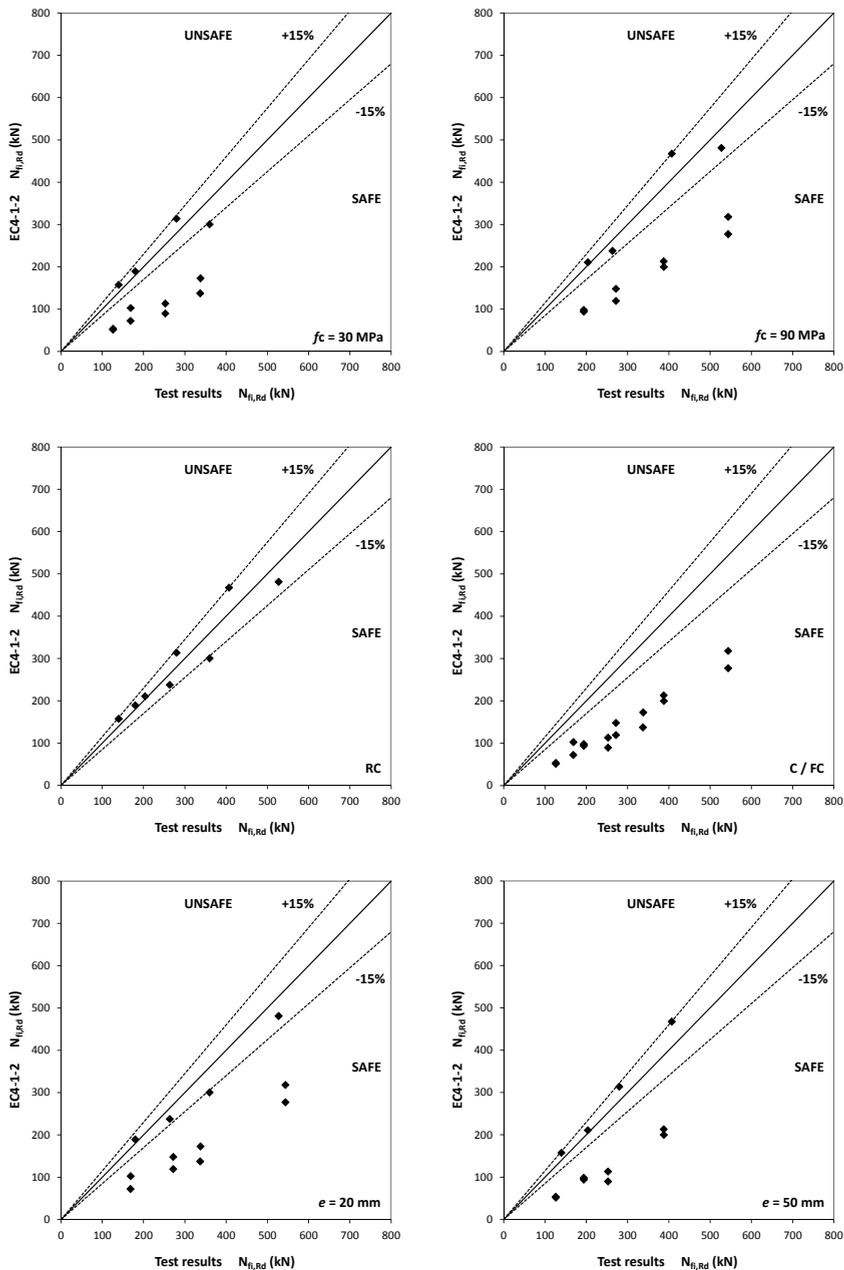


Figura 6.11. Comparación de la carga axial de pandeo entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4. Cargas excéntricas (grupos 11 a 16)

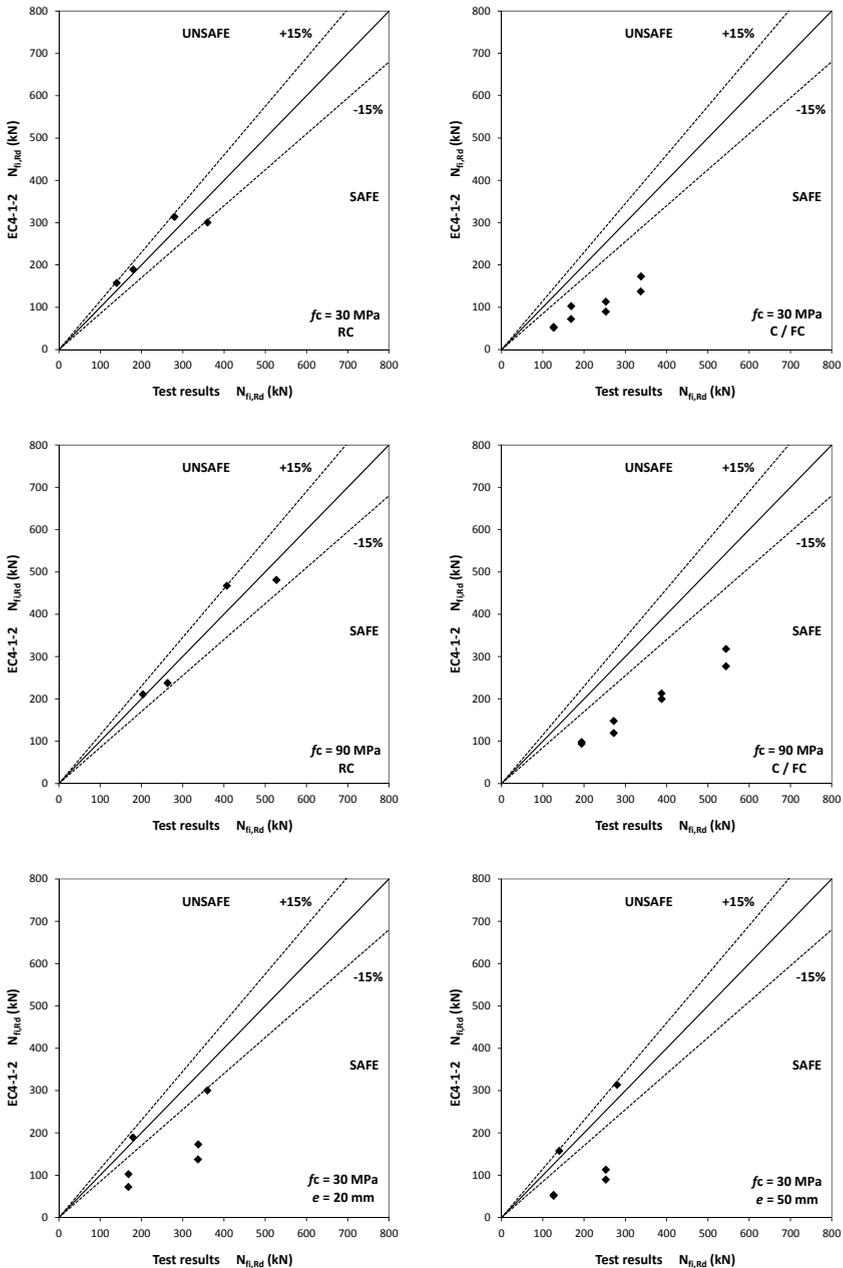


Figura 6.12. Comparación de la carga axial de pandeo entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4. Cargas excéntricas (grupos 17 a 22)

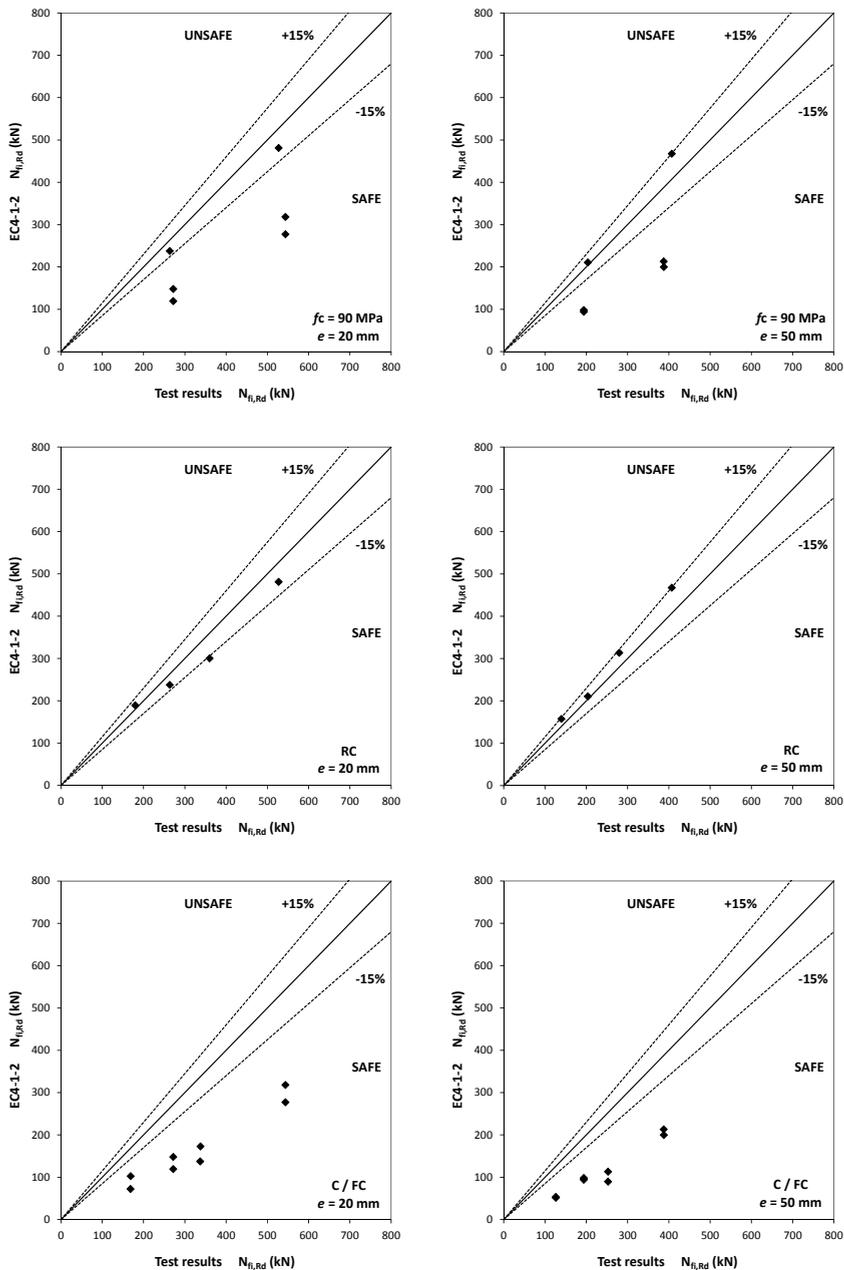


Figura 6.13. Comparación de la carga axial de pandeo entre los ensayos y el modelo general del Eurocódigo 4. Cargas excéntricas (grupos 23 a 28)

## 2. Pilares sometidos a cargas excéntricas:

Con respecto a los pilares sometidos a cargas excéntricas, además de las Tablas 6.8 y 6.9, las Figuras 6.8, 6.11, 6.12 y 6.13 resumen gráficamente el comportamiento experimental de los pilares analizados en el presente trabajo con respecto a las predicciones que para los mismos hace el modelo general de cálculo simplificado del Eurocódigo 4. A diferencia de lo que ocurre con los pilares sometidos a cargas centradas, este modelo proporciona, en general, resultados seguros para los pilares sometidos a cargas excéntricas, con un error medio de 1,75 aunque una elevada dispersión (0,60).

Sin embargo, estos valores de dispersión se reducen drásticamente si, tal como propone Moliner et al. (2013), se analizan los casos sometidos a cargas excéntricas desglosándolos en dos categorías: por una parte los pilares rellenos de hormigón reforzado con armaduras de acero (RC) y, por otra, los que no utilizan este tipo de refuerzo (C y FC) (ver Figura 6.8). En estas condiciones, el valor medio del error es de 1,00 con una dispersión de 0,12 para los pilares RC, y de 2,12 con una dispersión de 0,32 para los pilares C y FC.

Este análisis permite concluir, por una parte, que el modelo general de cálculo simplificado del Eurocódigo 4 es muy preciso para pilares esbeltos CFT reforzados con armaduras de acero y sometidos a cargas excéntricas, como así lo confirma la línea de tendencia de la Figura 6.8.

Por otra parte, a pesar de que este modelo proporciona predicciones seguras en el caso de pilares esbeltos CFT no reforzados con armaduras de acero sometidos a cargas excéntricas, resulta excesivamente conservador, con un factor de seguridad medio superior a 2.

Por tanto, en general, puede concluirse que para el caso de pilares esbeltos CFT sometidos a cargas excéntricas la propuesta del método general del Eurocódigo 4 proporciona resultados seguros. Así, si bien este modelo permite obtener predicciones muy precisas para pilares rellenos de hormigón reforzado con armaduras de acero, debería mejorarse para otros tipos de hormigón, tales como hormigón en masa y hormigón reforzado con fibras de acero.

### *6.1.3. Modelo de cálculo simplificado del Anexo H del Eurocódigo 4*

El Anexo H del Eurocódigo 4 (CEN 2005c), cuyo carácter es meramente informativo y no normativo, propone un modelo de cálculo simplificado específico para evaluar la resistencia al fuego de pilares CFT en situación de incendio, basado

en los métodos desarrollados por Guiaux y Janss (1970) para perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón a temperatura ambiente. Este modelo establece que el valor de cálculo de la carga axil de pandeo,  $N_{fi,Rd}$ , puede obtenerse a partir de la siguiente ecuación de equilibrio:

$$N_{fi,Rd}(\epsilon) = N_{fi,cr}(\epsilon) = N_{fi,pl,Rd}(\epsilon) \quad (6.10)$$

donde las variables  $N_{fi,Rd}(\epsilon)$ ,  $N_{fi,cr}(\epsilon)$  y  $N_{fi,pl,Rd}(\epsilon)$  han sido definidas en el apartado 6.1. No obstante, en este método, estas variables están referidas a una determinada deformación axial del pilar,  $\epsilon$ , y, por tanto, a una determinada distribución de tensiones en la sección transversal, debiendo ser evaluadas mediante un proceso iterativo hasta alcanzar el equilibrio.

Este proceso se basa en incrementar, paso a paso, la deformación axial del pilar,  $\epsilon$ , evaluando la carga de pandeo de Euler determinada,  $N_{fi,cr}$ , y el valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil en situación de incendio,  $N_{fi,pl,Rd}$ , hasta conseguir igualar ambas variables, con la condición de que dicha deformación axial sea la misma para todos los componentes de la sección del pilar (acero, hormigón y, en su caso, acero de las armaduras de refuerzo). La Figura 6.14 ilustra este proceso.

La resistencia plástica se determina aquí de forma diferente al método general del Eurocódigo 4, como la suma del producto del área de cada uno de los componentes de la sección mixta del pilar por su tensión, determinada a partir de la relación tensión-deformación de cada material para una temperatura concreta en el nivel de deformación del pilar considerado. Del mismo modo, la carga de pandeo de Euler se calcula empleando el módulo tangente de la relación tensión-deformación de cada material para determinados valores de temperatura y deformación.

El campo de aplicación de este modelo para perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón (CFT) es el siguiente:

- Longitud de pandeo,  $l_0 \leq 4,5$  m
- Diámetro,  $D$ , de la sección transversal entre 140 y 400 mm
- Resistencia a compresión del hormigón entre C20/25 y C40/50
- Cuantía de armadura de refuerzo,  $\rho_s$ , entre 0 y 5%
- Tiempo de resistencia al fuego normalizado  $\leq 120$  min

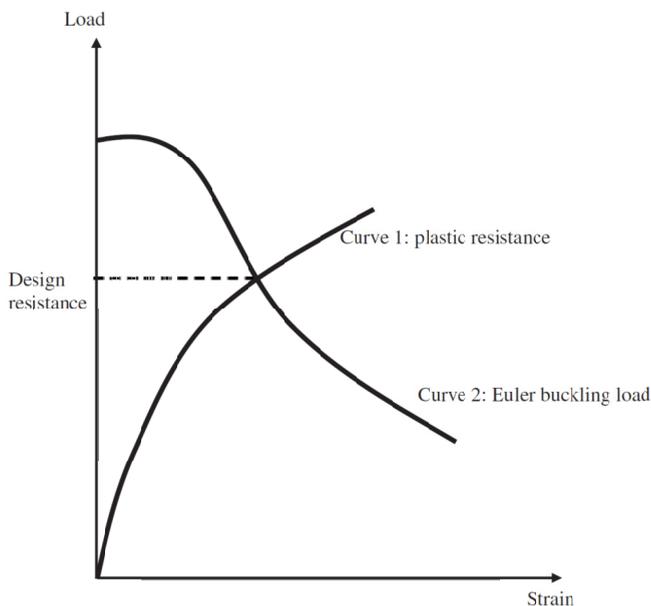


Figura 6.14. Determinación del valor de cálculo de la carga axial de pandeo a temperaturas elevadas según el Anexo H del Eurocódigo 4 (Wang, 2005)

No obstante, recientemente se ha aprobado una enmienda (CEN, 2011) al Anexo H del Eurocódigo 4 en virtud de la cual la esbeltez relativa,  $\bar{\lambda}$ , de los pilares evaluados con este anexo debe ser menor o igual a 0,5. La inclusión de esta enmienda es la consecuencia de los estudios numéricos llevados a cabo por el grupo CTICM (Renaud et al., 2004) y por Espinós et al. (2010, 2011) que revelaron importantes deficiencias del método del módulo tangente, observando que el Anexo H da lugar a cargas de pandeo a elevadas temperaturas que quedan del lado de la inseguridad cuando la esbeltez relativa del pilar a temperatura ambiente supera el valor de 0,4 (Aribert et al., 2008). Según estos autores, el método del Anexo H no tiene en consideración ni las tensiones térmicas ni los efectos de segundo orden, ambos cruciales para lograr la estabilidad del pilar. Además, debido al carácter seccional de este método, se asume la condición de que la deformación axial es la misma para todos los componentes de la sección del pilar, aproximación que claramente rechaza el efecto de la expansión longitudinal diferencial entre el tubo de

acero y el núcleo de hormigón, asumiendo que tiene lugar un pandeo global. Todos estos factores dan lugar a importantes desviaciones con respecto al comportamiento real de los pilares CFT.

Así, los parámetros de los pilares ensayados en el presente trabajo que definen la aplicabilidad del modelo son los siguientes:

- Longitud de pandeo,  $l_0$ : 3,180 m (casos 1 y 2); 2,226 m (casos 3 a 40)
- Diámetro exterior del pilar,  $D$ : 159 mm
- Resistencia a compresión del hormigón,  $f_c$ : entre 23,90 y 98,32 MPa
- Cuantía de armadura de refuerzo,  $\rho_s$ : 2,67% (pilares de tipo RC)
- Resistencia al fuego (FRR): entre 10,77 y 63,93 min

Por tanto, se satisfacen todos los parámetros definidos en el campo de aplicación para poder utilizar este método de cálculo, salvo el referente a la resistencia a compresión del hormigón, que debería estar entre C20/25 y C40/50. Así, sólo los pilares rellenos de hormigón con una resistencia a compresión en probeta cilíndrica inferior a 40 MPa podrían considerarse con este modelo, lo que excluiría a los pilares rellenos de hormigón de alta resistencia (HSC) ensayados. No obstante, en este trabajo se aplicará también el modelo de cálculo simplificado a los pilares HSC con el fin de verificar su validez para estos rangos de resistencia a compresión del hormigón.

Por otra parte, a pesar de que los pilares considerados en este trabajo superan el valor de 0,5 para la esbeltez relativa, con lo que, de acuerdo con la enmienda citada anteriormente, no les sería de aplicación el Anexo H del Eurocódigo 4, se comparan igualmente sus predicciones para determinar el valor de cálculo de la carga axil de pandeo,  $N_{fi,Rd}$ , a partir del mismo campo de temperaturas en la sección transversal mixta en el instante del colapso de los pilares (ver Tabla 6.1) con los resultados obtenidos en la campaña experimental. La Tabla 6.10 resume los valores de esta comparación.

Asimismo, en la Tabla 6.11 se resumen el valor medio y la desviación típica del error entre los resultados experimentales y las predicciones, según las mismas agrupaciones de pilares que las realizadas para el método general del Eurocódigo 4, descritas en el apartado anterior. La representación gráfica de estos resultados se muestra en la Figura 6.15 para los pilares sometidos a cargas centradas y en la Figura 6.16 para los sometidos a cargas excéntricas.

Tabla 6.10. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y el Anexo H del Eurocódigo 4 ( $N_{fi,Rd}(EC4-H)$ )

Caso Nº	Identificación	$N_{TEST}$ [kN]	$N_{fi,Rd}(EC4-H)$ [kN]	$N_{TEST} / N_{fi,Rd}(EC4-H)$
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	337,6	380,55	0,89
3	C159-6-3-30-0-20	198,0	202,65	0,98
4	C159-6-3-30-0-40	396,0	456,11	0,87
5	C159-6-3-30-0-60	594,0	766,47	0,77
6	C159-6-3-90-0-20	335,0	317,23	1,06
7	C159-6-3-90-0-40	670,0	1068,98	0,63
8	RC159-6-3-30-0-20	229,0	277,47	0,83
9	RC159-6-3-30-0-40	458,0	329,32	1,39
10	RC159-6-3-30-0-60	687,0	972,60	0,71
11	RC159-6-3-90-0-20	343,0	168,60	2,03
12	RC159-6-3-90-0-40	720,0	703,31	1,02
13	FC159-6-3-30-0-20	198,0	297,40	0,67
14	FC159-6-3-30-0-40	396,0	312,19	1,27
15	FC159-6-3-90-0-20	335,0	448,19	0,75
16	FC159-6-3-90-0-40	670,0	1164,98	0,58
17	C159-6-3-30-20-20	169,0	121,44	1,39
18	C159-6-3-30-20-40	338,0	173,43	1,95
19	C159-6-3-90-20-20	272,0	155,61	1,75
20	C159-6-3-90-20-40	544,0	319,98	1,70
21	C159-6-3-30-50-20	126,4	49,41	2,56
22	C159-6-3-30-50-40	252,8	98,09	2,58
23	C159-6-3-90-50-20	194,0	115,27	1,68
24	C159-6-3-90-50-40	388,0	244,87	1,58
25	RC159-6-3-30-20-20	180,0	146,98	1,22
26	RC159-6-3-30-20-40	360,0	347,98	1,03
27	RC159-6-3-90-20-20	263,8	202,87	1,30
28	RC159-6-3-90-20-40	527,7	443,08	1,19
29	RC159-6-3-30-50-20	140,0	151,57	0,92
30	RC159-6-3-30-50-40	279,9	336,96	0,83
31	RC159-6-3-90-50-20	203,7	213,96	0,95
32	RC159-6-3-90-50-40	407,4	506,60	0,80
33	FC159-6-3-30-20-20	168,6	67,12	2,51
34	FC159-6-3-30-20-40	337,3	146,39	2,30
35	FC159-6-3-90-20-20	272,0	190,79	1,43
36	FC159-6-3-90-20-40	544,0	319,21	1,70
37	FC159-6-3-30-50-20	126,4	45,74	2,76
38	FC159-6-3-30-50-40	252,8	118,62	2,13
39	FC159-6-3-90-50-20	193,9	119,34	1,62
40	FC159-6-3-90-50-40	387,8	247,61	1,57
		<b>Media</b>		<b>1,38</b>
		<b>Desv. típica</b>		<b>0,61</b>

Tabla 6.11. Valor medio y desviación típica de los errores entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y el Anexo H del Eurocódigo 4 ( $N_{fi,Rd}$  (EC4-H))

Excentricidad carga	Grupo	Tipo de pilar	Media	Desv. típica
<i>Centrados</i>	<b>1</b>	<b>Todos</b>	<b>0,96</b>	<b>0,38</b>
	2	NSC	0,93	0,25
	3	HSC	1,01	0,54
	4	RC	1,20	0,54
	5	C/FC	0,84	0,21
	6	NSC y RC	0,97	0,37
	7	NSC y C/FC	0,91	0,21
	8	HSC y RC	1,53	0,71
	9	HSC y C/FC	0,75	0,22
<i>Excéntricos</i>	<b>10</b>	<b>Todos</b>	<b>1,65</b>	<b>0,58</b>
	11	NSC	1,85	0,72
	12	HSC	1,44	0,31
	13	RC	1,03	0,19
	14	C/FC	1,95	0,46
	15	$e = 20$ mm	1,62	0,45
	16	$e = 50$ mm	1,67	0,71
	17	NSC y RC	1,00	0,17
	18	NSC y C/FC	2,27	0,44
	19	HSC y RC	1,06	0,23
	20	HSC y C/FC	1,63	0,10
	21	NSC y $e = 20$ mm	1,74	0,61
	22	NSC y $e = 50$ mm	1,96	0,87
	23	HSC y $e = 20$ mm	1,51	0,24
	24	HSC y $e = 50$ mm	1,37	0,39
	25	RC y $e = 20$ mm	1,19	0,11
	26	RC y $e = 50$ mm	0,88	0,07
	27	C/FC y $e = 20$ mm	1,84	0,40
	28	C/FC y $e = 50$ mm	2,06	0,51

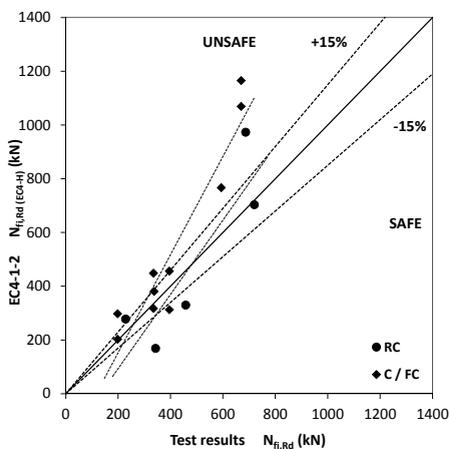


Figura 6.15. Comparación de la carga axial de pandeo de los pilares sometidos a cargas centradas en el instante del colapso entre los ensayos y el Anexo H del Eurocódigo 4 (grupo 1)

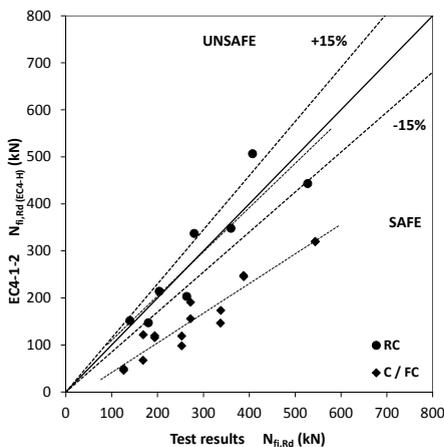


Figura 6.16. Comparación de la carga axial de pandeo de los pilares sometidos a cargas excéntricas en el instante del colapso entre los ensayos y el Anexo H del Eurocódigo 4 (grupo 10)

A la vista de los resultados obtenidos, las conclusiones que pueden desprenderse son idénticas a las formuladas para el método general del Eurocódigo 4 (cuando en este último se considera un valor igual a la unidad para los coeficientes de reducción dependientes del efecto de las tensiones térmicas,  $\phi_{i,\theta}$ ), tanto en lo referente a pilares sometidos a cargas centradas como a cargas excéntricas, pues ambos métodos presentan resultados muy parejos.

Así, en el caso de los pilares CFT sometidos a cargas centradas, los resultados son, en general, inseguros, con un error medio de 0,96 y una dispersión de 0,38, localizándose gran parte de las líneas de tendencia en la zona de inseguridad y desviadas de los valores de referencia. Por contra, para los pilares sometidos a cargas excéntricas los resultados son seguros, con un error medio de 1,65 pero una muy elevada dispersión (0,58). También en este caso, al distinguir los resultados para los pilares que están reforzados con armaduras de acero (RC) de los que no lo están (C y FC), se obtiene en el primer caso un error medio de 1,03 con una dispersión de 0,19 y en el segundo un error de 1,95 con una dispersión de 0,46, lo que también permite concluir la gran precisión del método del Anexo H para pilares esbeltos CFT reforzados con armaduras de acero y sometidos a cargas excéntricas, y las predicciones excesivamente conservadoras para los pilares no reforzados con armaduras de acero.

Por tanto, si bien parecen incuestionables las deficiencias del método de cálculo del Anexo H del Eurocódigo 4 detectadas por Renaud et al. (2004), por Aribert et al. (2008) y por Espinós et al. (2010, 2011, 2012, 2013) para el caso de pilares esbeltos CFT sometidos a cargas centradas por la inseguridad de sus predicciones, para el caso de los pilares sometidos a cargas excéntricas el método se presenta como seguro, siendo muy preciso para el caso particular de pilares rellenos de hormigón reforzado con armaduras de acero, con lo que no existe ningún inconveniente en extender su campo de aplicación a pilares CFT con una esbeltez relativa superior a 0,5 sometidos a cargas excéntricas e incluso rellenos con hormigones de alta resistencia.

#### 6.1.4. Modelo de cálculo simplificado del anexo nacional francés del Eurocódigo 4

El anexo nacional francés (AFNOR, 2007) del Eurocódigo 4 (CEN 2005c) reemplaza el Anexo H por el denominado Anexo PCRB, basado en el método general del apartado 4.3.5.1 de dicho código, descrito en el apartado 6.1 de este documento.

El campo de aplicación de este modelo para pilares CFT es el siguiente:

- Diámetro de la sección transversal (valor mínimo dependiente de la clasificación de la resistencia al fuego del pilar):

$$D \leq 610 \text{ mm}$$

$$D > 100 \text{ mm (R30; pilar sin armadura de refuerzo; cargas centradas)}$$

$$D > 150 \text{ mm (R60; pilar sin armadura de refuerzo; cargas centradas)}$$

$$D > 150 \text{ mm (R30/R60; pilar con armadura de refuerzo)}$$

$$D > 200 \text{ mm (R90/R120; pilar con armadura de refuerzo)}$$

- Excentricidad de la carga:  $0,125 \leq \delta/D \leq 1,0$
- Longitud de pandeo:  $l_0/D \leq 30$
- Tipo de hormigón: entre C20/25 y C60/75
- Cuantía de armadura de refuerzo:

$$\rho_s \leq 5\%$$

$$\rho_s > 1\% \text{ (cargas centradas)}$$

$$\rho_s > 1\% \text{ (R30/R60; } 0,125 \leq \delta/D \leq 0,5)$$

$$\rho_s > 2\% \text{ (R90/R120; } 0,125 \leq \delta/D \leq 0,5)$$

$$\rho_s > 2\% \text{ (} 0,5 \leq \delta/D \leq 1,0)$$

Una vez establecido el campo de temperaturas adecuado en la sección transversal mixta del pilar CFT después de un tiempo dado de exposición al fuego, este método propone la obtención del valor de cálculo de la carga axil de pandeo,  $N_{fi,Rd}$ , para dicho campo de temperaturas, de manera análoga al método general del Eurocódigo 4. No obstante, en el anexo nacional francés se incluyen valores específicos para los coeficientes de reducción de la rigidez eficaz a flexión de la sección transversal del pilar CFT dependientes del efecto de las tensiones térmicas, como resultado de una exhaustiva investigación paramétrica llevada a cabo en el CTICM (Renaud et al., 2004). Así, se establece un valor constante de 1,2 para el coeficiente de reducción para el hormigón,  $\varphi_{c,\theta}$ ; un valor dependiente del diámetro del tubo de acero,  $D$ , y de la clasificación de la resistencia al fuego para el coeficiente de reducción para el perfil de acero,  $\varphi_{a,\theta}$ ; y un valor dependiente del recubrimiento de hormigón para el coeficiente de reducción para las armaduras de refuerzo,  $\varphi_{s,\theta}$ , según se recoge en las tablas 2 y 3, respectivamente, de dicho anexo nacional (AFNOR, 2007).

Este método también define curvas de pandeo específicas con una discontinuidad para determinados valores de esbeltez relativa, denominada “esbeltez relativa de transición”, que adopta en el caso de pilares CFT sin armadura de refuerzo un valor de 1,00, para pilares con una clasificación de la resistencia al fuego R30, y de 1,35, para R60 (ver Figura 6.17). Para el caso de pilares con armadura de refuerzo la “esbeltez relativa de transición” se obtiene a partir de unos ábacos (AFNOR, 2007) que son función de la resistencia al fuego del pilar, de su diámetro y de la cuantía de armadura.

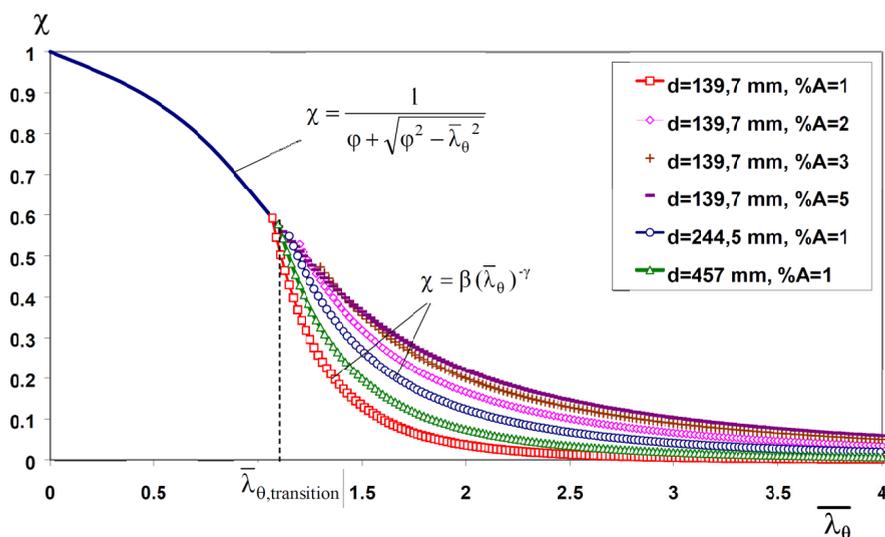


Figura 6.17. Curvas de pandeo para pilares mixtos sometidos a cargas centradas y expuestos a una curva de fuego normalizada (Renaud et al, 2004)

Antes de alcanzar el valor de transición, la curva de pandeo adopta la forma de las curvas definidas en el Eurocódigo 3, EN 1993-1-1 (CEN, 2005a), aunque con un coeficiente de imperfección,  $\alpha$ , dependiente de la resistencia al fuego del pilar. Para valores de esbeltez relativa iguales o superiores a dicho valor de transición el método propone determinar el coeficiente de reducción a pandeo mediante curvas de pandeo específicas, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\chi = \beta \cdot (\bar{\lambda}_\theta)^{-\gamma} \quad (6.11)$$

donde los coeficientes  $\beta$  y  $\gamma$  son parámetros adimensionales que dependen del diámetro y del espesor de la pared del perfil tubular de acero.

En el caso de pilares sometidos a cargas excéntricas el valor de cálculo determinado de la carga axil de pandeo,  $N_{fi,Rd}$ , es corregido por un coeficiente de reducción dependiente de la esbeltez relativa, de la excentricidad de la carga, de la cuantía de armadura de refuerzo, de la resistencia al fuego del pilar y de su diámetro.

Con el fin de comparar las predicciones del modelo de cálculo simplificado del anexo nacional francés para determinar el valor de cálculo de la carga axil de pandeo,  $N_{fi,Rd}$ , con los resultados obtenidos en la campaña experimental, se considera el campo de temperaturas en la sección transversal mixta en el instante del colapso de los pilares definido para el método general del apartado 4.3.5.1 del Eurocódigo 4, recogido en la Tabla 6.1. Los valores así determinados se resumen en la Tabla 6.12<sup>13</sup>.

Al igual que en el análisis de las predicciones del método general del Eurocódigo 4 y en su Anexo H, en la Tabla 6.13 se recogen el valor medio y su desviación típica del error entre los resultados experimentales y los resultados propuestos por el anexo nacional francés, de acuerdo con las agrupaciones de tipologías de pilares planteadas con anterioridad. La Figura 6.18 y la Figura 6.19 representan gráficamente estos resultados para pilares sometidos a cargas centradas y excéntricas, respectivamente.

Como puede desprenderse tanto de la Tabla 6.13 como de las Figuras 6.18 y 6.19, el método de cálculo simplificado del anexo nacional francés proporciona resultados excesivamente seguros en cualquiera de las circunstancias analizadas en este documento, no percibiéndose preponderancia de determinadas tipologías de pilares sobre otras en lo referente a la calidad de los resultados obtenidos, sino que éstos son bastante homogéneos.

---

<sup>13</sup> En el anexo nacional francés existen parámetros que dependen de la clasificación de la resistencia al fuego (R30, R60, R90 y R120). Los valores adoptados para dichos parámetros son el resultado de la interpolación lineal de los valores propuestos por dicho anexo en función de la resistencia al fuego (FRR) determinada experimentalmente para cada pilar y recogida en la Tabla 5.1. Para periodos de FRR inferiores a 30 minutos se adoptan los valores correspondientes a la clasificación R30.

Tabla 6.12. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y el anexo nacional francés ( $N_{fi,Rd(EC4-F)}$ )

Caso N°	Identificación	$N_{TEST}$ [kN]	$N_{fi,Rd(EC4-F)}$ [kN]	$N_{TEST} / N_{fi,Rd(EC4-F)}$
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	337,6	121,20	2,79
3	C159-6-3-30-0-20	198,0	105,36	1,88
4	C159-6-3-30-0-40	396,0	259,12	1,53
5	C159-6-3-30-0-60	594,0	491,60	1,21
6	C159-6-3-90-0-20	335,0	140,39	2,39
7	C159-6-3-90-0-40	670,0	627,29	1,07
8	RC159-6-3-30-0-20	229,0	234,53	0,98
9	RC159-6-3-30-0-40	458,0	272,64	1,68
10	RC159-6-3-30-0-60	687,0	762,81	0,90
11	RC159-6-3-90-0-20	343,0	127,85	2,68
12	RC159-6-3-90-0-40	720,0	474,85	1,52
13	FC159-6-3-30-0-20	198,0	174,56	1,13
14	FC159-6-3-30-0-40	396,0	149,64	2,65
15	FC159-6-3-90-0-20	335,0	197,48	1,70
16	FC159-6-3-90-0-40	670,0	649,84	1,03
17	C159-6-3-30-20-20	169,0	142,16	1,19
18	C159-6-3-30-20-40	338,0	203,87	1,66
19	C159-6-3-90-20-20	272,0	202,22	1,35
20	C159-6-3-90-20-40	544,0	420,34	1,29
21	C159-6-3-30-50-20	126,4	57,45	2,20
22	C159-6-3-30-50-40	252,8	115,00	2,20
23	C159-6-3-90-50-20	194,0	129,36	1,50
24	C159-6-3-90-50-40	388,0	239,47	1,62
25	RC159-6-3-30-20-20	180,0	148,96	1,21
26	RC159-6-3-30-20-40	360,0	259,51	1,39
27	RC159-6-3-90-20-20	263,8	202,64	1,30
28	RC159-6-3-90-20-40	527,7	341,26	1,55
29	RC159-6-3-30-50-20	140,0	133,50	1,05
30	RC159-6-3-30-50-40	279,9	204,03	1,37
31	RC159-6-3-90-50-20	203,7	192,30	1,06
32	RC159-6-3-90-50-40	407,4	310,15	1,31
33	FC159-6-3-30-20-20	168,6	88,80	1,90
34	FC159-6-3-30-20-40	337,3	190,42	1,77
35	FC159-6-3-90-20-20	272,0	232,78	1,17
36	FC159-6-3-90-20-40	544,0	420,14	1,29
37	FC159-6-3-30-50-20	126,4	56,08	2,25
38	FC159-6-3-30-50-40	252,8	132,94	1,90
39	FC159-6-3-90-50-20	193,9	136,78	1,42
40	FC159-6-3-90-50-40	387,8	271,63	1,43
			<b>Media</b>	<b>1,58</b>
			<b>Desv. típica</b>	<b>0,49</b>

Tabla 6.13. Valor medio y desviación típica de los errores entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y el anexo nacional francés ( $N_{fi,Rd(EC4-F)}$ )

Excentricidad carga	Grupo	Tipo de pilar	Media	Desv. típica
<i>Centrados</i>	<b>1</b>	<b>Todos</b>	<b>1,67</b>	<b>0,66</b>
	2	NSC	1,64	0,69
	3	HSC	1,73	0,68
	4	RC	1,55	0,72
	5	C/FC	1,74	0,67
	6	NSC y RC	1,19	0,43
	7	NSC y C/FC	1,86	0,71
	8	HSC y RC	2,10	0,82
	9	HSC y C/FC	1,55	0,64
<i>Excéntricos</i>	<b>10</b>	<b>Todos</b>	<b>1,52</b>	<b>0,35</b>
	11	NSC	1,67	0,43
	12	HSC	1,36	0,16
	13	RC	1,28	0,17
	14	C/FC	1,63	0,37
	15	$e = 20$ mm	1,42	0,24
	16	$e = 50$ mm	1,61	0,43
	17	NSC y RC	1,25	0,16
	18	NSC y C/FC	1,88	0,36
	19	HSC y RC	1,31	0,20
	20	HSC y C/FC	1,38	0,14
	21	NSC y $e = 20$ mm	1,52	0,30
	22	NSC y $e = 50$ mm	1,83	0,51
	23	HSC y $e = 20$ mm	1,33	0,12
	24	HSC y $e = 50$ mm	1,39	0,19
	25	RC y $e = 20$ mm	1,36	0,14
	26	RC y $e = 50$ mm	1,20	0,17
	27	C/FC y $e = 20$ mm	1,45	0,28
	28	C/FC y $e = 50$ mm	1,81	0,37

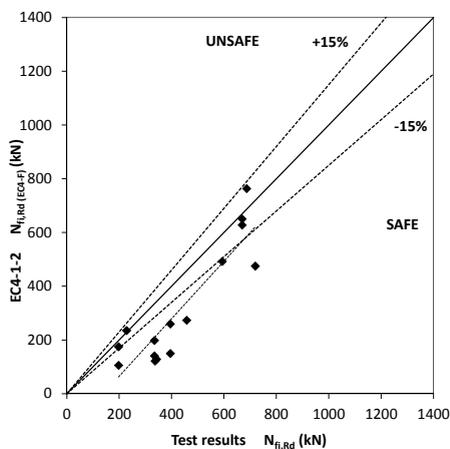


Figura 6.18. Comparación de la carga axial de pandeo de los pilares sometidos a cargas centradas en el instante del colapso entre los ensayos y el anexo nacional francés (grupo 1)

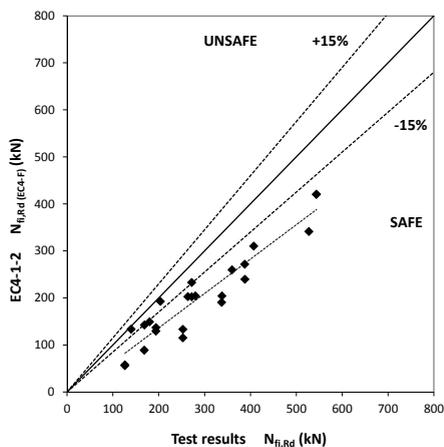


Figura 6.19. Comparación de la carga axial de pandeo de los pilares sometidos a cargas excéntricas en el instante del colapso entre los ensayos y el anexo nacional francés (grupo 10)

Así, aunque la dispersión global de los resultados es elevada (0,49) el error medio correspondiente a la totalidad de los casos analizados es de 1,58, presentándose las líneas de tendencia correspondientes tanto a pilares sometidos a cargas centradas como excéntricas en la zona de seguridad y con cierto paralelismo con respecto a los valores de referencia.

Por tanto, puede constatar que el método propuesto por el anexo nacional francés (AFNOR, 2007) proporciona resultados homogéneos aunque excesivamente conservadores en cualquiera de las circunstancias analizadas, con un grado de seguridad algo superior al 50%, pudiéndose ampliar su campo de aplicación a pilares CFT rellenos de hormigón con una resistencia a compresión de hasta 90 MPa.

## **6.2. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES CON OTROS MODELOS DE CÁLCULO**

Si bien los modelos de cálculo simplificado más extendidos en Europa para el estudio del comportamiento en situación de incendio de pilares CFT son los propuestos por el Eurocódigo 4 (CEN 2005c), analizados en los apartados anteriores, existen otros métodos de cálculo fruto de diferentes proyectos de investigación experimentales y numéricos que también son ampliamente considerados en otras regiones.

Así, en Norteamérica existen diferentes códigos que utilizan las ecuaciones de cálculo simplificado propuestas por Kodur y otros coautores (Kodur, 1999, 2007; Kodur & MacKinnon, 2000) para determinar la resistencia al fuego de pilares CFT, tales como el *National Building Code of Canada (Canadian Commission on Building and Fire Codes [CCBFC], 2010)*, el *ASCE/SFPE 29-99 (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2003)* y el *ACI 216.1M-07 (American Concrete Institute [ACI], 2007)*, que también van a ser comparadas con los resultados experimentales.

Con respecto a las propuestas del continente asiático, conviene destacar, por una parte, el código chino DBJ13-51-2003 (DBJ, 2003), que incorpora las expresiones propuestas por Han et al. (2003a, 2003b) para determinar la resistencia relativa (*strength index*) de pilares sin protección en situación accidental de incendio o, alternativamente, la protección externa requerida para conseguir un determinado nivel de resistencia al fuego.

Por otra parte, de acuerdo con Harada (2004), si bien los métodos de cálculo para evaluar la resistencia al fuego de los elementos constructivos, se encuentran actualmente en Japón en proceso de revisión, un gran número de prescriptores de este país utiliza la ecuación simple propuesta en la guía para el diseño de pilares CFT sin protección publicada por la *Association of New Urban Housing Technology* (ANUHT, 2004).

### 6.2.1. Ecuaciones de cálculo simplificado propuestas por Kodur

Kodur (1999) propone una ecuación empírica para determinar la resistencia al fuego de pilares CFT sometidos a cargas centradas, basada en los resultados de los estudios paramétricos de las campañas experimentales llevadas a cabo entre los años 1982 y 1994 en el *Institute for Research in Construction* del *National Research Council of Canada* (Lie & Chabot, 1992; Chabot & Lie, 1992; Kodur & Lie, 1995) sobre ensayos de resistencia al fuego de pilares CFT de sección circular y cuadrada rellenos de hormigón en masa, hormigón armado u hormigón reforzado con fibras de acero.

Así, la ecuación de cálculo de Kodur proporciona directamente el valor de la resistencia al fuego (FRR) en minutos como función de diferentes parámetros característicos relacionados con la resistencia a compresión del hormigón de relleno, su tipo y cuantía de refuerzo, y la sección, longitud y condiciones de contorno del pilar, mediante la siguiente expresión:

$$\text{FRR} = f \cdot \frac{f_c + 20}{\ell_0 - 1000} \cdot D^2 \cdot \sqrt{\frac{D}{N}} \quad (6.12)$$

donde:

- FRR es el valor de la resistencia al fuego del pilar, expresado en minutos
- $f_c$  es el valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a los 28 días y a 20°C, en MPa
- $D$  es el diámetro exterior del pilar, en mm
- $N$  es el valor de la carga de compresión aplicada sobre el pilar, en kN
- $\ell_0$  es la longitud de pandeo del pilar en situación de incendio, en mm
- $f$  es un coeficiente que considera el tipo de hormigón de relleno (C, RC, FC), el tipo de árido utilizado (calizo o silíceo), la cuantía de armadura de

refuerzo, el recubrimiento de hormigón y la sección del pilar, cuyos valores se tabulan en Kodur (1999)

De acuerdo con Kodur y MacKinnon (2000), a partir de la ecuación (6.12) puede determinarse el valor de cálculo de la carga axil de pandeo del pilar para un determinado periodo de resistencia al fuego, según la siguiente expresión:

$$N_{fi,Rd} = \left[ \frac{f \cdot (f_c + 20) \cdot D^{2,5}}{FRR \cdot (\ell_\theta - 1000)} \right]^2 \leq N_{fi,Rd,max} \quad (6.13)$$

donde el valor de cálculo determinado por medio de esta ecuación de la carga axil de pandeo,  $N_{fi,Rd}$ , queda limitado a un valor máximo,  $N_{fi,Rd,max}$ , igual a 1,0 veces la resistencia a compresión axial del núcleo de hormigón a temperatura ambiente,  $N_{Rd,c}$ , para pilares sin ningún tipo de refuerzo; a 1,1 veces el valor de  $N_{Rd,c}$  para pilares reforzados con fibras de acero; y a 1,7 veces  $N_{Rd,c}$  para el caso de pilares con armaduras de refuerzo. El valor de esta resistencia a compresión axial del núcleo de hormigón a temperatura ambiente se obtiene, de acuerdo con *Canadian Standards Association* [CAN] (2001) mediante la siguiente expresión:

$$N_{Rd,c} = \frac{0,85 \cdot 0,6 \cdot A_c \cdot f_c}{\lambda_c^2} \cdot \left( \sqrt{1 + \frac{0,25}{\lambda_c^4}} - \frac{0,5}{\lambda_c^2} \right) \quad (6.14)$$

donde  $\lambda_c$  representa el valor de la esbeltez relativa del pilar en situación de incendio considerando exclusivamente la sección del núcleo de hormigón, y se determina del siguiente modo:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,R,c}}{N_{fi,cr,c}}} = \sqrt{\frac{A_c \cdot f_c}{\frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot I_c}{\ell_\theta^2}}} = \frac{\ell_\theta}{r_c} \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\pi^2 \cdot E_c}} \quad (6.15)$$

siendo  $r_c$  el radio de giro de la sección de hormigón y  $E_c$  el módulo de elasticidad inicial del hormigón.

El campo de aplicación de ambas ecuaciones de cálculo simplificado propuestas por Kodur para perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón (CFT) es el siguiente:

- Resistencia al fuego:  
FRR  $\leq$  120 min (hormigón en masa)  
FRR  $\leq$  180 min (hormigón reforzado con armaduras o con fibras de acero)
- Carga aplicada:  
 $N \leq 1,0 \cdot N_{Rd,c}$  (hormigón en masa)  
 $N \leq 1,7 \cdot N_{Rd,c}$  (hormigón reforzado con armaduras)  
 $N \leq 1,1 \cdot N_{Rd,c}$  (hormigón reforzado con fibras de acero)
- Longitud de pandeo:  
 $2000 \text{ mm} \leq l_0 \leq 4000 \text{ mm}$  (hormigón en masa)  
 $2000 \text{ mm} \leq l_0 \leq 4500 \text{ mm}$  (hormigón reforzado con armaduras o con fibras)
- Tipo de hormigón:  
 $20 \text{ MPa} \leq f_c \leq 40 \text{ MPa}$  (hormigón en masa)  
 $20 \text{ MPa} \leq f_c \leq 55 \text{ MPa}$  (hormigón reforzado con armaduras o con fibras)
- Diámetro de la sección transversal:  
 $140 \text{ mm} \leq D \leq 410 \text{ mm}$  (hormigón en masa o reforzado con fibras de acero)  
 $165 \text{ mm} \leq D \leq 410 \text{ mm}$  (hormigón reforzado con armaduras)
- Cuantía de armadura de refuerzo:  
 $\rho_s \cong 2\%$  en masa de la mezcla de hormigón (hormigón reforzado con fibras)  
 $1,5\% \leq \rho_s \leq 5\%$  (hormigón reforzado con armaduras)
- Recubrimiento de hormigón:  $20 \text{ mm} \leq u_s \leq 50 \text{ mm}$
- Excentricidad de la carga:  $\delta = 0 \text{ mm}$

Así, la aplicación de la ecuación (6.12) a los pilares analizados en el presente trabajo que quedan dentro de este campo de aplicación, permite predecir el valor de su resistencia al fuego (FRR), resumiendo los resultados obtenidos en la Tabla 6.14 y representándolos gráficamente en la Figura 6.20.

Tabla 6.14. Comparación del valor de la resistencia al fuego determinado experimentalmente ( $FRR_{TEST}$ ) y la predicción de la ecuación de Kodur ( $FRR_{Kodur}$ )

Caso Nº	Identificación	$FRR_{TEST}$ [min]	$FRR_{Kodur}$ [min]	$FRR_{TEST} / FRR_{Kodur}$
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	17,70	31,83	0,56
3	C159-6-3-30-0-20	41,23	82,41	0,50
4	C159-6-3-30-0-40	24,40	50,75	0,48
5	C159-6-3-30-0-60	12,38	46,13	0,27
13	FC159-6-3-30-0-20	36,17	75,86	0,48
14	FC159-6-3-30-0-40	21,77	51,87	0,42
<b>Media</b>				<b>0,45</b>
<b>Desv. típica</b>				<b>0,10</b>

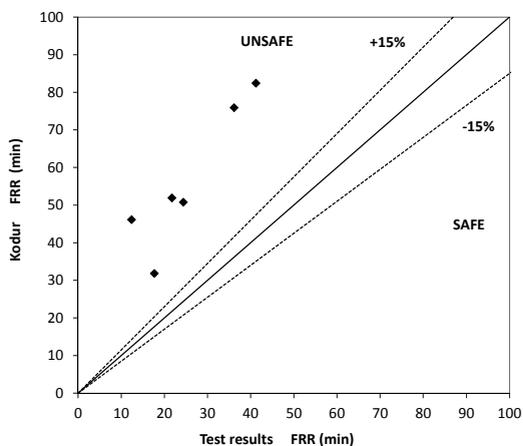


Figura 6.20. Comparación del valor de la resistencia al fuego determinado experimentalmente y la predicción de la ecuación de Kodur

A la vista de estos resultados se desprende que la ecuación propuesta por Kodur (1999) proporciona estimaciones del valor de la resistencia al fuego para pilares CFT sustancialmente inseguras, siendo el valor de la FRR determinado experimentalmente, aproximadamente, la mitad del valor estimado mediante esta ecuación de cálculo simplificado.

La Tabla 6.15 compara, con carácter ilustrativo, el valor de la resistencia al fuego de todos los pilares analizados en este trabajo, incluso los que no quedan

dentro del campo de aplicación de las ecuaciones de Kodur (a excepción de los pilares sometidos a cargas excéntricas, por no aportar estas ecuaciones ningún parámetro que considere la influencia de esta variable). Asimismo, la Figura 6.21 representa gráficamente esta comparación. Si bien esta tabla y esta figura confirman el carácter inseguro de este método y la exclusión del campo de aplicación de perfiles rellenos con hormigón de alta resistencia (HSC), permiten confirmar la posibilidad de incluir en el mismo a pilares con armaduras de refuerzo de diámetro inferior a los 165 mm propuestos.

*Tabla 6.15. Comparación del valor de la resistencia al fuego determinado experimentalmente ( $FRR_{TEST}$ ) y la predicción de la ecuación de Kodur ( $FRR_{Kodur}$ ). Todos los casos correspondientes a pilares sometidos a cargas centradas*

Caso N°	Identificación	$FRR_{TEST}$ [min]	$FRR_{Kodur}$ [min]	$FRR_{TEST} / FRR_{Kodur}$
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	17,70	31,83	0,56
3	C159-6-3-30-0-20	41,23	82,41	0,50
4	C159-6-3-30-0-40	24,40	50,75	0,48
5	C159-6-3-30-0-60	12,38	46,13	0,27
6	C159-6-3-90-0-20	37,57	103,58	0,36
7	C159-6-3-90-0-40	10,77	71,52	0,15
8	RC159-6-3-30-0-20	43,23	67,89	0,64
9	RC159-6-3-30-0-40	29,90	54,67	0,55
10	RC159-6-3-30-0-60	12,33	47,97	0,26
11	RC159-6-3-90-0-20	63,93	112,50	0,57
12	RC159-6-3-90-0-40	18,08	84,60	0,21
13	FC159-6-3-30-0-20	36,17	75,86	0,48
14	FC159-6-3-30-0-40	21,77	51,87	0,42
15	FC159-6-3-90-0-20	35,47	137,20	0,26
16	FC159-6-3-90-0-40	16,42	94,06	0,17
<b>Media</b>				<b>0,39</b>
<b>Desv. típica</b>				<b>0,16</b>

Por otra parte, el valor de cálculo de la carga axil de pandeo,  $N_{fi,Rd}$ , determinado por medio de la ecuación (6.13) propuesta por Kodur y MacKinnon (2000) se recoge en la Tabla 6.16 y se ilustra en la Figura 6.22.

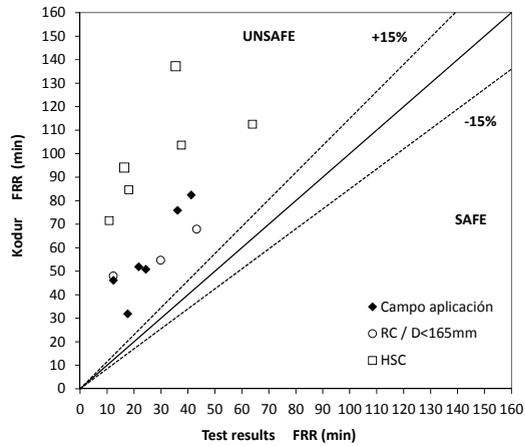


Figura 6.21. Comparación del valor de la resistencia al fuego determinado experimentalmente y la predicción de la ecuación de Kodur (incluidos los casos de pilares sometidos a cargas centradas que quedan fuera del campo de aplicación propuesto)

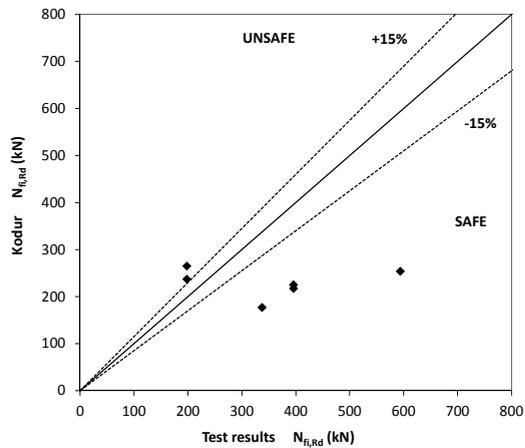


Figura 6.22. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos y la predicción de la ecuación de Kodur

Tabla 6.16. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y la ecuación de Kodur ( $N_{fi,Rd(Kodur)}$ )

Caso Nº	Identificación	$N_{TEST}$ [kN]	$N_{fi,Rd(Kodur)}$ [kN]	$N_{TEST} / N_{fi,Rd(Kodur)}$
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	337,6	176,66	1,91
3	C159-6-3-30-0-20	198,0	264,69	0,75
4	C159-6-3-30-0-40	396,0	217,03	1,82
5	C159-6-3-30-0-60	594,0	253,64	2,34
13	FC159-6-3-30-0-20	198,0	236,87	0,84
14	FC159-6-3-30-0-40	396,0	224,86	1,76
<b>Media</b>				<b>1,57</b>
<b>Desv. típica</b>				<b>0,64</b>

Cabe destacar en este análisis que la carga axil de pandeo,  $N_{fi,Rd}$ , determinada por medio de la ecuación (6.13) siempre es superior al límite,  $N_{fi,Rd,max}$ , establecido para los casos estudiados en este trabajo, por lo que el valor determinado para dicha carga axil de pandeo siempre resulta proporcional a la resistencia a compresión axial del núcleo de hormigón a temperatura ambiente,  $N_{Rd,c}$ , determinada de acuerdo con la expresión (6.14) y, por tanto, independiente del tiempo de exposición al fuego del pilar considerado.

Así lo confirman los resultados obtenidos, observando que, a excepción de los casos 3 y 13 de la Tabla 6.16 correspondientes a pilares sometidos a un nivel de carga,  $\mu$ , del 20%, donde las predicciones de Kodur son ligeramente inseguras con respecto a los resultados experimentales, a medida que se aumenta el nivel de carga en los pilares, los resultados predichos por Kodur para la carga axil de pandeo apenas varían (pues la única variable es el valor característico de la resistencia a compresión del hormigón,  $f_c$ ), de manera que los errores obtenidos con respecto a los parámetros experimentales son cada vez mayores.

Esta circunstancia permite asegurar la validez del método de cálculo simplificado propuesto por Kodur, exclusivamente para pilares CFT sometidos a pequeños grados de utilización (en torno al 25%, aunque debería confirmarse experimentalmente) pues, para niveles de carga superiores las predicciones obtenidas son excesivamente conservadoras.

Al igual que se ha efectuado con el valor de la resistencia al fuego, en la Tabla 6.17 se compara a modo ilustrativo el valor de la carga axil de pandeo

Tabla 6.17. Comparación de la carga axial de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y la ecuación de Kodur ( $N_{fi,Rd}$  (Kodur)). Todos los casos correspondientes a pilares sometidos a cargas centradas

Caso N°	Identificación	$N_{TEST}$ [kN]	$N_{fi,Rd}$ (Kodur) [kN]	$N_{TEST} / N_{fi,Rd}$ (Kodur)
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	337,6	176,66	1,91
3	C159-6-3-30-0-20	198,0	264,69	0,75
4	C159-6-3-30-0-40	396,0	217,03	1,82
5	C159-6-3-30-0-60	594,0	253,64	2,34
6	C159-6-3-90-0-20	335,0	472,93	0,71
7	C159-6-3-90-0-40	670,0	461,32	1,45
8	RC159-6-3-30-0-20	229,0	314,52	0,73
9	RC159-6-3-30-0-40	458,0	385,58	1,19
10	RC159-6-3-30-0-60	687,0	427,62	1,61
11	RC159-6-3-90-0-20	343,0	784,53	0,44
12	RC159-6-3-90-0-40	720,0	857,07	0,84
13	FC159-6-3-30-0-20	198,0	236,87	0,84
14	FC159-6-3-30-0-40	396,0	224,86	1,76
15	FC159-6-3-90-0-20	335,0	647,76	0,52
16	FC159-6-3-90-0-40	670,0	628,84	1,07
<b>Media</b>				<b>1,20</b>
<b>Desv. típica</b>				<b>0,58</b>

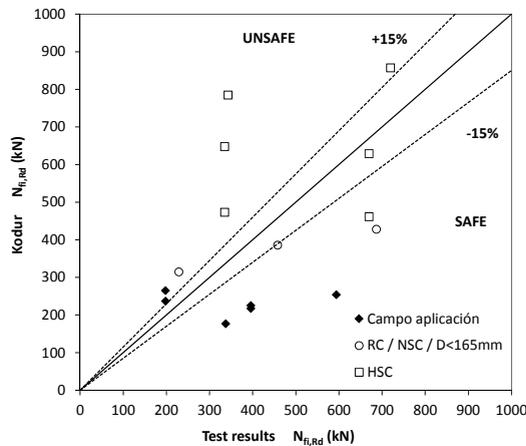


Figura 6.23. Comparación de la carga axial de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos y la predicción de la ecuación de Kodur (incluidos los casos de pilares sometidos a cargas centradas que quedan fuera del campo de aplicación propuesto)

determinado mediante las ecuaciones de Kodur con los resultados de los ensayos, de todos los pilares sometidos a cargas centradas, aun no incluidos en el campo de aplicación de este método, representando esta comparación en la Figura 6.23.

Idénticas conclusiones pueden extraerse de aquí con respecto al grado de utilización al que deben estar sometidos los pilares analizados con este método. Por otra parte, si bien se confirma la posibilidad de incluir en el método a pilares de diámetro inferior a 165 mm rellenos de hormigón de resistencia normal (NSC) con armaduras de refuerzo, no resulta evidente su aplicación para perfiles rellenos con hormigón de alta resistencia (HSC) debido a la gran dispersión de los resultados obtenidos.

### 6.2.2. Ecuaciones de la resistencia relativa propuestas por Han

Han y otros coautores (Han et al., 2003b) proponen unas expresiones para determinar lo que ellos denominan la resistencia relativa, SI, de pilares CFT de sección circular rellenos de hormigón en masa (C) basados en una serie de estudios experimentales y paramétricos desarrollados en el *Tianjin Fire Research Institute* de China. Estas expresiones han sido obtenidas y validadas para perfiles huecos de sección circular sin protección externa rellenos de hormigón en masa, si bien estos autores han propuesto, también, ecuaciones de cálculo para pilares protegidos, habiendo sido ambos modelos incorporados al código chino (DBJ, 2003).

Así, la resistencia relativa, SI, permite cuantificar la resistencia de los pilares CFT de sección circular sin protección externa rellenos de hormigón en masa expuestos a la curva de fuego normalizada ISO 834 (ISO, 1999) mediante la siguiente expresión:

$$SI = \frac{N_{fi,Rd}}{N_{Rd}} = \begin{cases} \frac{1}{1 + a \cdot t_0^{2,5}} & , t_0 \leq t_1 \\ \frac{1}{b \cdot t_0 + c} & , t_1 < t_0 \leq t_2 \\ k \cdot t_0 + d & , t_0 > t_2 \end{cases} \quad (6.16)$$

siendo  $N_{fi,Rd}$  el valor de cálculo de la carga axil de pandeo del pilar en situación de incendio, dependiente del tiempo de resistencia al fuego del pilar analizado, FRR, y  $N_{Rd}$  la resistencia a compresión axial del mismo pilar a temperatura ambiente. Por

otra parte, los parámetros  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $k$ ,  $t_0$ ,  $t_1$  y  $t_2$  obedecen a las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 a &= (\lambda_0^3 - 7,08 \cdot \lambda_0^2 + 3 \cdot \lambda_0 - 5,69) \cdot (0,556 \cdot D_0 - 2,53) \\
 b &= (-1,32 \cdot \lambda_0^2 + 10,78 \cdot \lambda_0 - 2,49) \cdot D_0^{-0,46} \\
 c &= 1 + a \cdot t_1^{2,5} - b \cdot t_1 \\
 d &= 1/(b \cdot t_2 + c) - k \cdot t_2 \\
 k &= (\lambda_0^3 - 15,5 \cdot \lambda_0^2 + 73 \cdot \lambda_0 + 1,5) \cdot (D_0^3 - 8 \cdot D_0^2 + 21,33 \cdot D_0 - 17,48) \cdot \\
 &\quad \cdot 6,75 \cdot 10^{-4} \\
 t_1 &= (D_0^2 - 1,85 \cdot D_0 + 16,67) \cdot (\lambda_0^3 - 12,98 \cdot \lambda_0^2 + 54,96 \cdot \lambda_0 - 113,74) \cdot \\
 &\quad \cdot (-2,12 \cdot 10^{-4}) \\
 t_2 &= (D_0^2 - 2 \cdot D_0 + 17,33) \cdot (\lambda_0^3 - 10,33 \cdot \lambda_0^2 + 37,33 \cdot \lambda_0 - 63) \cdot \\
 &\quad \cdot (-6,75 \cdot 10^{-4}) \\
 t_0 &= \text{FRR}/100 \\
 D_0 &= D/600 \\
 \lambda_0 &= \lambda/40 \\
 \lambda &= 4 \cdot \ell_\theta/D
 \end{aligned} \tag{6.17}$$

donde:

- FRR es el valor de la resistencia al fuego del pilar, expresado en minutos
- $D$  es el diámetro exterior del pilar, en mm
- $\ell_\theta$  es la longitud de pandeo del pilar en situación de incendio, en mm

El campo de aplicación de esta propuesta de Han para determinar la resistencia relativa, SI, de los perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón en masa de sección circular sin protección externa son los siguientes:

- Diámetro,  $D$ , de la sección transversal, entre 150 y 2000 mm
- Resistencia a compresión del hormigón,  $f_c$ , entre 20 y 60 MPa
- Límite elástico del acero para las armaduras,  $f_{sy}$ , entre 200 y 500 MPa
- Relación de esbeltez,  $\lambda$ , entre 15 y 80
- Ratio acero/hormigón,  $A_a/A_c$ , entre 0,04 y 0,2

- Tiempo de resistencia al fuego,  $FRR \leq 180$  min

Este campo de aplicación limita el empleo de la ecuación (6.16) para determinar la resistencia relativa,  $SI$ , a los mismos casos analizados anteriormente mediante la ecuación de Kodur y MacKinnon (2000), ya que el límite elástico del acero utilizado para las armaduras (537,99 MPa) de los pilares RC analizados en la campaña experimental considerada en este documento es ligeramente mayor que el límite superior que permite este método para este parámetro (500 MPa). Así los valores de cálculo de la carga axil de pandeo,  $N_{fi,Rd}$ , determinados mediante las ecuaciones de Han et al. (2003b) se comparan con los valores experimentales en la Tabla 6.18 y se representan gráficamente en la Figura 6.24.

Tabla 6.18. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y las ecuaciones de Han ( $N_{fi,Rd(Han)}$ )

Caso N°	Identificación	$N_{TEST}$ [kN]	$N_{fi,Rd(Han)}$ [kN]	$N_{TEST} / N_{fi,Rd(Han)}$
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	337,6	625,84	0,54
3	C159-6-3-30-0-20	198,0	297,03	0,67
4	C159-6-3-30-0-40	396,0	571,47	0,69
5	C159-6-3-30-0-60	594,0	1191,83	0,50
13	FC159-6-3-30-0-20	198,0	317,59	0,62
14	FC159-6-3-30-0-40	396,0	706,44	0,56
<b>Media</b>				<b>0,60</b>
<b>Desv. típica</b>				<b>0,08</b>

De estos resultados puede desprenderse que, si bien su dispersión es pequeña (0,08) las ecuaciones de cálculo simplificado propuestas por Han proporcionan individual y globalmente resultados muy inseguros, con un error promedio de 0,60, como así lo confirma la línea de tendencia representada en la Figura 6.24.

También en esta ocasión, y meramente con carácter ilustrativo, se compara el valor de la carga axil de pandeo determinado mediante las ecuaciones de Han con los resultados de los ensayos de todos los pilares sometidos a cargas centradas, incluso los no incluidos en el campo de aplicación de este método simplificado, registrando e ilustrando los resultados obtenidos en la Tabla 6.19 y en la Figura 6.25, respectivamente.

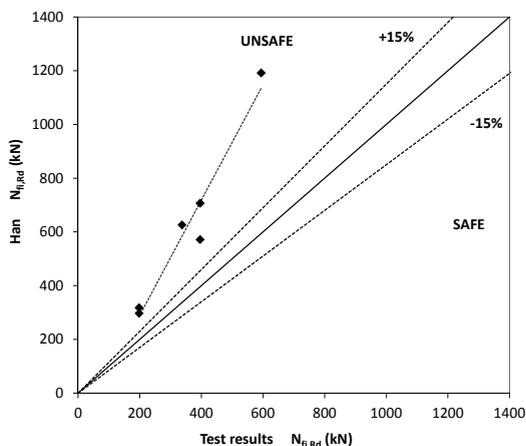


Figura 6.24. Comparación de la carga axial de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos y la predicción de las ecuaciones de Han

Tabla 6.19. Comparación de la carga axial de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y las ecuaciones de Han ( $N_{fi,Rd}$  ( $N_{Han}$ )). Todos los casos correspondientes a pilares sometidos a cargas centradas

Caso N°	Identificación	$N_{TEST}$ [kN]	$N_{fi,Rd}$ (Kodur) [kN]	$N_{TEST} / N_{fi,Rd}$ (Kodur)
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	337,6	625,84	0,54
3	C159-6-3-30-0-20	198,0	297,03	0,67
4	C159-6-3-30-0-40	396,0	571,47	0,69
5	C159-6-3-30-0-60	594,0	1191,83	0,50
6	C159-6-3-90-0-20	335,0	437,85	0,77
7	C159-6-3-90-0-40	670,0	1654,20	0,41
8	RC159-6-3-30-0-20	229,0	286,11	0,80
9	RC159-6-3-30-0-40	458,0	461,23	0,99
10	RC159-6-3-30-0-60	687,0	1356,82	0,51
11	RC159-6-3-90-0-20	343,0	134,62	2,55
12	RC159-6-3-90-0-40	720,0	1487,87	0,48
13	FC159-6-3-30-0-20	198,0	317,59	0,62
14	FC159-6-3-30-0-40	396,0	706,44	0,56
15	FC159-6-3-90-0-20	335,0	526,25	0,64
16	FC159-6-3-90-0-40	670,0	1565,87	0,43
<b>Media</b>				<b>0,74</b>
<b>Desv. típica</b>				<b>0,52</b>

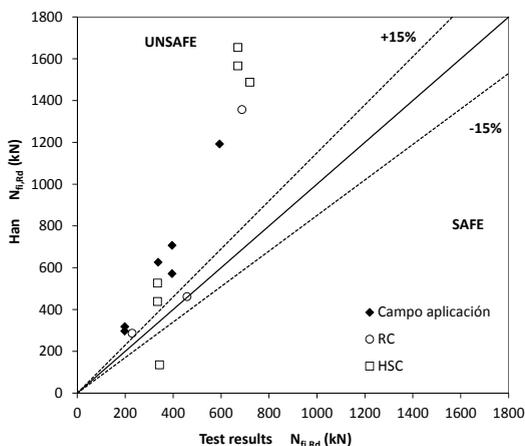


Figura 6.25. Comparación de la carga axial de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos y la predicción de las ecuaciones de Han (incluidos los casos de pilares sometidos a cargas centradas que quedan fuera del campo de aplicación propuesto)

La inclusión de los resultados de pilares ajenos al campo de aplicación propuesto por Han no permite extraer conclusiones relevantes. Por una parte, los pilares rellenos de hormigón reforzado con armaduras de acero (RC) dan lugar a resultados contradictorios pues existen valores de error muy precisos (0,99), valores muy inseguros (0,48) y valores muy conservadores (2,55). Por otra parte, tampoco el hecho de considerar los pilares rellenos de hormigón de alta resistencia (HSC) aporta conclusiones destacables debido a la inseguridad de los resultados obtenidos y, especialmente, a su elevada dispersión.

### 6.2.3. Ecuación de cálculo simplificado utilizada en Japón

Tal como se ha indicado anteriormente, los métodos de cálculo utilizados en Japón actualmente para evaluar la resistencia al fuego de los elementos constructivos se encuentran en proceso de revisión (Harada, 2004). No obstante, y mientras se adoptan nuevos métodos de cálculo, resulta frecuente para el caso de pilares CFT sin protección el uso del método de cálculo publicado por ANUHT (2004).

Este método permite determinar el valor de cálculo de la carga axial de pandeo de un pilar CFT de sección circular para un determinado periodo de resistencia al fuego, mediante la siguiente expresión:

$$N_{fi,Rd} = A_c \cdot f_c \cdot \left(5,75 \cdot 10^{-5} \cdot f_c^{2,63} \cdot t + 1\right)^{-0,214} \quad (6.18)$$

donde:

- $A_c$  es el área de la sección transversal del núcleo de hormigón, en  $\text{mm}^2$
- $f_c$  es el valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a los 28 días y a  $20^\circ\text{C}$ , en MPa
- $t$  es el tiempo de exposición al fuego del pilar, expresado en minutos

A falta de parámetros en esta ecuación que hagan referencia a la excentricidad de la carga aplicada sobre el pilar y a las armaduras de refuerzo del hormigón, se considera en este trabajo que su aplicación se limita, de entre los pilares aquí analizados, a aquellos que están sometidos a cargas centradas y rellenos bien de hormigón en masa (C), bien de hormigón reforzado con fibras (FC). El valor de cálculo de la carga axial de pandeo,  $N_{fi,Rd}$ , determinado para cada uno de los pilares considerados de acuerdo con la expresión (6.18) se compara con los resultados obtenidos en la campaña experimental en la Tabla 6.20. La representación gráfica de esta comparación es la mostrada en la Figura 6.26.

A la vista de estos resultados puede deducirse que la ecuación de cálculo simplificado utilizada en Japón proporciona, en general, resultados bastante precisos, con un error medio de 1,09, que queda del lado de la seguridad, aunque con una dispersión bastante elevada (0,33).

No obstante, un análisis algo más profundo de la situación intuye tendencias claramente diferenciadas para aquellos pilares cuyos valores de resistencia al fuego (FRR) son inferiores a 30 minutos con respecto a los que son superiores (ver Figura 6.26), si bien deberían realizarse más pruebas experimentales para confirmar este argumento. Así, mientras que los cálculos realizados para los primeros proporciona resultados seguros para todos los casos aquí analizados (con un error medio de 1,32 y una desviación típica de 0,19), los cálculos para aquellos pilares cuyo valor de resistencia al fuego supera los 30 minutos da lugar a resultados manifiestamente inseguros (con un error medio de 0,74 y una pequeña dispersión de 0,06).

Tabla 6.20. Comparación de la carga axial de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y la ecuación de Japón ( $N_{fi,Rd (Japan)}$ )

Caso Nº	Identificación	$N_{TEST}$ [kN]	$N_{fi,Rd (Japan)}$ [kN]	$N_{TEST} / N_{fi,Rd (Japan)}$
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	337,6	319,64	1,06
3	C159-6-3-30-0-20	198,0	293,35	0,67
4	C159-6-3-30-0-40	396,0	293,27	1,35
5	C159-6-3-30-0-60	594,0	364,47	1,63
6	C159-6-3-90-0-20	335,0	406,70	0,82
7	C159-6-3-90-0-40	670,0	522,40	1,28
13	FC159-6-3-30-0-20	198,0	270,28	0,73
14	FC159-6-3-30-0-40	396,0	289,87	1,37
15	FC159-6-3-90-0-20	335,0	464,55	0,72
16	FC159-6-3-90-0-40	670,0	538,33	1,24
<b>Media</b>				<b>1,09</b>
<b>Desv. típica</b>				<b>0,33</b>

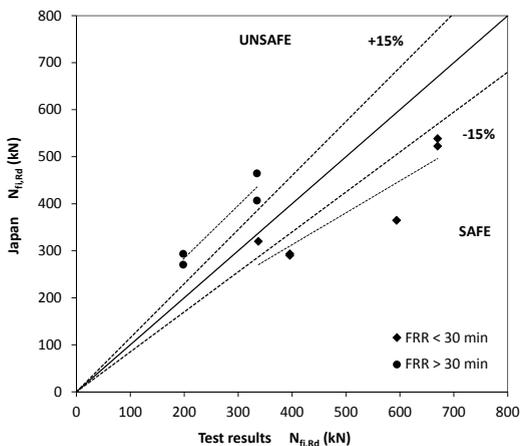


Figura 6.26. Comparación de la carga axial de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos y la predicción de la ecuación de Japón

Al igual que se ha realizado en los modelos analizados anteriormente, se incluye seguidamente en la comparación, con carácter ilustrativo, el valor de la carga axil de pandeo determinado mediante la ecuación (6.18) con los resultados de los ensayos de todos los pilares sometidos a cargas centradas, incluso los rellenos con hormigón reforzado con armaduras de acero (RC). Los resultados de esta comparación se resumen en la Tabla 6.21 y se representan en la Figura 6.27.

*Tabla 6.21. Comparación de la carga axil de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos ( $N_{TEST}$ ) y la ecuación de Japón ( $N_{fi,Rd}$  (Japan)). Todos los casos correspondientes a pilares sometidos a cargas centradas*

<b>Caso N°</b>	<b>Identificación</b>	$N_{TEST}$ [kN]	$N_{fi,Rd}$ (Japan) [kN]	$N_{TEST} / N_{fi,Rd}$ (Japan)
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	337,6	319,64	1,06
3	C159-6-3-30-0-20	198,0	293,35	0,67
4	C159-6-3-30-0-40	396,0	293,27	1,35
5	C159-6-3-30-0-60	594,0	364,47	1,63
6	C159-6-3-90-0-20	335,0	406,70	0,82
7	C159-6-3-90-0-40	670,0	522,40	1,28
8	RC159-6-3-30-0-20	229,0	240,57	0,95
9	RC159-6-3-30-0-40	458,0	288,63	1,59
10	RC159-6-3-30-0-60	687,0	363,02	1,89
11	RC159-6-3-90-0-20	343,0	358,39	0,96
12	RC159-6-3-90-0-40	720,0	491,90	1,46
13	FC159-6-3-30-0-20	198,0	270,28	0,73
14	FC159-6-3-30-0-40	396,0	289,87	1,37
15	FC159-6-3-90-0-20	335,0	464,55	0,72
16	FC159-6-3-90-0-40	670,0	538,33	1,24
<b>Media</b>				<b>1,18</b>
<b>Desv. típica</b>				<b>0,37</b>

Estos resultados confirman las conclusiones deducidas para los pilares rellenos de hormigón en masa (C) y de hormigón reforzado con fibras (FC), de modo que también en el caso de los pilares rellenos de hormigón reforzado con armaduras de acero (RC) los cálculos realizados para pilares cuyo valor de resistencia al fuego supera los 30 minutos son precisos aunque ligeramente inseguros, mientras que para aquellos cuya resistencia al fuego es inferior o próxima a los 30 minutos dan lugar a predicciones excesivamente conservadoras.

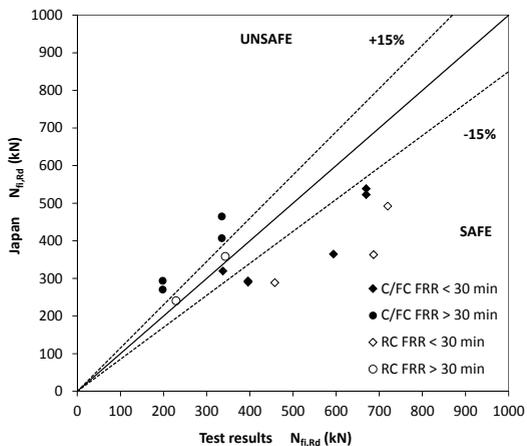


Figura 6.27. Comparación de la carga axial de pandeo en el instante del colapso entre los ensayos y la predicción de la ecuación de Japón (incluidos los casos RC de pilares sometidos a cargas centradas)

## Capítulo 7

---

# CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En este capítulo se presentan las conclusiones extraídas del desarrollo del presente trabajo y se proponen, además, futuras líneas de investigación sobre esta materia.



## **7. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN**

En el presente trabajo se ha investigado el comportamiento en situación de incendio de los pilares tubulares circulares de acero esbeltos rellenos de hormigón, tanto convencional como de alta resistencia, sin ningún tipo de refuerzo o reforzados con armaduras o con fibras de acero, sometidos a esfuerzos de compresión axiales o excéntricos.

Así, un análisis en profundidad del estado actual de conocimiento e investigación de los estudios experimentales sobre el comportamiento frente al fuego de los pilares CFT mediante una extensa revisión bibliográfica, ha permitido concluir la escasez de estudios específicamente diseñados para evaluar la resistencia al fuego de pilares tubulares circulares de acero esbeltos rellenos de hormigón de alta resistencia sometidos a cargas excéntricas y, por tanto, la necesidad de profundizar en este campo.

En este sentido, se ha propuesto el desarrollo de un adecuado programa experimental para cubrir estos aspectos no evaluados profusamente hasta el momento, de cuyo análisis se han podido extraer importantes conclusiones sobre el comportamiento de este tipo de pilares CFT en situación de incendio.

Finalmente, estos resultados experimentales han sido comparados con las predicciones de los diferentes modelos de cálculo simplificado vigentes en la actualidad, lo que ha permitido validar la precisión y el grado de seguridad de estos métodos.

Por tanto, puede concluirse que el objetivo general de esta tesis doctoral y sus objetivos específicos asociados han sido suficientemente satisfechos mediante el desarrollo de este trabajo.

### **7.1. CONCLUSIONES**

En este apartado se resumen las conclusiones específicas más importantes deducidas mediante el desarrollo de esta tesis doctoral, de acuerdo con las líneas de trabajo tratadas en la misma: análisis del estado del arte, de los resultados de la

campana experimental y de la validación de los métodos de cálculo simplificado propuestos por la normativa vigente.

A partir del estudio de la bibliografía existente sobre investigaciones experimentales relacionadas con el comportamiento frente al fuego de los pilares CFT pueden deducirse las conclusiones siguientes:

- a) Las investigaciones basadas en ensayos experimentales para evaluar la resistencia al fuego de los pilares CFT son bastante escasas, siendo 310 el número aproximado de pilares analizados hasta la fecha.
- b) De los 310 pilares CFT analizados, tan sólo 87 corresponden a pilares de sección circular; el resto son de sección cuadrada o rectangular.
- c) El número de ensayos sobre pilares esbeltos ( $\bar{\lambda} > 0,5$ ) es reducido, lo que impide conocer en profundidad el comportamiento de este tipo de pilares en situación de incendio.
- d) La mayor parte de los perfiles circulares CFT considerados están rellenos de hormigón de resistencia normal ( $f_c \leq 50$  MPa) siendo exiguas las publicaciones que consideran hormigones de alta resistencia.
- e) Prácticamente no se ha estudiado el efecto de la aplicación de cargas excéntricas sobre la resistencia al fuego de los pilares CFT, siendo apenas 9 el número de muestras analizadas en estas condiciones.
- f) Hasta el momento, únicamente se han ensayado 2 pilares circulares esbeltos CFT rellenos de hormigón de alta resistencia y sometidos a cargas excéntricas, lo que resulta insuficiente para evaluar la influencia de los principales factores que afectan sobre el comportamiento frente al fuego de este tipo de perfiles.

Las conclusiones deducidas del análisis del estado del arte han conducido a plantear una campana experimental consistente en la determinación de la resistencia al fuego de 40 pilares tubulares de acero de sección circular sin protección esbeltos rellenos de hormigón en masa, hormigón reforzado con armaduras de acero u hormigón reforzado con fibras, tanto de resistencia normal como de alta resistencia, y sometidos tanto a cargas centradas como excéntricas. Las conclusiones extraídas del estudio de los resultados experimentales son las siguientes:

1. Con respecto al análisis de la evolución de la temperatura.
  - a) Del análisis de la evolución de la temperatura de los termómetros de placa utilizados para la medida de la temperatura del horno, se detecta una importante estratificación de la temperatura en la cámara de combustión del mismo, de modo que, en general, la mitad inferior de los pilares ensayados se encuentra ostensiblemente más fría que su mitad superior, con lo que los modelos avanzados basados en estos ensayos experimentales deberían considerar esta estratificación de la temperatura del horno con el fin de ajustar adecuadamente sus resultados numéricos.
  - b) Además, del análisis de la evolución de la temperatura de los termopares que miden la temperatura de la muestra de ensayo se confirma que, en general, ésta obedece a un modelo razonablemente previsible según el cual, el termopar que mide la temperatura en el tubo de acero se calienta más y a mayor velocidad por estar este tubo directamente expuesto a la acción de los gases calientes del horno, mientras que los termopares internos que miden la temperatura del hormigón se calientan gradualmente en función del espesor de recubrimiento de hormigón que protege a cada uno de ellos.
  - c) De acuerdo con determinados modelos de cálculo simplificado, para la determinación del valor de cálculo de la resistencia a compresión axial de un pilar CFT en situación de incendio, va a ser empleada la evolución de las temperaturas medidas en la muestra de ensayo para la obtención del campo de temperaturas en la sección transversal mixta después de un tiempo dado de exposición al fuego. Por tanto, de cara a futuros ensayos, parece conveniente instrumentar los pilares con más estaciones de medida de temperatura a diferentes alturas que permitan cuantificar y, en su caso, corregir, las diferencias de temperatura a lo largo del pilar debidas a la falta de uniformidad en la cámara de combustión del horno de ensayos.
  - d) La aplicación de carga sobre los pilares ensayados y los efectos de segundo orden no influyen significativamente sobre la resistencia térmica de la interfaz acero-hormigón y, por tanto, en su distribución de temperaturas en la sección transversal.
2. Con respecto al análisis de la evolución del desplazamiento axial.
  - a) Con carácter general, se confirma que la evolución del desplazamiento axial frente al tiempo de los pilares mixtos CFT en situación de incendio presenta un comportamiento identificado por cuatro fases: una primera de dilatación

del tubo de acero; la segunda, de disminución de la resistencia del acero; la tercera, correspondiente a la transferencia de la carga al núcleo de hormigón; y la cuarta y última fase, de colapso del pilar.

- b) No obstante, mientras que en el caso de los pilares ensayados con los extremos biarticulados no aparece la tercera fase de este comportamiento frente al fuego predicho para los pilares CFT (puesto que el fallo del tubo de acero se produce antes de transferir la carga al núcleo de hormigón), cuando los pilares se ensayan con el extremo inferior empotrado y el superior articulado, en algunos casos tampoco se produce esta transferencia de carga, aunque en otros casos ésta sí tiene lugar. Por tanto, puesto que las condiciones de contorno afectan directamente a la esbeltez del pilar, se observa que existe una gran influencia de ésta sobre la transferencia de carga al núcleo de hormigón.
- c) La presencia de hormigón en pilares CFT muy esbeltos no resulta eficaz en situación accidental de incendio, pues cuando los efectos de segundo orden producidos por la curvatura del tubo de acero son muy grandes, éstos no pueden ser transferidos a un material frágil tal como es el hormigón del núcleo.
- d) Cuando los niveles de carga a que se someten los pilares son muy elevados (del orden del 60% del valor de la resistencia a compresión axial del pilar a temperatura ambiente) el fallo del pilar también se produce antes de la transferencia de carga al núcleo de hormigón, por lo que su contribución es poco efectiva.
- e) Los periodos de resistencia al fuego obtenidos del ensayo de pilares CFT esbeltos sin protección externa son relativamente pequeños (inferiores a 30 minutos), especialmente en aquellos casos en que los pilares están sometidos a niveles de carga elevados (del orden del 40% y del 60%). Sin embargo, en general, los pilares sometidos a niveles de carga menores (20%) presentan valores de resistencia al fuego superiores a los 30 minutos.
- f) Tanto para pilares rellenos de hormigón de resistencia normal (NSC) como para los rellenos de hormigón de alta resistencia (HSC), y para todos los tipos de refuerzo considerados en este trabajo (hormigón en masa, C, hormigón reforzado con armaduras de acero, RC, y hormigón reforzado con fibras de acero, FC), a medida que aumenta el nivel de carga disminuye el valor de la resistencia al fuego de los pilares.

- g) Las muestras rellenas con hormigón de alta resistencia (HSC) y sometidas a un nivel de carga elevado (40%) también sufren su colapso antes de la transferencia de carga al núcleo de hormigón, por lo que, en situación de incendio y para estos casos, la presencia del núcleo de hormigón con respecto a los pilares de sección hueca sólo afecta a la distribución de temperaturas en la sección y no a su resistencia mecánica.
- h) No obstante, el hecho de reforzar el hormigón de relleno con armaduras de acero (RC) incrementa significativamente el valor de la resistencia al fuego determinado para los pilares esbeltos, con respecto a los rellenos de hormigón en masa (C), permitiendo, en determinados casos, que la carga se transfiera al núcleo de hormigón antes del colapso del pilar.
- i) Además, el uso de armaduras de refuerzo (RC) en hormigones de alta resistencia (HSC) aporta mayores ventajas que en los de resistencia normal (NSC) pues manteniendo los mismos tiempos de resistencia al fuego puede incrementarse significativamente la carga aplicada sobre el pilar.
- j) Sin embargo, en contra de lo afirmado por Schaumann et al. (2009), la adición de fibras de acero (FC) como refuerzo del hormigón de relleno de los pilares esbeltos no parece contribuir a la mejora de su resistencia al fuego con respecto a los pilares rellenos de hormigón en masa (C).
- k) En el caso de los pilares sometidos a cargas centradas, para un mismo nivel de carga, la resistencia al fuego determinada para pilares con hormigón de relleno de alta resistencia (HSC) es menor que la obtenida para los fabricados con hormigón de resistencia normal (NSC). No obstante, esta conclusión sólo se satisface en el caso de pilares sometidos a cargas excéntricas cuando el nivel de carga es elevado (del orden del 40%), por lo que para niveles de carga moderados (del orden del 20%) en pilares sometidos a cargas excéntricas el uso de hormigón de alta resistencia es beneficioso al incrementar la capacidad de carga de los pilares para un determinado tiempo de exposición al fuego.
- l) Para pilares rellenos de hormigón con una determinada resistencia a compresión, con idéntico tipo de refuerzo y sometidos al mismo nivel de carga, a medida que aumenta el valor de la excentricidad de la carga disminuye el valor de su resistencia al fuego.
- m) Por otra parte, no se han detectado evidencias de la aparición del efecto *spalling* ni en los tubos rellenos con hormigón de resistencia normal (NSC) ni

el los rellenos con hormigón de alta resistencia (HSC), posiblemente debido, por una parte a la breve duración de los ensayos y, por otra, al reducido tamaño de la sección de los pilares, lo que implica que no se genere una gran presión de poro en el núcleo de hormigón. Además, el hecho de que la camisa de acero evita la exposición directa al fuego del núcleo de hormigón, también puede inhibir la presencia de este fenómeno.

Finalmente, la comparación de los resultados experimentales con las predicciones de diferentes modelos de cálculo simplificado ha permitido validar la precisión de las mismas, obteniéndose las siguientes conclusiones:

1. Con respecto al modelo general de cálculo simplificado del apartado 4.3.5.1 del Eurocódigo 4, EN 1994-1-2 (CEN, 2005c).
  - a) Este modelo proporciona resultados inseguros y poco precisos para pilares tubulares circulares esbeltos sometidos a cargas centradas, tanto rellenos de hormigón de resistencia normal (NSC) como de alta resistencia (HSC), cuando se considera un valor igual a la unidad para los coeficientes de reducción dependientes del efecto de las tensiones térmicas,  $\varphi_{i,\theta}$ .
  - b) El hecho de rechazar el efecto de las tensiones térmicas en el cálculo de la rigidez eficaz a flexión al aplicar este modelo de cálculo a pilares CFT sometidos a cargas centradas, supone una importante desviación con respecto a su comportamiento real frente al colapso por pandeo global a elevadas temperaturas, por lo que deberían proponerse unos valores adecuados para los coeficientes de reducción dependientes del efecto de las tensiones térmicas,  $\varphi_{i,\theta}$ , para poder aplicar este modelo de cálculo simplificado del Eurocódigo 4.
  - c) El modelo general de cálculo simplificado del Eurocódigo 4 es muy preciso para pilares circulares esbeltos CFT reforzados con armaduras de acero (RC) y sometidos a cargas excéntricas.
  - d) No obstante, a pesar de que este modelo proporciona predicciones seguras en el caso de pilares circulares esbeltos CFT no reforzados con armaduras de acero (C y FC) sometidos a cargas excéntricas, resulta excesivamente conservador, con un factor de seguridad medio superior a 2.
  - e) Por tanto, el modelo general de cálculo simplificado del apartado 4.3.5.1 del Eurocódigo 4 debería revisarse y mejorarse incorporando los resultados de ensayos experimentales y de modelos numéricos.

2. Con respecto al modelo de cálculo simplificado del Anexo H del Eurocódigo 4, EN 1994-1-2 (CEN, 2005c).
  - a) Las conclusiones extraídas del análisis de este modelo son parejas a las del modelo general del Eurocódigo 4. Así, para el caso de pilares circulares esbeltos CFT sometidos a cargas centradas las predicciones del modelo son, en general, inseguras y poco precisas.
  - b) Para el caso de los pilares sometidos a cargas excéntricas el método se presenta como seguro, siendo muy preciso para el caso particular de pilares rellenos de hormigón reforzado con armaduras de acero (RC) y excesivamente conservador para pilares no reforzados con armaduras de acero (C y FC).
  - c) Debería ampliarse el campo de aplicación del modelo del Anexo H del Eurocódigo 4 para incluir a pilares circulares esbeltos CFT rellenos con hormigones de alta resistencia (HSC), puesto que las conclusiones obtenidas para este tipo de relleno son similares a las que se deducen cuando el pilar se rellena con hormigón de resistencia normal (NSC).
3. Con respecto al modelo de cálculo simplificado del anexo nacional francés (AFNOR, 2007) del Eurocódigo 4, EN 1994-1-2 (CEN, 2005c).
  - a) El método propuesto por el anexo nacional francés proporciona resultados seguros y homogéneos para pilares circulares esbeltos CFT en cualquiera de las circunstancias analizadas en este documento (rellenos de hormigón en masa, reforzado con armaduras o con fibras de acero; sometido a cargas centradas o excéntricas, hasta 50 mm), si bien se trata de un planteamiento excesivamente conservador al presentar valores de seguridad por encima del 50%.
  - b) El campo de aplicación de este método puede ampliarse para considerar pilares CFT rellenos de hormigón con una resistencia a compresión de hasta 90 MPa.
4. Con respecto a las ecuaciones de cálculo simplificado propuestas por Kodur (1999).
  - a) La ecuación propuesta por Kodur proporciona estimaciones del valor del tiempo de resistencia al fuego para pilares CFT sustancialmente inseguras, siendo el valor del tiempo de resistencia al fuego determinado

experimentalmente, aproximadamente, la mitad del valor estimado mediante esta ecuación de cálculo simplificado.

- b) Por otra parte, en lo referente a la carga axial de pandeo de los pilares circulares esbeltos CFT en situación de incendio, el método de cálculo simplificado propuesto por Kodur debe aplicarse exclusivamente a pilares sometidos a pequeños grados de utilización (en torno al 25%) pues, para niveles de carga inferiores las predicciones obtenidas son ligeramente inseguras y para niveles de carga superiores excesivamente conservadoras.
5. Con respecto a las ecuaciones de la resistencia relativa,  $SI$ , propuestas por Han (Han et al., 2003b) cabe concluir que éstas proporcionan resultados muy inseguros, con un factor de seguridad próximo a 0,6.
6. Con respecto a la ecuación de cálculo simplificado utilizada en Japón (ANUHT, 2004), se concluye que ésta proporciona resultados seguros para pilares CFT con valores reducidos de resistencia al fuego (inferiores a 30 minutos), pero ligeramente inseguros en el caso de pilares cuya resistencia al fuego es elevada (superior a 30 minutos), si bien deberían realizarse más pruebas experimentales para confirmar esta conclusión.

## 7.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Tras el análisis de los resultados de esta tesis doctoral y debido a la magnitud del problema investigado, puede deducirse que este trabajo resulta insuficiente para cubrir la totalidad de los posibles escenarios relacionados con esta materia. Por tanto, parece conveniente proponer nuevas líneas de investigación que permitan en el futuro profundizar en los aspectos más significativos aquí desarrollados.

Como se ha observado en una parte de los ensayos experimentales desarrollados en el presente trabajo, el comportamiento en situación de incendio de estos pilares no obedece al modelo característico (ver Figura 2.2) según el cual, tras las dos primeras fases de dilatación del tubo de acero y disminución de su resistencia, aparece una tercera fase de transferencia de la carga al núcleo de hormigón, antes del colapso del pilar. En estos casos, el gran valor de la carga que soporta totalmente el tubo de acero provoca el colapso del pilar por pandeo global antes de que dicha carga pueda ser transferida al hormigón. Por tanto, parece conveniente estudiar estrategias que permitan optimizar el comportamiento frente al fuego de los pilares CFT permitiendo, en cualquier caso, el trabajo del núcleo de

hormigón al absorber las cargas transferidas por el tubo de acero tras su debilitamiento, mejorando los tiempos de resistencia al fuego obtenido por este tipo de pilares.

Por otra parte, puesto que todos los pilares analizados en este trabajo presentan una sección circular, se sugiere extender la campaña experimental a otros tipos de geometría, tales como, elíptica, cuadrada o rectangular. Además, también deberían estudiarse otras soluciones innovadoras cuyo uso está extendiéndose en la industria de la construcción, como pueden ser los pilares de doble tubo rellenos de hormigón.

Asimismo, se propone ampliar el estudio experimental con la fabricación de pilares CFT empleando materiales de alta resistencia: por una parte, hormigones de ultra alta resistencia ( $f_c > 100$  MPa); y por otra, de aceros de alta resistencia ( $f_y > 460$  MPa). Además, también convendría valorar el empleo de materiales no convencionales, tales como hormigón autocompactante o perfiles tubulares de acero inoxidable.

En ocasiones, la situación real de los pilares en los edificios no permite una exposición global del mismo a la acción del fuego, fundamentalmente, en los pilares de sección cuadrada o rectangular, quedando únicamente expuestos por una o tres de sus caras. Por tanto, podrían aplicarse los procedimientos experimentales descritos en este trabajo para evaluar el comportamiento en situación de incendio de los pilares CFT sometidos a una exposición al fuego no uniforme.

Además, en los incendios reales aparecen restricciones axiales y rotacionales a la elongación térmica que no tienen lugar en los ensayos de laboratorio, lo que puede dar lugar a cambios importantes en el comportamiento mecánico del pilar en situación accidental de fuego. Así, debería estudiarse cómo trabajan realmente las uniones entre elementos estructurales en caso de incendio y analizar su influencia con respecto a la longitud de pandeo del pilar.

Si bien en este trabajo se ha considerado la acción de aplicar cargas excéntricas sobre los pilares CFT analizados, estas excentricidades pueden resultar pequeñas (20 y 50 mm) de acuerdo con los valores encontrados en determinadas soluciones constructivas. Por tanto, parece lógico proponer la ampliación de la investigación aquí desarrollada a pilares esbeltos sometidos a grandes excentricidades.

Finalmente, se propone una futura línea de investigación que permita mejorar los modelos de cálculo simplificado planteados por el Eurocódigo 4 con el fin de

obtener predicciones igualmente precisas independientemente del tipo de relleno de hormigón.

# **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ali, F., Nadjai, A. & Choi, S. (2010). Numerical and experimental investigation of the behavior of high strength concrete columns in fire. *Engineering Structures*, 32 (5), 1236-1243.
- American Concrete Institute [ACI]. (2007). *ACI 216.1M-07: Code requirements for determining fire resistance of concrete and masonry construction assemblies*. Detroit, MI, U.S.: Autor.
- American Society of Civil Engineers [ASCE]. (2003). *ASCE/SFPE 29-99: Standard calculation method for structural fire protection*. Reston, VA, U.S.: Autor.
- Aribert, J.M., Renaud, C. & Zhao, B. (2008). Simple fire design for composite hollow-section columns. *Structures & Buildings*, 161, 325-336.
- Associated Factory Mutual Fire Insurance Companies [AFMFIC]. (1917). *Fire tests of building columns*. Chicago, IL, U.S.: Underwriters' Laboratories.
- Association Française de Normalisation [AFNOR]. (2007). *NF-EN 1994-1-2/NA: Calcul simplifié de la résistance au feu des profils creux remplis de béton exposés aux conditions d'incendie normalisé. Annexe PCRB* (pp. 9-16). Paris, France: Autor.
- Association of New Urban Housing Technology [ANUHT]. (2004). *Fire resistance design of non-insulated CFT columns: Guidelines, technical explanations and design examples* (en japonés).
- Bergmann, R., Matsui, C., Meinsma, C. & Dutta, D. (1995). *Design guide for concrete filled hollow section columns under static and seismic loading*. Köln, Germany: Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT).

- Canadian Commission on Building and Fire Codes [CCBFC]. (2010). *National building code of Canada (NBCC)*. Ottawa, Canada: National Research Council of Canada (NRCC).
- Canadian Standards Association [CAN]. (2001). *CAN/CSA-S16-01: Limit states design of steel structures*. Toronto, Canada: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (1994). *ENV 1994-1-2, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design*. Brussels, Belgium: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (1999a). *EN 1363-1: Fire resistance tests. Part 1: General requirements*. Brussels, Belgium: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (1999b). *EN 1363-2: Fire resistance tests. Part 2: Alternative and additional procedures*. Brussels, Belgium: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (1999c). *EN 1365-4: Fire resistance tests for loadbearing elements. Part 4: Columns*. Brussels, Belgium: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (2000). *EN 197-1: Cement. Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements*. Brussels, Belgium: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (2002). *EN 1991-1-2, Eurocode 1: Actions on structures. Part 1.2: General actions. Actions on structures exposed to fire*. Brussels, Belgium: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (2004a). *EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (2004b). *EN 1992-1-2, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design*. Brussels, Belgium: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (2004c). *EN 1994-1-1, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (2005a). *EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium: Autor.

- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (2005b). *EN 1993-1-2, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design*. Brussels, Belgium: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (2005c). *EN 1994-1-2, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design*. Brussels, Belgium: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (2006). *EN 10210-2: Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels. Part 2: Tolerances, dimensions and sectional properties*. Brussels, Belgium: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (2009). *EN ISO 6892-1: Metallic materials. Tensile testing. Part 1: Method of test at room temperature*. Brussels, Belgium: Autor.
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (2011). *Resolutions agreed by unanimity at the CEN/TC 250/SC4 meeting in Viena on the 14<sup>th</sup> april 2011*. Viena, Austria: CEN/TC 250/SC4 - N358 (E, D, F).
- Comité Européen de Normalisation [CEN]. (2012). *EN 1363-1: Fire resistance tests. Part 1: General requirements*. Brussels, Belgium: Autor.
- Chabot, M. & Lie, T.T. (1992). *Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with bar-reinforced concrete. Internal report No. 628*. Ottawa, Canada: Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada (NRCC).
- Chung, K., Park, S. & Choi, S. (2009). Fire resistance of concrete filled square steel tube columns subjected to eccentric axial load. *Steel Structures*, 9 (1), 69-76.
- COMETUBE. (1976). *Fire resistance of structural hollow sections: COMETUBE research. CIDECT programme 15A. Final report*. Paris, France: Autor.
- CORUS. (2007). *Celsius 355 ovals: Sizes and capacities. EC3 Version*. Corby, U.K.: Corus Tubes. Structural & Conveyance Business.
- DBJ. (2003). *DBJ 13-51-2003: Technical specification for concrete-filled steel tubular structures* (en chino). Fuzhou, China: The Construction Department of Fujian Province.

- Ding, J. & Wang, Y.C. (2008). Realistic modelling of thermal and structural behaviour of unprotected concrete filled tubular columns in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 64, 1086-1102.
- Espinós, A. (2012). *Numerical analysis of the fire resistance of circular and elliptical CFT columns*. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de València, España.
- Espinós, A., Gardner, L., Romero, M.L. & Hospitaler, A. (2011). Fire behaviour of concrete filled elliptical steel columns. *Thin-Walled Structures*, 49 (2), 239-255.
- Espinós, A., Romero, M.L. & Hospitaler, A. (2010). Advanced model for predicting the fire response of concrete filled tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 66, 1030-1046.
- Espinós, A., Romero, M.L. & Hospitaler, A. (2012). Simple calculation model for evaluating the fire resistance of unreinforced concrete filled tubular columns. *Engineering Structures*, 42, 231-244.
- Espinós, A., Romero, M.L. & Hospitaler, A. (2013). Fire design method for bar-reinforced circular and elliptical concrete filled tubular columns. *Engineering Structures*, 56, 384-395.
- European Convention for Constructional Steelwork [ECCS]. (1988). *Calculation of the fire resistance of centrally loaded composite steel-concrete columns exposed to the standard fire: Technical note. ECCS Technical Committee 3 - Fire Safety of Steel Structures*. Brussels, Belgium: Autor.
- Gardner, L. & Ministro, A. (2005). Structural steel oval hollow sections. *Structural Engineer*, 83 (21), 32-36.
- Grandjean, G., Grimault, J.P. & Petit, L. (1980). *Determination de la duree au feu des profils creux remplis de beton: CIDECT research project 15B-80/10*. Cologne, Germany: Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT).
- Guiaux, P. & Janns, J. (1970). *Comportement au flambement des colonnes constituées de tubes en acier remplis de béton*. Brussels, Belgium: Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie des Fabrications Métalliques (CRIF, MT65).

- Han, L.H. (2000). *Concrete filled steel tubular structures*. Peking, China: Science Press.
- Han, L.H., Chen, F., Liao, F.Y., Tao, Z. & Uy, B. (2013). Fire performance of concrete filled stainless steel tubular columns. *Engineering Structures*, 56, 165-181.
- Han, L.H. & Huo, J.S. (2003). Concrete-filled hollow structural steel columns after exposure to ISO-834 fire standard. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 129 (1), 68-78.
- Han, L.H., Huo, J.S. & Wang, Y.C. (2005). Compressive and flexural behaviour of concrete filled steel tubes after exposure to standard fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 61, 882-901.
- Han, L.H. & Lin, X.K. (2004). Tests on cyclic behaviour of concrete-filled hollow structural steel columns after exposure to the ISO-834 standard fire. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 130 (11), 1807-1819.
- Han, L.H., Yang, Y.F. & Xu, L. (2003a). An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 59 (4), 427-452.
- Han, L.H., Zhao, X.L., Yang, Y.F. & Feng, J.B. (2003b). Experimental study and calculation of fire resistance of concrete-filled hollow steel columns. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 129 (3), 346-356.
- Harada, K. (2004). *Actual state of the codes on fire design in Japan*. Proceedings of the Workshop "Fire Design of Concrete Structures: What now? What next?", Milan, Italy, December 2-3, 2004. Brescia, Italy: Starrylink Editrice.
- Hass, R., Ameler, J. & Zies, H. (2000). *Fire Resistance of hollow section composite columns with high strength concrete filling: CIDECT Research Project 15P-12/00*. Brunswick, Germany: Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT).
- Hernández, D. (2011). *Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable*. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de València, España.
- Hicks, S.J. & Newman, G.M. (2002). *Design guide for SHS concrete filled columns*. Corby, U.K.: Corus Tubes. Structural & Conveyance Business.

- Hong, S. & Varma, A.H. (2009). Analytical modeling of the standard fire behavior of loaded CFT columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 54-69.
- Hua, Y., Faqi, L., Sumei, Z. & Xuetao, L. (2013). Experimental investigation of concrete-filled square hollow section columns subjected to non-uniform exposure. *Engineering Structures*, 48, 292-312.
- International Standards Organisation [ISO]. (1999). *ISO 834-1: Fire resistance tests. Elements of building construction. Part 1: General requirements*. Geneva, Switzerland: Autor.
- Kim, D.K., Choi, S.M., Kim, J.H., Chung, K.S. & Park, S.H. (2005). Experimental study on fire resistance of concrete-filled steel tube column under constant axial loads. *International Journal of Steel Structures*, 5 (4), 305-313.
- Kodur, V.K.R. (1999). Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 51 (1), 21-36.
- Kodur, V.K.R. (2007). Guidelines for fire resistant design of concrete-filled steel HSS columns: State-of-the-art and research needs. *Steel Structures*, 7, 173-182.
- Kodur, V.K.R. & Latour, J.C. (2005). *Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with high-strength concrete*. Ottawa, Canada: Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada (NRCC).
- Kodur, V.K.R. & Lie, T.T. (1995). *Experimental studies on the fire resistance of circular hollow steel columns filled with steel-fibre-reinforced concrete. Internal report No. 691*. Ottawa, Canada: Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada (NRCC).
- Kodur, V.K.R. & MacKinnon, D.H. (2000). Design of concrete-filled hollow structural steel columns for fire endurance. *Engineering Journal - AISC*, 37 (1), 13-24.
- Kordina, K. & Klingsch, W. (1983). *Fire resistance of composite columns of concrete filled hollow sections. CIDECT research project 15C1/C2-83/27*. Cologne, Germany: Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT).
- Lacuesta, C., Romero, M.L., Ivorra, S. & Portolés, J.M. (2006). *A three-dimensional numerical model of circular concrete filled columns*. Proceedings of the Eighth

- International Conference on Computational Structures Technology, Stirlingshire, U.K., paper 22, doi:10.4203/ccp.83.22: B.H.V. Topping, G. Montero, R. Montenegro.
- Lennon, T., Moore, D.B., Wang, Y.C. & Bailey, C.G. (2007). *Designers' guide to EN 1991-1-2, EN 1992-1-2, EN 1993-1-2 and EN 1994-1-2*. London, U.K.: Thomas Telford Ltd.
- Lie, T.T. (1994). Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 120 (5), 1489-1509.
- Lie, T.T., Chabot, M. (1992). *Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with plain concrete. Internal report No. 611*. Ottawa, Canada: Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada (NRCC).
- Llinares, M., Maciá, M.E. & Arteaga, A. (2004). Calibración del tiempo equivalente de exposición al fuego según el Código Técnico de la Edificación. *Informes de la Construcción*, 55 (490), 63-72.
- Lu, H., Zhao, X. & Han, L. (2009). Fire behaviour of high strength self-consolidating concrete filled steel tubular stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 65 (10-11), 1995-2010.
- Markovic, I. (2006). *High performance hybrid reinforced fibre concrete: Development and utilization*. Tesis Doctoral. Delft University of Technology, Netherlands.
- Moliner, V., Espinós, A., Romero, M.L., Hospitaler, A. (2013). Fire behavior of eccentrically loaded slender high strength concrete-filled tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 83, 137-146.
- Orgass, M. & Klug, Y. (2004). *Fibre reinforced ultra-high strength concretes*. Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete, pp. 175-186. Kassel, Germany.
- Packer, J.A. (2008). Going elliptical. *Modern Steel Construction*, 48 (3), 65-67.
- Park, S., Choi, S. & Chung, K. (2008). A study on the fire-resistance of concrete-filled steel square tube columns without fire protection under constant central axial loads. *Steel and Composite Structures*, 8 (6), 491-510.

- Park, S., Chung, K. & Choi, S. (2007). A study on failure prediction and design equation of concrete filled square steel tube columns under fire condition. *Steel Structures*, 7 (3), 183-191.
- Pires, T., Rodrigues, J.P. & Rêgo, J.J. (2012). Fire resistance of concrete filled circular hollow columns with restrained thermal elongation. *Journal of Constructional Steel Research*, 77, 82-94.
- Portolés, J.M. (2010). *Estudio experimental y numérico de soportes tubulares circulares de acero esbeltos rellenos de hormigón de alta resistencia*. Tesis Doctoral. Universitat Jaume I, Castellón, España.
- Portolés, J.M., Romero, M.L., Bonet, J.L. & Filippou, F.C. (2011). Experimental study of high strength concrete-filled circular tubular columns under eccentric loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 67, 623-633.
- Portolés, J.M., Romero, M.L., Filippou, F.C. & Bonet, J.L. (2011). Simulation and design recommendations of eccentrically loaded slender concrete-filled tubular columns. *Engineering Structures*, 33 (5), 1576-1593.
- Purkiss, J.A. (2007). *Fire safety engineering: Design of structures*. (2<sup>nd</sup> ed.). Oxford, U.K.: Butterworth-Heinemann. Elsevier Ltd.
- Renaud, C., Aribert, J.M. & Zhao, B. (2003). Advanced numerical model for the fire behaviour of composite columns with hollow steel section. *Steel and Composite Structures*, 3 (2), 75-95.
- Renaud, C., Joyeux, D. & Kruppa, J. (2004). *Improvement and extension of the simple calculation method for fire resistance of unprotected concrete filled hollow columns*. CIDECT research project 15Q-12/03. Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France: Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM).
- Renaud, C. & Kruppa, J. (2004). *Unprotected concrete filled columns fire tests: Verification of 15Q*. CIDECT research project 15R. Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France: Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM).
- Romero, M.L., Moliner, V., Espinós, A., Ibáñez, C. & Hospitaler, A. (2011). Fire behavior of axially loaded slender high strength concrete-filled tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 67 (12), 1953-1965.

- Schaumann, P., Kodur, V.K.R. & Bahr, O. (2009). Fire behaviour of hollow structural section steel columns filled with high strength concrete. *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 1794-1802.
- Serra, E. (2012). *Influencia en pilares tubulares esbeltos de acero sometidos a carga axial y momento flector del relleno con hormigón de altas prestaciones*. Trabajo de Investigación CST/MIH no publicado. Universitat Politècnica de València, España.
- Tao, Z., Han, L.H., Uy, B. & Chen, X. (2011). Post-fire bond between the steel tube and concrete in concrete-filled steel tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 67, 484-496.
- Tondini, N., Hoang, V.L., Demonceau, J.F. & Franssen, J.M. (2013). Experimental and numerical investigation of high-strength steel circular columns subjected to fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 80, 57-81.
- Twilt, L., Hass, R., Klingsch, W., Edwards, M. & Dutta, D. (1996). *Design guide for structural hollow section columns exposed to fire*. Cologne, Germany: Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT).
- Vega, L., Llinares, M., Villagra, C., Gallego, V. & González, B. (2010). *Construir con madera. Capítulo 3: comportamiento frente al fuego*. Madrid, España: Confederación Española de Empresarios de la Madera (CONFEMADERA).
- Wainman, D.E., Toner, R.P. (1992). *BS 476. Part 21: Fire resistance tests. The construction and testing of three loaded CHS columns filled with concrete*. Moorgate, Rotherham, U.K.: Swinden Laboratories. British Steel Technical.
- Wang, Y.C. (2005). Performance of steel-concrete composite structures in fire. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 7 (2), 86-102.
- Wang, Y. & Kodur, V.K.R. (2000). Research toward use of unprotected steel structures. *Journal of Structural Engineering*, 126 (12), 1442-1450.
- Wardenier, J. (2001). *Hollow sections in structural applications*. Delft, Netherlands: Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT).
- Zha, X.X. (2003). Finite element analysis of fire resistance of concrete filled CHS columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 59, 769-779.

Zhao, X.L., Han, L.H. & Lu, H. (2010). *Concrete-filled tubular members and connections*. Oxon, U.K.: Spon Press.

# ANEJOS



## **ANEJOS**

- ANEJO A. Artículo 1. “Fire behavior of axially loaded slender high strength concrete-filled tubular columns”.
- ANEJO B. Artículo 2. “Fire behavior of eccentrically loaded slender high strength concrete-filled tubular columns”.
- ANEJO C. Informe de ensayo de tracción de una probeta de acero con el que están fabricados los perfiles tubulares.
- ANEJO D. Resultados de ensayo. Muestra nº 28: RC159-6-3-90-20-40.



## **Fire behavior of axially loaded slender high strength concrete-filled tubular columns**

**Manuel L. Romero<sup>a</sup>, V. Moliner<sup>b</sup>, A. Espinos<sup>a</sup>, C. Ibañez<sup>a</sup> and A. Hospitaler<sup>a</sup>**

<sup>a</sup> *Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH). Universitat Politècnica de València, Spain*

<sup>b</sup> *Centro Técnico del Fuego, AIDICO, Valencia, Spain*

---

### **ABSTRACT**

This paper describes sixteen fire tests conducted on slender circular hollow section columns filled with normal and high strength concrete, subjected to concentric axial loads. The test parameters were the nominal strength of concrete (30 and 80 MPa), the infilling type (plain concrete, reinforced concrete and steel fiber reinforced concrete) and the axial load level (20% and 40%). The columns were tested under fixed-pinned boundary conditions and the relative slenderness at room temperature was higher than 0.5 in all of the cases. A numerical model was validated against the tests, in order to extend the results and understand the failure mode of such columns. It is the aim of this paper to study the influence in a fire situation of the use of high strength concrete, as opposed to normal strength concrete. The results have shown that for slender columns subjected to high temperatures, the behavior of high strength concrete was different than for stub columns, spalling not being observed in the experiments. Furthermore, the addition of steel fibers was not found very advantageous in slender columns, since no increment in terms of fire resistance was obtained for the columns which used this type of reinforcement. However, the addition of reinforcing bars seems to be the solution in some cases, where the use of external fire protection wants to be avoided in the design of HSS structures, since the reinforcing bars allow the tube to resist a higher axial load.

---

### **1. Introduction**

Concrete filled tubular (CFT) columns combine the action of steel and concrete when carrying compression loads and moments showing an ideal structural performance. While the steel tube confines the concrete core enhancing its compressive strength, the concrete core prevents the steel section from experiencing local buckling. Due to that, the use of CFT columns has increased, becoming very popular in the last years.

Furthermore, the fire resistance of CFT columns is higher than that of hollow steel tubular columns, external protection being not needed in most cases. When the steel tube is filled with concrete, while the steel section gradually loses its strength and stiffness the load is transferred to the concrete core, which due to its lower thermal conductivity heats up more slowly. During a fire, the steel tube acts as a radiation shield to the concrete core and a steam layer in the steel-concrete boundary appears. Both effects lead to a lower temperature rise in the cross-section as

compared to empty steel tubes and exposed reinforced concrete structures [1]. Wang and Kodur [2] recommended the use of such typology of columns in order to avoid the use of external fire protection when designing steel structures.

The use of high strength concrete (HSC) as infilling in CFT columns is very popular amongst designers and has recently become a good alternative to normal strength concrete (NSC). At room temperature, high strength CFT columns show higher load-bearing capacity than those filled with traditional NSC. The benefits of using HSC are higher for non-slender columns or for columns with low D/t ratio, but, in general, the use of HSC filled tubular columns is highly interesting due to the enhancement of ductility as compared to that of common high strength reinforced concrete columns. Results from Portolés et al. [3,4] show the utility of the concrete contribution ratio for different values of slenderness, concrete strength or confinement index.

Notation	
CFT	Concrete filled tube
$D$	Diameter of the column
$t$	Thickness of the steel tube
$e$	Loading eccentricity
EC2	Eurocode 2 Part 1-2 (EN 1992-1-2)
EC3	Eurocode 3 Part 1-2 (EN 1993-1-2)
EC4	Eurocode 4 Part 1-2 (EN 1994-1-2)
P-P	Pinned-pinned supporting conditions
F-P	Fixed-pinned supporting conditions
FCCR	Fire concrete contribution ratio
FEM	Finite element modelling
FRR	Fire resistance rating
$f_c$	Compressive cylinder strength of concrete at room temperature (test date)
$f_s$	Yield strength of reinforcing steel at room temperature
$f_y$	Yield strength of structural steel at room temperature
HSC	High strength concrete
NSC	Normal strength concrete
HSS	Steel hollow section
$L$	Length of the column
$N$	Test load
$N_{Rd}$	Resistance of the column in axial compression at room temperature
$T$	Temperature
$\mu=N/N_{Rd}$	Axial load level

At elevated temperatures, although it is known that HSC behaves in a different way than NSC, its performance is not completely defined. Lu et al. [5], Ding and Wang [6] and Espinos et al. [7] developed numerical models and established that the behavior of axially loaded CFT columns under fire can be divided into different stages.

In previous work [7], the authors of this paper presented the evolution of the column axial displacement along time through four stages. Due to its higher thermal conductivity and its direct exposure to fire, the steel tube heats up more rapidly and consequently expands faster than the concrete core. This difference in the axial displacement rate and the appearance of a gap at the steel-concrete interface lead to the subsequent loss of contact of the concrete core with the loading plate. Because of this fact, the axial load ratio of the steel tube gradually increases, up to a point where the whole applied load is sustained by the steel tube alone (stage 1), Fig. 1. This situation remains until the steel tube reaches its critical temperature and the local yielding of the steel section occurs (stage 2). At this point, the steel tube starts to shorten, allowing the loading plate to

contact back the concrete core. As the column shortens, the load sustained by the steel tube is progressively transferred to the concrete core (stage 3) and, as a consequence, the axial force ratio undergoes an inversion. In this stage, the concrete core is the element of the column showing more resistance, since the steel tube has lost its load-bearing capacity in the previous stages. As the temperature advances through the inner section, the concrete core mechanical properties are progressively degraded, and after a significant period of time the concrete core completely loses its strength and stiffness, leading to the ultimate failure (stage 4).

According to Kodur and Latour [8] and Ali et al. [9], when high strength concrete filled columns are exposed to fire, one of the most important factors affecting their behavior is spalling, as it leads to a explosive deterioration of the material due to the development of internal pore pressures.

Schaumann et al. [10] detected spalling when performing a series of fire tests on high strength CFT columns filled with different types of concrete, and stated that its effects could be minorated by means of using steel bars or steel fiber reinforcement. Contrarily, Lu et al. [5], after testing a series of stub columns filled with high strength self-consolidating concrete, concluded that the fire behavior of these columns was found to be the same as that for normal strength CFT columns.

Thus, the possibility of this phenomenon to appear during a fire makes it necessary to evaluate the convenience of using HSC as infilling in hollow steel section columns, as their fire resistance could be affected.

While the fire behavior of normal strength CFT columns has been deeply investigated for years and numerous test programs have been carried out for both slender and non-slender columns (Lie and Chabot [11], Chabot and Lie [12], Lie [13], Kordina and Klingsch [14], Paret al. [15,16], Chung et al. [17] and Han et al. [18]), no extensive experimental programs specifically designed for slender high strength CFT columns can be found in the literature. Only Hass et al. [20], and Han et al. [21] have performed some tests combining HSC and slender concrete-filled columns.

Kodur et al. [8] performed a series of fire tests on circular and square CFT columns of reduced slenderness filled with high strength concrete. The tested specimens were either unreinforced or reinforced with bars or steel fibers. In turn, Lu et al. [5] carried out an experimental program consisting of 6 stub columns filled with self-consolidating HSC of grades ranging from 90 to

99 MPa. Nevertheless, the results from these authors do not provide enough information to evaluate the influence of the main factors affecting the fire behavior of high strength CFT columns.

In this paper, results from an experimental program for slender axially loaded CFT columns subjected to fire are presented. The infilling of these columns was of three different types: plain concrete, reinforced concrete and steel fiber reinforced concrete. The concrete strength was a parameter in this research, using concrete mixes of 30 MPa (NSC) and 80 MPa (HSC). By means of the results from the experimental program, the numerical model proposed by the authors in previous work [7] was validated. With the help of this model, a deeper study on the failure mechanism of such columns was performed, while a new parameter was proposed (the fire concrete contribution ratio, FCCR) which helps to quantify the importance of the use of concrete infilling in hollow steel section columns exposed to fire and allows to evaluate the interest of using high strength concrete compared with normal strength concrete.

## 2. Experimental program

In this experimental program, sixteen fire

tests were carried out on normal and high strength concrete-filled tubular columns. The aim of the program was to investigate the effects of three main parameters on the fire behavior of these columns: concrete strength ( $f_c$ ), type of concrete infilling (plain, reinforced and steel fiber reinforced) and the load level ( $\mu$ ). According to the common practice in construction, test values of these parameters were selected. All the tested columns were 3180 mm long and had a diameter of 159 mm. Only a  $D/t$  ratio value was used, with a steel tube wall thickness of 6 mm. Those values were chosen in order to obtain slender columns, avoiding local buckling. With regard to the concrete nominal strength, two values were used: 30 and 80 MPa. In all the tests, the load was axially applied and its value was calculated as a percentage of the corresponding ultimate load at room temperature, which was obtained by means of a validated numerical model developed by Lacuesta et al. [22]. Again, according to the common load levels found in practice, values of 20% and 40% were adopted, although in some cases the 60% was also adopted. In Table 1, data of the tested columns can be found.

All of the tests were performed in the testing facilities of AIDICO (Instituto Tecnológico de la Construcción) in Valencia, Spain. The test specimens can be identified as follows: NXXX-T-

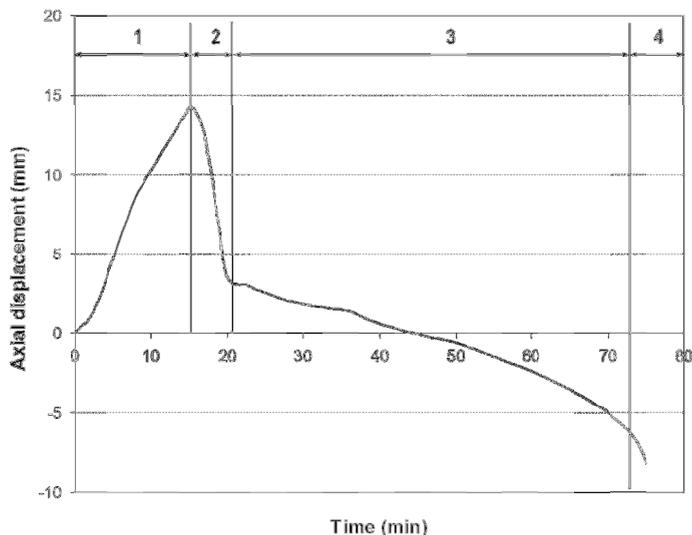


Fig. 1. Axial displacement versus time, from Espinos et al [7].

L-FF-EE-AA (i.e. C159-6-3-30-0-20), where N stands for the type of concrete (C = plain concrete, RC = reinforced concrete and FC = fiber reinforced concrete), XXX is the nominal diameter of the column in mm, T represents the steel tube wall thickness in mm, L the nominal length of the column in meters, FF the nominal concrete strength in MPa, EE the load eccentricity and AA the axial load level. In this paper, all the tests were conducted under axial compression and thus EE=0 for all the cases. Nevertheless, this label will be maintained in this work, since the authors are currently performing more tests in a new experimental campaign subjected to eccentric loads.

2.1. Steel

Cold formed circular steel hollow sections were used in the experimental program. The steel grade was S275JR, nevertheless the real yield strength ( $f_y$ ) of the empty tubes was obtained by performing the corresponding coupon tests, Table 1. The mean value of the steel modulus of elasticity  $E_s$  was 210 GPa according to European standards.

2.1.1. Concrete

As mentioned above, the experimental program involved concrete mixtures of normal (30 MPa) and high strength concrete (80 MPa) both for plain and steel fiber reinforced concretes, the type of aggregates being calcareous in all cases.

In order to determine the compressive

strength of concrete, sets of concrete cylinders were also prepared and cured in standard conditions during 28 days. All cylinder samples were tested on the same day that the column was tested. The cylinder compressive strength of concrete in all the tested specimens can be found in Table 1.

In order to measure the humidity of concrete, cubic specimens (150x150x150 mm) were also prepared. After 28 days, the weight of each sample was measured before and after drying them in a small oven at 150°C and the moisture level was obtained accordingly.

2.1.2. Specimens

The length of the columns was 3180 mm, although only 3000 mm was exposed to fire inside the furnace. Two ventilation holes of 15 mm diameter were drilled and located at 100 mm from each column end, as proposed by Lie and Chabot [11]. All the columns had a relative slenderness at room temperature higher than 0.5, Table 1.

The relative slenderness of a composite column  $\bar{\lambda}$  is defined in Eurocode 4 Part 1-1 as:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A_c f_c + A_s f_y}{\frac{\pi^2 EI}{L^2}}} \tag{1}$$

where  $E \cdot I = E_s \cdot I_s + 0.6 \cdot E_{cm} \cdot I_c$ ;  $I_s$  and  $I_c$  are the second moment of inertia of the steel tube and the concrete core respectively;  $E_s$  is the modulus of

**Table 1**  
Test properties and results.

Nº	Name	D mm	t mm	μ %	f <sub>c</sub> MPa	f <sub>y</sub> MPa	λ	Axial Load (kN)	B.C.	Test FRR min
1	C159-6-3-0-0-20-P-P	159	6	40	-	337.8	0.75	206	P-P	13
2	C159-6-3-30-0-40-P-P	159	6	40	30.1	337.8	0.83	338	P-P	18
3	C159-6-3-30-0-20	159	6	20	35.75	337.8	0.58	198	F-P	42
4	C159-6-3-30-0-40	159	6	40	28.55	337.8	0.58	396	F-P	25
5	C159-6-3-30-0-60	159	6	60	34.05	337.8	0.58	594	F-P	14
6	C159-6-3-80-0-20	159	6	20	71.14	341.4	0.71	335	F-P	38
7	C159-6-3-80-0-40	159	6	40	69	341.4	0.71	670	F-P	11
8	RC159-6-3-30-0-20	159	6	20	23.9	337.8	0.62	229	F-P	43
9	RC159-6-3-30-0-40	159	6	40	30	337.8	0.62	458	F-P	30
10	RC159-6-3-30-0-60	159	6	60	33.7	337.8	0.62	687	F-P	13
11	RC159-6-3-80-0-20	159	6	20	69.03	337.8	0.74	343	F-P	65
12	RC159-6-3-80-0-40	159	6	40	77	337.8	0.73	720	F-P	19
13	FC159-6-3-30-0-20	159	6	20	28.3	337.8	0.58	198	F-P	37
14	FC159-6-3-30-0-40	159	6	40	26.7	334.4	0.58	396	F-P	22
15	FC159-6-3-80-0-20	159	6	20	93.62	337.8	0.70	335	F-P	36
16	FC159-6-3-80-0-40	159	6	40	90.16	334.4	0.70	670	F-P	16

Where C stands for plain concrete, RC for reinforced concrete and FC for steel fiber reinforced concrete; and μ is the axial load level. P-P=pinned-pinned and F-P=fixed-pinned end conditions

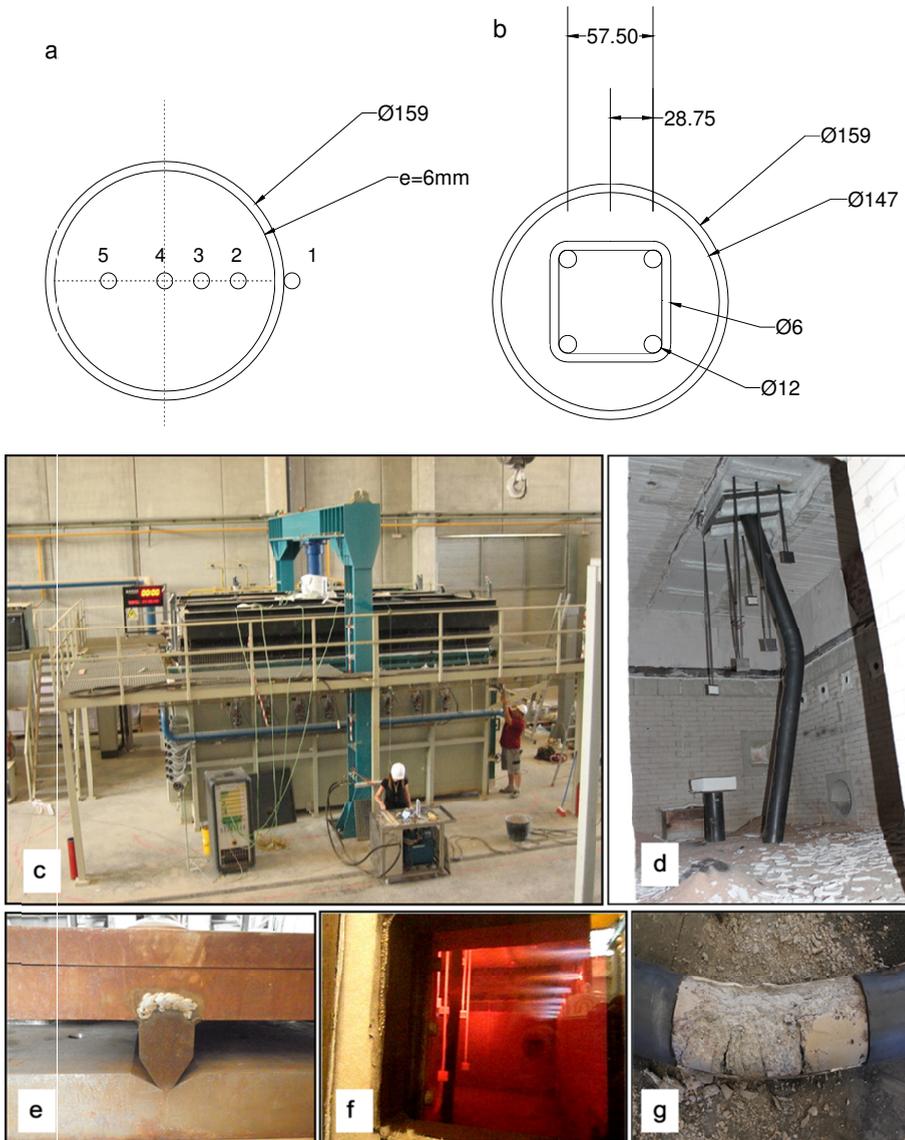
elasticity of steel; and  $E_{cm}$  is the secant modulus of elasticity of concrete.

In order to facilitate the pouring of fresh concrete, a  $300 \times 300 \times 15$  mm steel plate was welded to the bottom of each empty steel tube.

In order to register the temperature evolution during the fire test, a set of five thermocouples was positioned in the mid-length section following

Fig. 2a. While thermocouple number 1 was welded to the steel tube surface, the other 4 thermocouples were embedded in the concrete core. Thermocouple number 2 was placed at  $1/6$  of the section width, number 3 at  $1/3$ , number 4 at the center of the section and number 5 was positioned at  $3/4$  of the section width.

Concrete was poured with the column placed



**Fig. 2.** General view of: a) thermocouples layout, b) reinforcement arrangement, c) furnace, d) column after failure e) pinned support, f) burners, g) concrete cracking at mid-section.

in vertical position and afterwards shaken with a needle vibrator. Once the casting was finished, the specimens were covered with a wet cloth and a plastic film during 1 week. Later on, a second steel plate was welded to the top end of the column.

The tests of the bar reinforced specimens (RC) followed the arrangement of Fig. 2b, where four longitudinal reinforcing bars of 12 mm diameter were added and 6 mm stirrups located every 30 cm along the column length. The geometrical reinforcement ratio was close to 2.5%.

The tests of the steel fiber reinforced specimens (FC) had the same concrete mix than the PC filled, but with an addition of 40 kg/m<sup>3</sup> high strength Dramix 40/60 steel fibers.

### 2.1.3. Test set up and procedure

The tests were carried out in a 5×3 m furnace equipped with a hydraulic jack of 1000 kN maximum capacity, Fig. 2c. There were 16 gas burners in the furnace chamber, arranged in two horizontal rows containing 8 burners each, located at mid-height of the chamber. The columns were placed vertically inside the furnace, fixed (F) at the bottom end and pinned (P) at the top end, Fig. 2e.

In order to investigate the effect of the applied load over the steel-concrete interface thermal resistance and thus over the cross-sectional temperature distribution, an unloaded stub column of 1 m length was also located inside the furnace chamber and the temperatures registered by means of one thermocouple welded to the steel surface and a second thermocouple placed in the concrete outer layer, Fig. 2d. In the first tests, five thermocouples had been introduced in both unloaded and loaded columns, but as the interest was to study the thermal resistance at the steel-concrete interface, thermocouples T3 to T5 were removed from the stub columns.

Once the load was applied, it was kept constant and the burners were then activated, Fig. 2f, following an ISO-834 fire curve [19] with unrestrained column elongation. The temperature inside the furnace was automatically controlled by 5 thermocouples and pressure sensors located inside the furnace chamber. The axial elongation of the columns was measured by LVDTs located outside the furnace.

An additional pinned-pinned slender column (case 2) was tested in order to measure the influence of the slenderness of the column by changing its boundary conditions. Furthermore, an empty column (case 1) was initially tested in order

to obtain a magnitude of the fire resistance of the hollow steel tube.

## 3. Tests results

### 3.1. Axial elongation versus time

Fig. 3 presents the axial elongation (y-axis) versus time (x-axis) curve registered during the fire test, and the corresponding Table 1 presents the resulting FRR (fire resistance rating), obtained according to EN 1363-1. In general, it can be seen that for slender columns only a short fire resistance period can be obtained, particularly in those cases subjected to high axial load levels ( $\mu=0.4$  or  $\mu=0.6$ ), where the FRR was lower than 30 min. Nevertheless, those cases with a small axial load level ( $\mu=0.2$ ) presented FRR values over 30 min.

As expected, from Fig. 3a it can be inferred that for both normal and high strength concrete, the higher the axial load level is, the lower the fire resistance results.

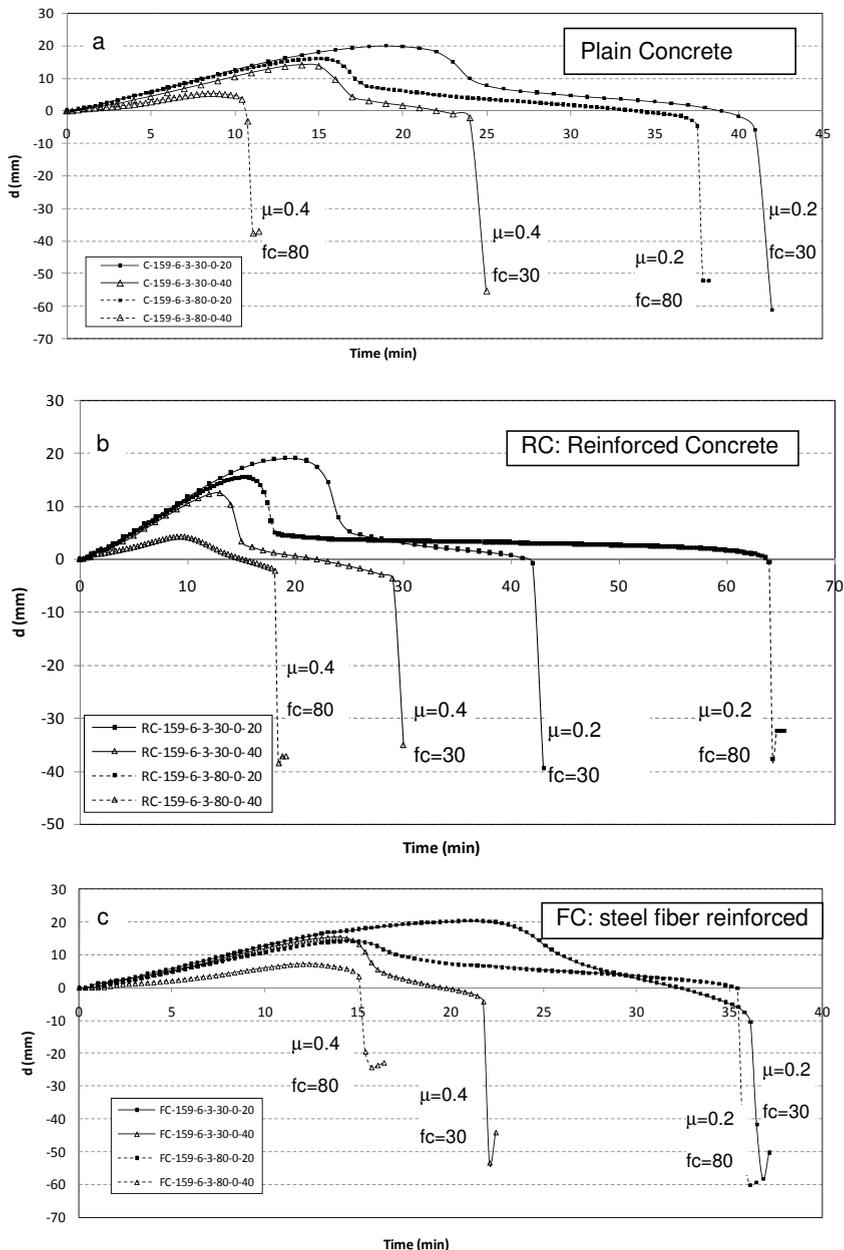
From Fig. 3a and Table 1, the FRR of the cases filled with plain concrete can be compared. It can be observed that the fire resistance was lower for the HSC specimens, although it is important to clarify that this cases were subjected to a higher axial load in terms of absolute values, for a same relative axial load level. Furthermore, it can be observed in Fig. 3a that the case with  $f_c=80$  MPa and  $\mu=0.4$  had a different behavior, where stage 3 from Fig. 1 (contribution of the concrete core) did not appear completely. In these cases the failure was due to the overall buckling of the steel tube when trying to transfer the load to the concrete core. In such situation, the presence of concrete in comparison with an empty hollow section only affects the temperature distribution and not the mechanical resistance during the fire tests. No sudden deterioration of the material was observed in the HSC specimens, what suggests that spalling is not present in slender CFT columns. The existence of spalling is very difficult to demonstrate or neglect in concrete-filled columns, in fact some specimens were cut and the steel tube wall removed so as to observe the concrete infill, Fig. 2g, noticing no evidence of any kind of spalling.

In general, the same conclusions can be obtained from Fig. 3b and c for the cases of bar-reinforced concrete (RC) and steel fiber reinforced concrete (FC).

For the cases filled with bar-reinforced concrete, the FRR was slightly higher than that of the cases filled with plain concrete, finding

particularly surprising that case with 80 MPa concrete strength and  $\mu=0.2$  (65 min). Furthermore, the bar-reinforced columns were

subjected to a higher axial load than the plain concrete filled columns: a 15% increase for NSC and a 5% increase for HSC.



**Fig. 3.** Concrete strength influence: a) PC b) RC c) FC.

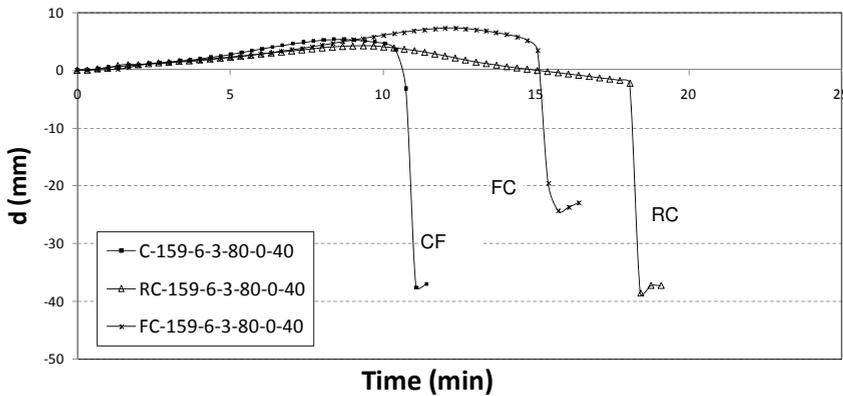
However, the cases filled with steel fiber reinforced concrete (FC) combined with normal strength concrete (NSC) did not see their FRR improved: see cases 3 and 4 versus 13 and 14. In these columns, the same axial load was applied to the plain concrete and steel fiber concrete filled specimens.

Up to now, the authors have not found a unique explanation to this phenomenon. In some cases, a difference can be found in the evolution of temperatures from the thermocouples (not

shown in this paper for simplicity), where the FC cases presented higher temperatures in the concrete, but for other tests it cannot be fully demonstrated.

Nevertheless, for the steel fiber reinforced HSC specimens, the FRR was only improved in the case with higher axial load level and thus higher influence of the second order effects (case 7 versus 16), which can be due to the brittle nature of such concrete, the addition of fibers being more useful here to increase the tensile strength.

a) Type of infilling for HSC and 40% axial load ratio



b) Influence of the slenderness for NSC and 40% axial load ratio

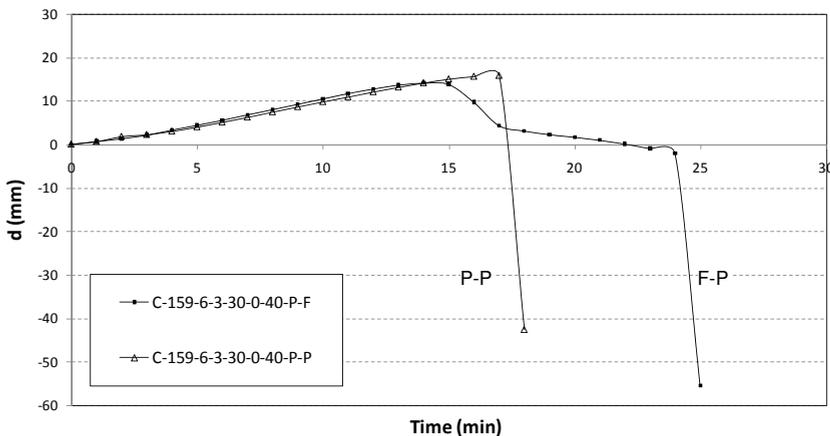


Fig. 4. Comparison of fire resistance for different parameters.

While Kodur and Latour [8] reported that steel fibers can be used to increase the fire resistance of high strength concrete filled steel columns, the test results given in this paper do not support this statement. The main difference between both experimental campaigns is that the columns presented here had a high slenderness, over 0.5. In these cases the steel fibers do not contribute to the fire resistance of the column since the failure is mainly due to the hollow steel column premature buckling.

This behavior can be compared in Fig. 4a, where the effect of the type of infilling for the HSC specimens with  $\mu=0.4$  is compared. It is worth noting that the FRR values are very small (between 0 and 25 min) in these three cases, what prevents the authors to achieve a solid conclusion this time.

It is also interesting to compare the pinned-pinned (P-P) case with the fixed-pinned (F-P) case with  $\mu=0.4$  in order to reach an initial conclusion about the influence of the slenderness, Fig. 4b. It is clear that for the pinned-pinned case, stage 3 does not appear and the steel tube fails before transferring the load to the concrete core, while in

the fixed-pinned case this load transfer occurs. The main explanation to this fact is that if second order effects produced by the curvature in the steel tube are very large, they cannot be transferred to a fragile material as unreinforced concrete and thus the presence of concrete does not result effective in very slender hollow section columns.

### 3.1.1. Temperature

As it was mentioned in the previous section, an additional unloaded stub column of the same cross-sectional geometry and materials was introduced in the furnace chamber close to the slender column, Fig. 2d, in order to compare the difference in the cross-sectional temperature distribution, Fig. 2a.

Fig. 5 presents a comparison of temperatures T1 and T2 between the slender column and the stub column, while the rest of the temperatures (T3 to T5) are not included in the graph for simplicity.

It can be concluded that there is not a big difference between the thermocouples inside the concrete (T2 to T5) while there is a big difference between the thermocouples that are in the surface

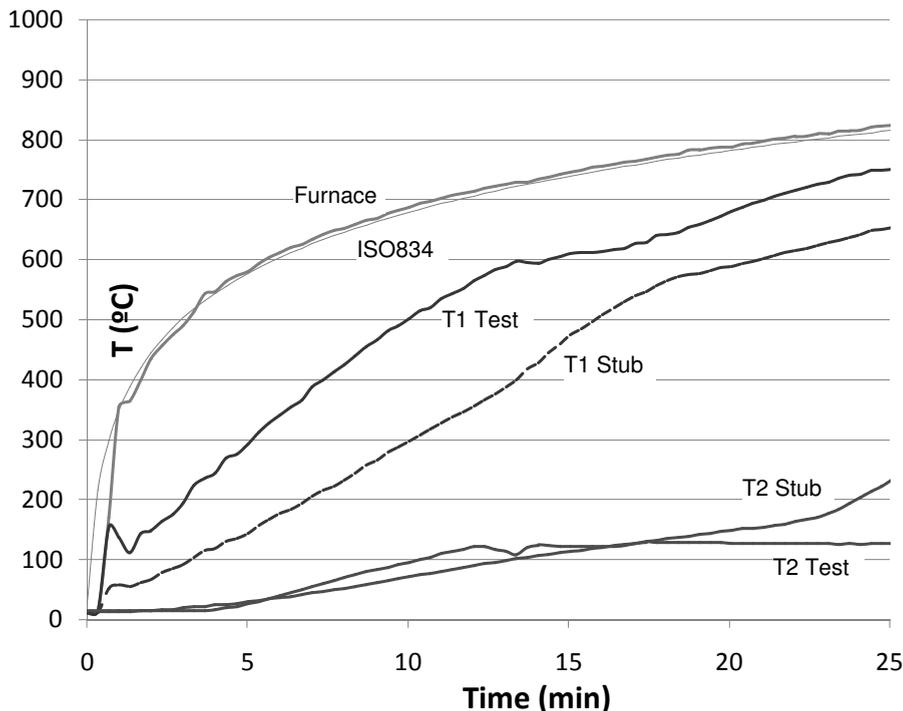


Fig. 5. Comparison of temperatures between the slender and stub column, for FC159-6-3-30-0-20.

of the steel (T1). After a deep analysis of this behavior the only explanation found is that there was a big influence of the location of the thermocouples relative to the burners over the measurements and thus thermocouple T1 in the slender column was not measuring exactly the temperature of the steel because the flame was affecting this measurement. This issue was confirmed in complementary experiments carried out in the laboratory by placing a new T1 thermocouple in the steel surface of the slender column now at L/4 from the bottom end instead of in the mid-length of the column. In this case, the  $T1_{long}$  measurement was found to be similar to the  $T1_{stub}$  measurement.

This leads the authors to the conclusion that the existence of load and second order effects does not affect significantly the thermal resistance at the steel-concrete interface and thus has not a big influence in the temperature distribution across the section. This allows, when carrying out numerical simulations, to first perform a pure heat transfer analysis to obtain the cross-sectional temperature field without accounting for the effects of the load and afterwards to apply the resulting temperature distribution to the mechanical model; that is, to perform a so-called sequentially-coupled thermalstress analysis instead of a fully-coupled analysis, neglecting the possible effect of the displacements over the temperature evolution.

#### 4. Comparison with eurocode 4

In this section, the experimental tests are used to study and discuss the EC4 simple calculation model provisions [24]. This standard provides a simple method for calculating the fire resistance of CFT columns subjected to concentric axial loads. The current field of application of EC4 simple calculation model is C20/25-C50/60, so only columns with concrete cylinder strength under 50 MPa can be calculated, nevertheless the application of the method for HSC will be intended here in order to check its validity in this range of concrete strengths.

Recently, Aribert et al. [23] have highlighted several shortcomings of EN 1994-1-2 [24] Annex H, which at present is under revision. While a new specific simplified model for concrete filled columns in fire is developed, it seems that following the general principles of Clause 4.3.5.1 is more appropriate. However, as the values of the reduction coefficients to account for the effect of thermal stresses are not given in EN 1994-1-2 [24] for concrete filled columns, some assumptions must be adopted for their treatment. In the absence of predefined values, a common approach in practice is to take them as equal to unity. More details on the discussion of the method can be found in [25].

**Table 2**

Comparison of tests, Eurocode 4 and Numerical model.

Column specimen	Axial force (kN)			FRR (min)		
	TEST	EC4-1-2	TEST/EC4	TEST	NUM	TEST/NUM
<i>Normal strength concrete</i>						
C159-6-3-30-0-20	198	250,4	0,79	25	20	1,25
C159-6-3-30-0-40	396	482,5	0,82	42	37	1,14
C159-6-3-30-0-60	594	706,5	0,84	14	16	0,88
RC159-6-3-30-0-20	229	344,4	0,66	43	38	1,13
RC159-6-3-30-0-40	458	382,7	1,20	30	24	1,25
RC159-6-3-30-0-60	687	1129,	0,61	13	17	0,76
FC159-6-3-30-0-20	198	263,4	0,75	36	31	1,16
FC159-6-3-30-0-40	396	355,2	1,11	22	19	1,16
		Mean	0,85			1,09
		Std. dev.	0,20			0,16
<i>High strength concrete</i>						
C159-6-3-80-0-20	335	348,1	0,96	37	31	1,19
C159-6-3-80-0-40	670	1104,8	0,61	11	18	0,61
RC159-6-3-80-0-20	343	339,6	1,01	64	35	1,83
RC159-6-3-80-0-40	720	711	1,01	18	20	0,90
FC159-6-3-80-0-20	335	435,7	0,77	35	40	0,88
FC159-6-3-80-0-40	670	668,1	1,00	15	22	0,68
		Mean	0,89			1,02
		Std. dev.	0,17			0,45

**4.1. Temperature field**

It is known that the EC4 simple calculation model requires the cross-sectional temperature field to be previously known and applied as a first step for obtaining the fire resistance of unprotected concrete filled hollow section columns in axial compression. Therefore, the calculated axial buckling load in fire will be influenced by the level of accuracy of the thermal distribution employed by the designer. In this paper the measured temperature field in the five thermocouples is used.

**4.2. Buckling resistance in fire**

The pinned-fixed specimens from the tests were compared with the predictions of the EC4 simple calculation model. The buckling resistance of the columns at the time of test failure was obtained, and summarized in Table 2. It was found that in general the EC4 simple calculation model produced unsafe results when using flexural stiffness reduction coefficients equal to unity, but any reliable trend can be achieved without performing a parametric study, which is not the object of this paper.

As can be seen in Table 2, the mean value was 0.85 for NSC and 0.89 for HSC respectively, the standard deviation being 0.20 and 0.17, which demonstrates that the code does not produce accurate results for slender columns.

In general, it can be concluded that for centrally loaded columns, values of the relative slenderness at ambient temperature greater than 0.5 lead to unsafe results in the predictions of Clause 4.3.5.1 in EC4 unless a set of flexural stiffness reduction coefficients lower than unity are given. This fact was already confirmed by Aribert et al. [22] and Espinós et al. [7,25], who found that EC4 simple calculation model leads to buckling load values which result unsafe for high column slenderness.

**4.3. Critical temperature**

The method of the critical temperature is defined in the Eurocode 3 and Eurocode 4 (for composite beams) [24] for a given load level as the temperature at which failure is expected to occur in a structural steel element for an uniform temperature distribution.

Lu et al. [5] stated that the limiting temperature achieved in the steel for CFT stub columns was independent of the type of concrete used and the failure modes of the columns.

However, if the temperature in the steel tube is measured at the time that the column fails in the fire test, an experimental value of the critical temperature ( $T_{cr}$ ) can be obtained, which is presented in Table 4. This temperature is also compared with the value obtained by means of the method from the Eurocode 3 (EC3), which depends on the axial load ratio ( $\mu$ ):

**Table 3**  
Critical temperature.

Column specimen	$\mu$			$T_{cr}$ test (°C)	$T_{cr}$ code (°C)		
	Nom	Real	Hollow		CFT	Nom	Real
C159-6-3-30-0-20	0,2	0,14	0,22	850	716,0	728,7	785,2
C159-6-3-30-0-40	0,4	0,29	0,44	654	610,5	623,6	670,1
C159-6-3-30-0-60	0,6	0,42	0,65	583	543,7	558,5	616,5
C159-6-3-80-0-20	0,2	0,18	0,37	756	636,3	728,7	743,3
C159-6-3-80-0-40	0,4	0,37	0,74	424	520,5	623,6	636,8
RC159-6-3-30-0-20	0,2	0,16	0,25	768	694,1	728,7	759,9
RC159-6-3-30-0-40	0,4	0,31	0,50	726	587,5	623,6	664,5
RC159-6-3-30-0-60	0,6	0,44	0,75	444	515,2	558,5	607,9
RC159-6-3-80-0-20	0,2	0,18	0,38	913	632,7	728,7	748,7
RC159-6-3-80-0-40	0,4	0,35	0,79	496	504,7	623,6	642,5
FC159-6-3-30-0-20	0,2	0,15	0,22	751	716,0	728,7	774,2
FC159-6-3-30-0-40	0,4	0,30	0,44	707	610,5	623,6	665,3
FC159-6-3-80-0-20	0,2	0,16	0,37	763	636,3	728,7	757,8
FC159-6-3-80-0-40	0,4	0,34	0,74	481	520,5	623,6	649,8

$$T_{cr} = 39,19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{0,9674 \cdot \mu^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (2)$$

Three values were obtained with this method of the critical temperature corresponding to: the

nominal axial load ratio (nom), the real axial load ratio (with the measured values of  $f_y$  and  $f_c$ ) and the axial load ratio of the steel tube alone (hollow). This last value was obtained because in some cases the failure is produced previously to load transfer between the steel tube and the

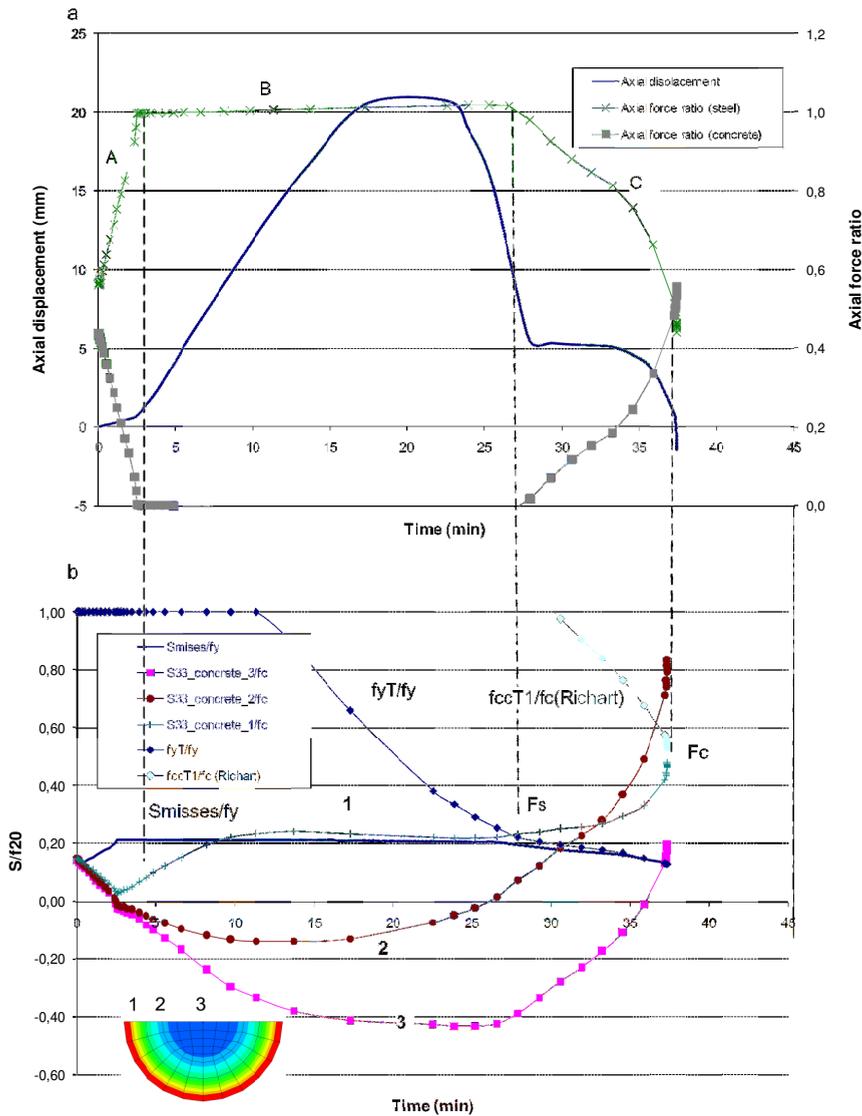


Fig. 5. Distribution of forces and stresses in the failure section, for C159-6-3-30-0-20.

concrete core.

From Table 3 it can be inferred that the statement from Lu et al. [5] is not fulfilled in slender columns, where in most cases the critical temperature reached is higher than the corresponding for a hollow steel tube, which is due to the contribution of concrete in stage 3 to sustain the load while delaying the heating up of the steel tube.

There are some special cases (higher axial load ratio and/or high strength concrete) where the critical temperature reached in the test is even lower than the one obtained for the steel tube alone according to EC3. A parametric study is required to achieve solid conclusions.

## **5. Numerical model**

Previous research on the modeling of the behavior of concrete filled circular hollow section columns at room temperature and exposed to fire has been carried out by the authors [7], where an advanced thermo-mechanical numerical model was developed and validated by comparing its results with a series of fire tests available in the literature [11,12,14]. By means of the finite element analysis package ABAQUS [26], a three-dimensional numerical model for simulating the fire behavior of CFCHS columns under axial compression was developed. An extensive sensitivity analysis was carried out, in order to investigate the main aspects of the model, which served as a basis for future work on the numerical simulation of CFT columns at elevated temperatures. Nevertheless, the validity of this model was limited to normal strength concrete.

From this basis, the second aim of the present paper is to validate the existing model with these experiments carried out by the authors, in order to extend its usage to a wider range of columns including those filled with HSC, so as to be able to understand the failure mode of such columns and evaluate their effectiveness in a fire situation when compared with normal strength concrete.

### *5.1. Validation*

For each of the columns listed in Table 1, the axial displacement at the top of the column versus the fire exposure time was registered during the simulation, comparing this curve with the one obtained in the fire test. These figures have not been presented here for simplicity.

From the axial displacement versus time curves, the fire resistance rating was obtained for each one of the specimens under study. The values

of the error are summarized for NSC and HSC in Table 2, presenting accurate results in terms of the mean value for both concrete types, although with more scarce results for HSC. As it can be seen, for NSC most of the values calculated lie in the region of the 15% error, which does not occur in some of the HSC results.

It can be noticed that there was more agreement with the test results in those columns subjected to lower load levels, whereas those columns subjected to higher loads and thus higher second order effects ( $\mu=0.6$ ) produced more error, which may be attributed to the higher contribution of concrete and its more complex failure mechanisms.

### *5.1.1. High strength concrete*

The series of columns filled with high strength concrete must be studied with special care, since they are more likely to experience spalling when subjected to elevated temperatures. The values of their measured and computed fire resistance ratings are summarized in Table 2. Contrarily to what it was expected, the spalling did not appear and the comparison with the numerical simulations presented a similar trend than that for normal strength concretes. Anyway the standard deviation is higher and the particular results for  $\mu=0.4$  suggests that a different failure mechanism is likely to be occurring at those column tests with higher concrete strength fillings.

## **6. Failure mechanism**

Once the numerical model was validated, case 3 from Table 1 (normal strength plain concrete with  $\mu=0.2$ ) and case 10 ( $\mu=0.6$  with reinforced concrete) were studied in depth in order to understand their failure mechanism. The upper part (a) of Figs. 6 and 7 shows the axial displacement-time curve together with the axial force ratio versus time curves for both the steel tube and concrete core.

The lower part (b) of Figs. 6 and 7 shows the distribution of normalized stresses in the steel tube and different points within the concrete core, together with the maximum stress that steel and concrete can reach, which varies along the fire exposure time.

In these graphs:

- “Smises” is the equivalent stress at a point of the steel tube according to Von Mises criterion

- "S33\_concrete" is the normal stress at a point of the concrete core in the longitudinal direction of the column, see Fig. 6b.
- "fy" is the yield strength of steel at room temperature
- "fc" is the compressive strength of concrete at room temperature
- "fyT" is the yield strength of steel at elevated temperature, from Eurocode 4-1-2.
- "fcT" is the compressive strength of concrete at elevated temperature, from Eurocode 4-1-2.
- "fccT" is the compressive strength of concrete

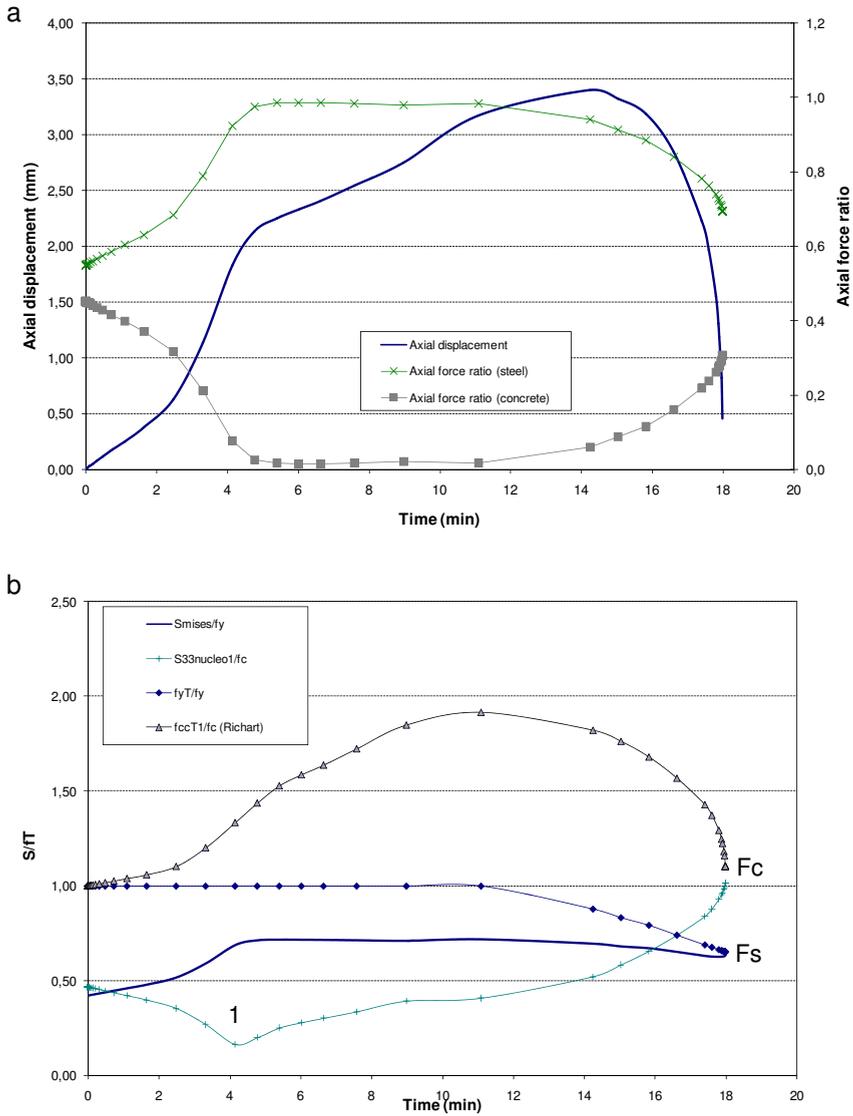


Fig. 7. Distribution of forces and stresses in the failure section, for RC159-6-3-30-0-60.

at elevated temperature accounting for the confinement effect, produced by the lateral pressure of the steel tube due to the ovalization of the section.

- $F_s$  (failure of steel) is the point where the failure of the steel tube occurs
- $F_c$  (failure of concrete) is the point where the failure of the concrete core occurs

During the first minutes of heating, the steel tube heats up more rapidly and expands faster than concrete core, since it is directly exposed to fire and has a higher thermal conductivity. Because of this faster axial elongation of the steel tube and the occurrence of slip at the steel-concrete interface, the concrete core loses contact with the loading device, thus progressively increasing the axial load ratio of steel (A) until the whole applied load is sustained by the steel tube (B). The steel tube remains fully loaded during a significant period of time until the critical temperature of steel is reached. At this point, the local yielding of the steel tube occurs and it starts to shorten, allowing the loading device to contact the concrete core again. From Fig. 6b it can be seen that this point corresponds in time with the intersection between the misses stress at the steel tube ( $S_{misses}/f_y$ ) and the yield strength of steel at elevated temperature ( $f_yT/f_y$ ), both normalized with the yield strength of steel at room temperature, point “ $F_s$ ”.

As the column shortens, the steel tube progressively transfers the load to the concrete core (C).

It is worthwhile noting that the total failure will occur when the first point of the concrete will fail too.

It is important to observe the longitudinal stress (S33) of three points inside the concrete, where “1” is the closest to the steel, and thus the most compressed and heated. Points “2” and “3” are under tensile stresses due to thermal effects.

The cross-sectional temperature gradient within the concrete core gives rise to a field of self-balanced thermal stresses, which are compressive in the outer layers of concrete and tensile in the central part of the concrete. The stresses in the central layers of the concrete core remain positive and increasing with temperature until the applied load is transferred from the steel tube to the concrete core, when the stresses in that central part of the concrete undergo an inversion, changing from tension to compression.

At the point “ $F_s$ ” in Fig. 6b, the compression stress at concrete point 1 increases, due to the inversion in the distribution of load between the steel tube and the concrete core, at the same time

that its resistance is continuously being degraded due to the temperature,  $f_{cT}$ .

The compressive strength of concrete at elevated temperature ( $f_{cT}$ ) given by Eurocode 4 has to be increased in order to take into account the confinement effects. An ovalization of the section was observed, producing a lateral pressure (S22) in the concrete core. So, the appropriate curve against which to compare is the “confined” compressive strength of concrete at elevated temperature ( $f_{ccT1}/f_c$ ), which can be estimated through the following expression:

$$f_{ccT} = f_{cT} + 4.1 \times f_{lat} \quad (3)$$

updating the equation from Richart to high temperatures. The lateral pressure ( $f_{lat}$ ) is obtained from the numerical model.

It can be noticed in point “ $F_c$ ” from Fig. 6b that the failure of the entire column appears when the curve “ $f_{ccT1}/f_c$ ” intersects with curve “S33\_concrete\_1/fc”, point where both the steel and the outer layers of concrete are at the maximum capacity that their temperature allows.

However, especial mention should be made to the case with the higher axial load applied for normal strength concrete ( $N=687$  kN), which is presented in Fig. 7.

This case behaves in a different manner, because the hollow steel tube is loaded near its maximum capacity at room temperature and cannot sustain the load alone when the temperature is increased, needing the contribution of the concrete core all along the fire history. In this column, the redistribution of stresses between the steel and the concrete at elevated temperature is self-balanced producing that the failure occurs at the same time in the concrete and the steel, and the points “ $F_c$ ” (failure of concrete) and “ $F_s$ ” (failure of steel) appear at the same time. This aggregated behavior is positive because the hollow steel column does not work alone in any instant of the fire.

Furthermore, in this case the concrete has the additional contribution of the reinforcing bars, which do not produce a significant advantage here, due to the null or reduced eccentricity (only second order) and because of the fact that their location is very close of the center of gravity of the section, given the small diameter of the column.

In summary, it seems that it is important to secure a smaller ratio between the applied axial load and the hollow steel tube capacity to allow for the transference of load between the steel tube and concrete core and thus taking advantage of the

contribution of concrete in the increment of the fire resistance time. Nevertheless, a parametric study will be necessary to be able to draw more sound conclusions.

## 7. Fire concrete contribution ratio (FCCR)

A second objective of this paper was to establish the importance of filling with concrete the hollow steel section columns exposed to fire and also to study the interest of using high strength concrete compared to normal strength concrete. To do so, the fire concrete contribution ratio (FCCR) is defined as the ratio between the fire resistance rating of the concrete-filled section ( $FRR_{concrete-filled}$ ) and that of the hollow steel member ( $FRR_{hollow}$ ), both subjected to the same axial load:

$$FCCR = \frac{FRR_{concrete-filled}}{FRR_{hollow}} \quad (4)$$

The numerator can be obtained both experimentally or numerically, but the denominator can only be obtained numerically, so to be consistent it was decided to obtain both of them numerically once the FEA model was validated.

Table 4 presents the fire concrete contribution ratio (FCCR) obtained for the series of tested columns, which represents the gain which could be obtained in the fire resistance period by using concrete-filled columns rather than unfilled hollow steel columns. From this table it can be inferred that the fire resistance of a hollow steel section column can be increased at least two or three times, depending on the load level and the

type of concrete infilling.

The cases filled with HSC present a higher FCCR than the cases of NSC. Although it seemed that increasing the strength of the concrete was not of great interest because a limited FRR was obtained, a comparison with the hollow section means that using HSC is still of interest (for the limited cases analyzed) since it allows to increase the axial load sustained by the column and obtain a moderate FRR.

The cases of steel fiber reinforced concrete in the tested slender columns were not of a great utility compared with those filled with plain concrete, resulting in some cases unfavorable due to the reduction in the humidity. However, using reinforcing bars seems to be the most effective solution in some cases to avoid the need of external fire protection when designing HSS structures. In some cases, introducing bar-reinforced concrete allows the column to resist a higher axial load, which was not almost attainable by the steel tube alone, see cases RC159-6-3-80-0-40 and RC159-6-3-30-0-60 in Table 4.

## 8. Conclusions

In this paper, a series of 16 fire tests on concrete-filled tubular slender columns filled with different types of concrete was presented. The experiments focused on normal and high strength concrete, slender columns and different types of concrete reinforcement (reinforcing bars and steel fibers). A realistic three-dimensional numerical model for predicting the fire response of axially loaded CFT columns was validated against this series of fire tests. It was proved that a sequentially-coupled thermo-mechanical analysis

**Table 4**  
Fire Concrete Contribution Ratio (FCCR).

Name	Load level	CFT (TEST)	Hollow	FCCR
C159-6-3-30-0-40-P-P	0,4	18	9	2,00
C159-6-3-30-0-20	0,2	42	14	3,00
C159-6-3-30-0-40	0,4	25	10	2,50
C159-6-3-30-0-60	0,6	14	5	2,80
C159-6-3-80-0-20	0,2	38	11	3,45
C159-6-3-80-0-40	0,4	11	3	3,67
RC159-6-3-30-0-20	0,2	43	13	3,31
RC159-6-3-30-0-40	0,4	30	9	3,33
RC159-6-3-30-0-60	0,6	13	4	3,25
RC159-6-3-80-0-20	0,2	65	11	5,91
RC159-6-3-80-0-40	0,4	19	4	4,75
FC159-6-3-30-0-20	0,2	36	14	2,57
FC159-6-3-30-0-40	0,4	22	10	2,20
FC159-6-3-80-0-20	0,2	36	11	3,27
FC159-6-3-80-0-40	0,4	16	3	5,33

instead of a fully-coupled thermo-mechanical analysis can be performed numerically without producing large errors.

The numerical model showed good agreement with the tests for the normal strength concrete filled specimens both quantitative, producing acceptable results in fire resistance rating, and qualitative, capturing the overall axial displacement response along time. By means of the validated numerical model, a deeper study of the failure mechanism of the columns was performed.

From the results of this study, it can be concluded that in slender HSS columns filled with HSC, the spalling does not appear, probably due to the reduced length of the fire tests and the reduced size of the section, which does not generate high enough pore pressures inside the concrete as to produce such phenomenon.

The utilization of reinforcing bars was found more useful for HSC than for NSC, because maintaining the same FRR the axial load applied can be increased.

If second order effects produced by the curvature in the steel tube are very large, they cannot be transferred to a fragile material as unreinforced concrete and thus the existence of concrete results of no utility in very slender elements.

This study evidences some limitations in the EC4 simple calculation model when predicting the axial buckling load of slender concrete filled hollow steel sections at elevated temperatures, for both NSC and HSC, and suggests that the model should be revised in the future on the bases of these findings.

A higher fire concrete contribution ratio was observed in the cases of HSC compared with NSC, what means that although lower values of FRR were expected for HSC given its higher probability of experiencing spalling, it is still of interest compared to using an empty hollow section, since it allows to increase the axial load level obtaining a moderate FRR. Nevertheless, the addition of steel fibers was not found of great utility compared with the results of plain concrete filled columns, resulting in some cases unfavorable.

### **Acknowledgements**

The authors wish to express their sincere gratitude to the Spanish Ministry of Science and Innovation for help provided through project BIA 2009\_09411, and to the European Community for the FEDER funds.

### **References**

- [1] Twilt L, Hass R, Klingsch W, Edwards M, Dutta D. Design guide for structural hollow section columns exposed to fire. Cologne, Germany: Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT); 1996.
- [2] Wang Y, Kodur V. Research toward use of unprotected steel structures. *J Struct Eng* 2000;126(12):1442–50.
- [3] Portolés JM, Romero ML, Bonet JL, Filippou FC. Experimental study of high strength concrete-filled circular tubular columns under eccentric loading. *J Constr Steel Res* 2011;67:623-33.
- [4] Portolés JM, Romero ML, Filippou FC, Bonet JL. Simulation and design recommendations of eccentrically loaded slender concrete-filled tubular columns. *Eng Struct* 2011;33:1576-93.
- [5] Lu H, Zhao X, Han L. Fire behaviour of high strength self-consolidating concrete filled steel tubular stub columns. *J Constr Steel Res* 2009;65(10-11):1995–2010.
- [6] Ding J, Wang YC. Realistic modelling of thermal and structural behaviour of unprotected concrete filled tubular columns in fire. *J Constr Steel Res* 2008;64: 1086-102.
- [7] Espinos A, Romero M, Hospitaler A. Advanced model for predicting the fire response of concrete filled tubular columns. *J Constr Steel Res* 2010;66(8-9): 1030-46.
- [8] Kodur VKR, Latour JC. Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with high-strength concrete. Ottawa, Canada: Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada (NRCC); 2005.
- [9] Ali F, Nadjai A, Choi S. Numerical and experimental investigation of the behavior of high strength concrete columns in fire. *Eng Struct* 2010;32(5):1236-43.
- [10] Schaumann P, Kodur V, Bahr O. Fire behaviour of hollow structural section steel columns filled with high strength concrete. *J Constr Steel Res* 2009;65(8-9): 1794-802.
- [11] Lie TT, Chabot M. Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with plain concrete. Internal report No. 611. Ottawa, Canada: Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada (NRCC); 1992.
- [12] Chabot M, Lie TT. Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with bar-reinforced concrete. Internal report No. 628. Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada (NRCC): Ottawa, Canada; 1992.
- [13] Lie TT. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete. *J Struct Eng ASCE* 1994;120(5):1489-509.
- [14] Kordina K, Klingsch W. Fire resistance of composite columns of concrete filled hollow sections. CIDECT Research Project 15C1/C2–83/27. Cologne, Germany: Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire; 1983.
- [15] Park S, Choi S, Chung K. A Study on the fire-resistance of concrete-filled steel square tube columns without fire protection under constant central axial loads. *Steel Compos Struct* 2008;8(6):491-510.
- [16] Park S, Chung K, Choi S. A study on failure prediction and design equation of concrete filled square steel tube columns under fire condition. *Int J Steel Struct* 2007;7(3):183-91.
- [17] Chung K, Park S, Choi S. Fire resistance of concrete filled square steel tube columns subjected to eccentric axial load. *International Journal of Steel Structures* 2009;9(1): 69-76.

- [18] Han L, Yang Y, Xu L. An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns. *J Constr Steel Res* 2003;59(4):427–52.
- [19] ISO 834. Fire resistance tests, elements of building construction. Switzerland: International Standards Organisation; 1980.
- [20] Hass R, Ameler J, Zies H. Fire resistance of hollow section composite columns with high strength concrete filling, CIDECT research project 15P-12/00. Brunswick, Germany: Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire; 2000.
- [21] Han L, Zhao X, Yang Y, Feng J. Experimental study and calculation of fire resistance of concrete-filled hollow steel columns. *J Struct Eng* 2003;129(3):346-56.
- [22] Lacuesta C, Romero ML, Ivorra S, Portoles JM. A three-dimensional numerical model of circular concrete filled columns. In: Topping BHV, Montero G, Montenegro R, editors. Proceedings of the Eighth International Conference on Computational Structures Technology, Stirlingshire, UK: Civil-Comp Press; 2006, doi:10.4203/ccp.83.22. Paper 22.
- [23] Aribert JM, Renaud C, Zhao B. Simplified fire design for composite hollow-section columns. *Struct Build* 2008;161:325-36.
- [24] CEN. EN 1994-1-2. Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: general rules - structural fire design. Brussels, Belgium: Comité Européen de Normalisation; 2005.
- [25] Espinos A, Gardner L, Romero M, Hospitaler A. Fire behaviour of concrete filled elliptical steel columns. *Thin-walled Struct* 2011;49(2):239-55.
- [26] ABAQUS. ABAQUS/standard version 6.10 user's manual: volumes I-III. Pawtucket, Rhode Island: Hibbit, Karlsson & Sorenson, Inc; 2010.

## **Fire behavior of eccentrically loaded slender high strength concrete-filled tubular columns**

**V. Moliner<sup>a</sup>, A. Espinos<sup>b</sup>, M.L. Romero<sup>b</sup>, A. Hospitaler<sup>b</sup>**

<sup>a</sup> *Centro Técnico del Fuego (CTF), AIDICO, Valencia, Spain*

<sup>b</sup> *Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH), Universitat Politècnica de València, Spain*

---

### **ABSTRACT**

This paper describes a series of 24 fire tests conducted on slender circular hollow section columns filled with normal and high strength concrete, subjected to eccentric axial load. It is a continuation of a previous research paper (Romero et al., 2011 [1]), where test results on centrally loaded columns were presented. The test parameters covered in this fire testing program were the nominal strength of concrete (30 and 90 MPa), the infilling type (plain, bar-reinforced and steel fiber reinforced concrete), the axial load level (20% and 40%) and the load eccentricity (20 and 50 mm). The columns were tested under fixed-pinned boundary conditions, with a relative slenderness at room temperature higher than 0.5 for all the specimens. The aim of this paper is to study the influence of eccentricity in combination with the type of concrete infill. The results show that the addition of steel fibers does not improve the fire resistance of slender columns under eccentric loads, as compared to columns filled with plain concrete. However, the addition of reinforcing bars increases the fire resistance of the columns in this situation. Filling the steel hollow section columns with concrete increases their fire resistance, the increase in load bearing capacity being more noticeable for columns filled with high strength concrete. A comparison with the current simple calculation model in Eurocode 4 Part 1.2 shows that, although the method is safe for eccentrically loaded columns, it produces a high error in the predictions for columns filled with plain or steel fiber reinforced concrete.

---

### **1. Introduction**

Concrete filled tubular (CFT) columns make use of the combined action of steel and concrete, showing an ideal structural performance. While the steel tube confines the concrete core enhancing its compressive strength, the concrete core prevents the steel tube wall from local buckling. In addition, CFT columns can reach high fire resistance times without the need of external protection [2,3].

Although the fire resistance of CFT columns subjected to concentric axial loads has been widely studied through experimental testing in the framework of the research projects from the National Research Council of Canada (NRCC) [4-6], the Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT) [7,8] or the previous experimental program from the authors of this paper [1] the effect of eccentricity needs further evaluation, being a situation which can be commonly found in practice.

Some of the main fire testing programs carried out worldwide have taken the load eccentricity into account (Lie and Chabot [4], Grandjean et al. [7], Kordina and Klingsch [8]), but using only a limited number of column specimens.

A specific fire testing program focusing on eccentrically loaded CFT columns was carried out at the Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM), France, in the framework of CIDECT research project 15R [9] in order to validate the work on the development of a simplified calculation method for eccentrically loaded columns undertaken within the CIDECT project 15Q [10]. Four columns were tested under large eccentricities ( $e/D=0.75$  and  $1.5$ ), two of them of circular section and another two of square shape. All columns were filled with bar-reinforced normal strength concrete. Nevertheless, the results of this fire testing program are limited and need to be extended.

Some tests were also carried out in Tianjin (China) by the research group headed by Han [11] on CFT columns considering eccentric loads. In

Notation	
C	plain concrete
CFT	concrete filled tube
$D$	diameter of the column
$e$	loading eccentricity
EC4	Eurocode 4 Part 1-2 (EN 1994-1-2)
FC	steel fiber reinforced concrete
FCCR	fire concrete contribution ratio
FRR	fire resistance rating
$f_c$	compressive cylinder strength of concrete at room temperature (test date)
$f_s$	yield strength of reinforcing steel at room temperature
$f_y$	yield strength of structural steel at room temperature
HSC	high strength concrete
$L$	length of the column
$N$	test load
$N_{fi,Rd}$	design axial buckling load of the column in the fire situation
$N_{Rd}$	resistance of the column in axial compression at room temperature
NSC	normal strength concrete
RC	bar-reinforced concrete
$t$	thickness of the steel tube
$\mu=N/N_{Rd}$	axial load level
$\bar{\lambda}$	relative slenderness at room temperature

this program, 13 columns of circular section were tested, four of them subjected to eccentric load. The parameters investigated were the diameter of the cross-section, the steel tube wall thickness, the fire protection coat thickness and the load eccentricity ratio ( $e/D=0-0.3$ ).

Lu et al. [12] carried out a series of fire tests at Monash University (Australia) on high strength self-consolidating concrete filled steel tubular stub columns, taking into account the eccentricity of the load. Six square section columns were tested, two of them under eccentric load.

The difference of the fire testing program presented in this paper compared with the similar experimental studies carried out by other researchers previously mentioned is that it focuses on slender columns, with the relative slenderness of all the specimens above 0.5. Moreover, this experimental program investigates the effect of using high strength concrete (HSC) and different types of reinforcement, such as steel fibers or reinforcing bars, in combination with eccentricity.

In previous work [1] the authors of this paper presented the results of 16 fire tests conducted on

slender circular hollow section columns filled with normal and high strength concrete, subjected to concentric axial load. These experiments focused on the use of normal and high strength concrete as infill, slender columns and different types of reinforcement (reinforcing bars or steel fibers). The authors concluded that in slender columns the utilization of reinforcing bars was more useful for the case of HSC than for NSC. While Schaumann et al. [13] reported that the fire resistance of HSC filled hollow section columns can be significantly enhanced by using steel fibers as reinforcement, the authors did not find an improvement in the fire resistance for the range of slender columns investigated.

Besides, the study evidenced some limitations in the Eurocode 4 Part 1.2 [14] simple calculation model when predicting the axial buckling load of slender concrete filled steel hollow section columns at elevated temperatures, for both NSC and HSC.

In this paper, the results from a new experimental program on slender eccentrically loaded CFT columns exposed to fire are presented. The influence of parameters such as the concrete compressive strength (30 MPa and 90 MPa), the type of reinforcement (plain concrete, bar-reinforced concrete and steel fiber reinforced concrete), the load level (20% and 40%) and the load eccentricity (20 mm and 50 mm) are analyzed. The final aim of this investigation is to verify the accuracy of the current calculation method in Eurocode 4 Part 1.2 [14] for eccentric loads, as it was previously found through numerical simulations [15] that under eccentric loads this method provides very conservative results, with a high error in the predictions. By means of the results from this fire testing program, the current provisions of Eurocode 4 Part 1.2 [14] for eccentrically loaded columns are studied, and the Fire Concrete Contribution Ratio (FCCR) previously defined in [1] is obtained, which helps to quantify the importance of the use of concrete infilling in hollow steel section columns exposed to fire.

## 2. Experimental program

In this new experimental program 24 fire tests were carried out on normal and high strength concrete-filled steel tubular slender columns under eccentric loads, with eccentricities of 20 and 50 mm. The aim of this research was to investigate the effect of four main parameters on the fire behavior of these columns: concrete strength ( $f_c$ ), type of concrete infilling (plain, bar-reinforced

and steel fiber reinforced concrete), load level ( $\mu=N/N_{Ra}$ ) and load eccentricity ( $e$ ). The test values of these parameters were selected according to the regular practice in construction. All the tested columns were 3180 mm long and had an outer diameter of 159 mm. The steel tubes had a wall thickness of 6 mm, therefore the  $D/t$  ratio was constant for all the columns. Those values were chosen in order to obtain slender columns, at the same time that avoiding local buckling. The steel yield strength was kept constant, using S275JR grade ( $f_y = 275$  MPa) for all the steel tubes. With regard to the nominal strength of concrete, the specimens were filled with concrete mixes of 30 MPa (NSC) and 90 MPa (HSC). In all the tests, the applied load ( $N$ ) was calculated as a percentage of the corresponding ultimate load at room temperature ( $N_{Ra}$ ), which was obtained by means of a validated numerical model developed by Lacuesta et al. [16]. Again, according to the common load levels found in practice, values of  $\mu=0.2$  and  $0.4$  were adopted. The columns were tested under pinned-fixed (P-F) boundary conditions. The tested specimens with their properties and resulting fire resistance ratings (FRR) are listed in Table 1.

All of the tests were performed in the fire resistance laboratory of AIDICO (Instituto Tecnológico de la Construcción) in Valencia, Spain. The tests specimens can be identified as follows: NXXX-T-L-FF-EE-AA (e.g. C159-6-3-30-50-20), where N stands for type of concrete (C=plain concrete, RC=bar-reinforced concrete and FC=steel fiber reinforced concrete), XXX is the steel tube outer nominal diameter in millimeters, T the steel tube wall thickness in millimeters, L the nominal length of the column in meters, FF the nominal concrete strength in MPa, EE the load eccentricity in millimeters and AA the load level expressed as a percentage of the maximum capacity of the column at room temperature.

**2.1. Steel**

Cold formed circular steel hollow sections were used in the experimental program, with an outer diameter of 159 mm and a wall thickness of 6 mm. The steel grade was S275JR ( $f_y=275$  MPa), nevertheless the real yield strength of the empty tubes was obtained by performing the corresponding coupon test (see Table 1). The

**Table 1**  
Test properties and results.

Nº	Name	$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$e$ (mm)	$e/D$	$\mu$ (%)	$\bar{\lambda}$	N (kN)	FRR (min)
1	C159-6-3-30-20-20	35.83	332.03	20	0.126	20	0.60	169.0	32
2	C159-6-3-30-20-40	42.17	332.03	20	0.126	40	0.61	337.0	16
3	C159-6-3-90-20-20	73.70	332.03	20	0.126	20	0.69	272.0	34
4	C159-6-3-90-20-40	74.64	343.63	20	0.126	40	0.70	544.0	11
5	C159-6-3-30-50-20	30.50	343.63	50	0.314	20	0.59	126.4	29
6	C159-6-3-30-50-40	38.25	365.65	50	0.314	40	0.62	252.8	23
7	C159-6-3-90-50-20	79.13	365.65	50	0.314	20	0.72	194.0	30
8	C159-6-3-90-50-40	98.32	365.65	50	0.314	40	0.76	388.0	16
9	RC159-6-3-30-20-20	39.00	357.22	20	0.126	20	0.65	180.0	47
10	RC159-6-3-30-20-40	40.38	357.22	20	0.126	40	0.65	360.0	24
11	RC159-6-3-90-20-20	93.67	357.22	20	0.126	20	0.76	263.8	48
12	RC159-6-3-90-20-40	96.00	386.38	20	0.126	40	0.78	527.7	22
13	RC159-6-3-30-50-20	31.00	386.38	50	0.314	20	0.64	140.0	39
14	RC159-6-3-30-50-40	39.50	386.38	50	0.314	40	0.66	279.9	20
15	RC159-6-3-90-50-20	92.97	315.22	50	0.314	20	0.75	203.7	40
16	RC159-6-3-90-50-40	91.87	315.22	50	0.314	40	0.74	407.4	15
17	FC159-6-3-30-20-20	34.67	315.22	20	0.126	20	0.58	168.6	30
18	FC159-6-3-30-20-40	31.50	337.77	20	0.126	40	0.59	337.3	16
19	FC159-6-3-90-20-20	87.12	337.77	20	0.126	20	0.72	272.0	23
20	FC159-6-3-90-20-40	83.04	337.77	20	0.126	40	0.71	544.0	13
21	FC159-6-3-30-50-20	33.00	318.64	50	0.314	20	0.58	126.4	30
22	FC159-6-3-30-50-40	37.65	318.64	50	0.314	40	0.59	252.8	19
23	FC159-6-3-90-50-20	96.99	318.64	50	0.314	20	0.74	193.9	29
24	FC159-6-3-90-50-40	92.78	326.39	50	0.314	40	0.73	387.8	14

Where C stands for plain concrete, RC for reinforced concrete and FC for steel fiber reinforced concrete. All the specimens in this table with  $D=159$  mm,  $t=6$  mm,  $L=3180$  mm and tested under pinned-fixed (P-F) boundary conditions.

mean value of the steel modulus of elasticity was 210 GPa according to European standards.

2.2. Concrete

As mentioned above, the experimental program made use of concrete mixtures of normal ( $f_c = 30$  MPa) and high strength concrete ( $f_c = 90$  MPa), both for plain, reinforced and steel fiber reinforced concretes. The type of aggregates was calcareous in all cases.

In order to determine the compressive strength of concrete, sets of concrete cylinders were also prepared and cured in standard conditions during 28 days. All cylinder samples were tested on the same date as the column fire test. The cylinder compressive strength ( $f_c$ ) of all the tested specimens can be found in Table 1.

In order to measure the concrete moisture content, cubic specimens of 150x150x150 mm were also prepared. The moisture content was determined according to the procedure described in EN 1363-1 [17]. The weight of each sample

was measured before and after drying them in a small oven at 150°C and the moisture level was obtained accordingly.

2.3. Specimens

The length of the columns was 3180 mm, although only 3000 mm were directly exposed to the fire inside the furnace. For each column specimen, two ventilation holes of 15 mm diameter were drilled in the wall of the steel hollow section and located at 100 mm from each column end, as proposed by Lie and Chabot [4]. All the columns had a relative slenderness at room temperature ( $\bar{\lambda}$ ) higher than 0.5 (see Table 1). The relative slenderness of the columns was calculated according to Eurocode 4 Part 1.1 [18]:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A_c f_c + A_s f_y}{\frac{\pi^2 EI}{L^2}}} \quad (1)$$

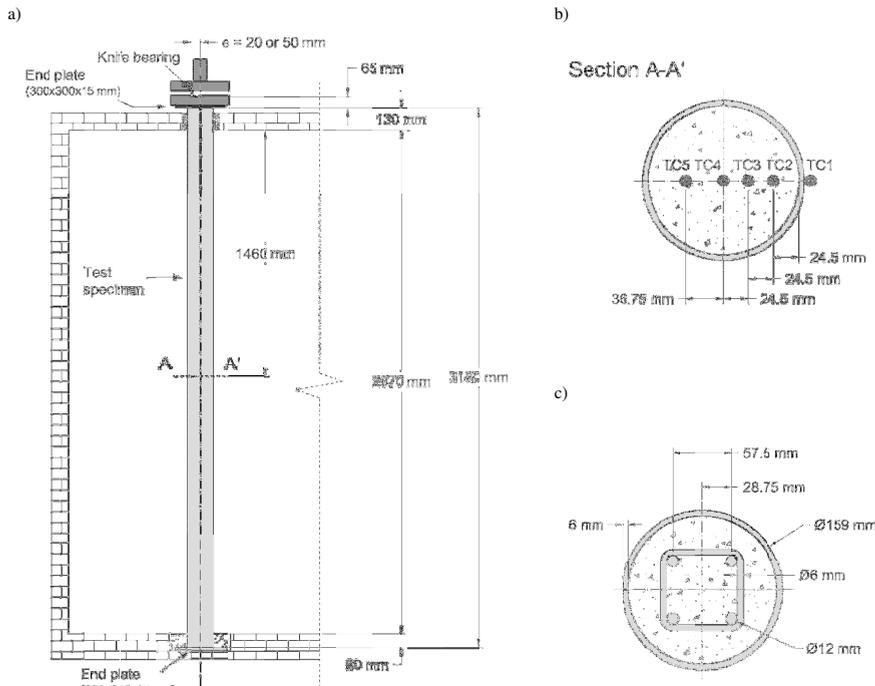


Fig. 1. Schematic view of the fire test: a) test setup; b) thermocouple location; c) reinforcement arrangement.

where  $EI = E_s I_s + 0.6 E_{cm} I_c$ ;  $I_s$  and  $I_c$  are the second moment of inertia of the steel tube and the concrete core respectively;  $E_s$  is the modulus of elasticity of steel; and  $E_{cm}$  is the secant modulus of elasticity of concrete.  $A_c$  is the cross-sectional area of concrete; and  $A_s$  is the cross-sectional area of steel reinforcement.

A 300×300×15 mm steel plate was welded to the top and bottom end of the columns, the top end plate being welded after concrete casting was finished. Concrete was poured with the columns placed in vertical position and afterwards shaken with a needle vibrator.

The reinforced specimens (RC) followed the arrangement presented in Fig. 1c, with four longitudinal reinforcing bars of 12 mm diameter and 6 mm stirrups with 30 cm spacing along the column length. The geometrical reinforcement ratio ( $A_s/A_c$ ) was equal to 2.67%. The theoretical yield strength of the reinforcing steel ( $f_s$ ) was 500 MPa.

The steel fiber reinforced specimens (FC) used a proportion of 40 kg/m<sup>3</sup> high strength Dramix 40/60 steel fibers.

#### 2.4. Temperature measurement

In order to register the temperature evolution within the cross-section during the fire test, a set

of five type K thermocouples (TC1 to TC5) was positioned in the mid-length section of the column, following the arrangement in Fig. 1b. While thermocouple number 1 was welded to the steel tube surface, the other 4 thermocouples were embedded in the concrete core.

#### 2.5. Test set up and procedure

The tests were carried out in a 5×3 m horizontal furnace equipped with a hydraulic jack of 1000 kN maximum capacity, Fig. 2. There were 16 natural gas burners in the furnace chamber, arranged in two horizontal rows containing 8 burners each, located at mid-height of the chamber. The columns were placed vertically inside the furnace, Fig. 3a, fixed (F) at the bottom end, Fig. 3d, and pinned (P) at the top end, Fig. 3c.

Once the load was applied, it was kept constant and the burners were then activated, following the standard ISO 834 fire curve [19] with unrestrained axial elongation. The temperature inside the furnace was automatically registered and controlled by 6 thermocouples (plate thermometer) and a pressure sensor inside the furnace chamber. The axial elongation at the top end of the columns was measured by means of a LVDT located outside the furnace.



**Fig. 2.** General view of the testing facilities: a) test furnace; b) furnace access gate; c) loading frame; d) temperature data acquisition system; e) hydraulic loading system; f) load data acquisition system.

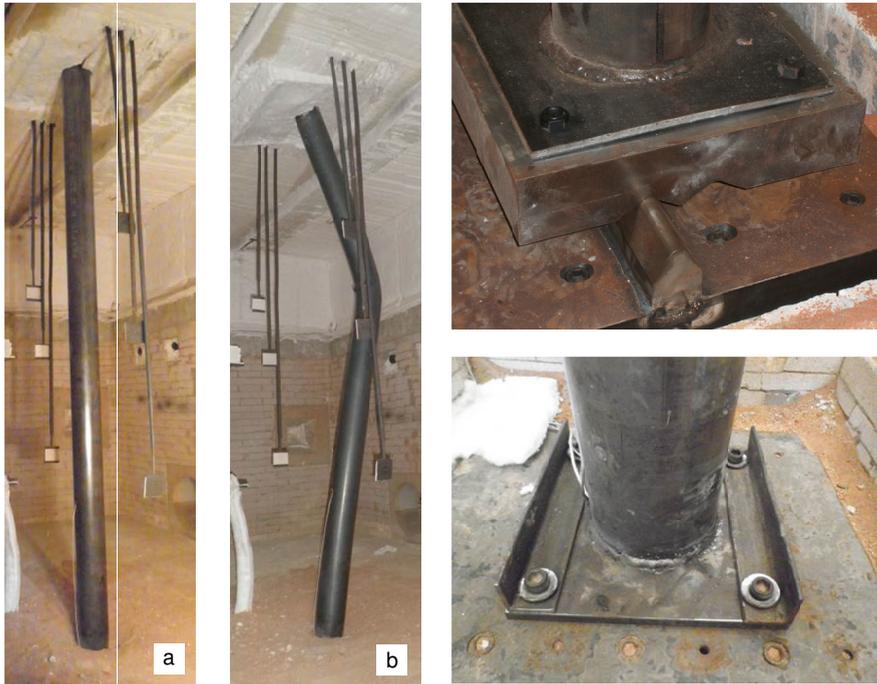


Fig. 3. Details of the fire test: a) column before test; b) column after failure; c) pinned support with eccentricity; d) fixed support.

### 3. Tests results

The evolution of the axial displacement at the top end of the column along the fire exposure time for the tested columns is plotted in Fig. 4 to Fig. 6. The resulting fire resistance rating (FRR) values, obtained according to EN 1363-1 [17] are listed in Table 1. As it was previously found by the authors in previous work [1] on concentrically loaded columns, it can be seen that for slender columns subjected to eccentric loads the FRR obtained is generally reduced compared to stub columns; particularly in those cases subjected to a high axial load level ( $\mu=0.4$ ), where the FRR was always lower than 30 minutes. It is worth noting that all the specimens tested were unprotected. Nevertheless, those cases with a low axial load level ( $\mu=0.2$ ) presented FRR values over 30 minutes (except for tests 19 and 23, which made use of steel fiber reinforced high strength concrete).

As expected, for a certain type of concrete filling and concrete nominal strength, as the load eccentricity was increased, the fire resistance time decreased, except in those cases where the moisture content or the real concrete strength was found higher in the specimen with the higher eccentricity, producing the opposite effect (see tests 2-6 and 4-8).

The fire resistance of the HSC specimens resulted lower than that of the NSC specimens for the higher load levels ( $\mu=0.4$ ), where in most cases the failure occurred before the load was transferred to the concrete core, thus not taking advantage of its contribution to sustain the applied load. Nevertheless, for the smaller load levels ( $\mu=0.2$ ), the difference was not so clear, the HSC specimens producing the same or higher fire resistance times with a higher axial load applied in terms of absolute values (except for tests 17 and 19). Therefore, for moderated load levels, the use of HSC is beneficial since it increases the load bearing capacity of the column for a certain fire exposure time.

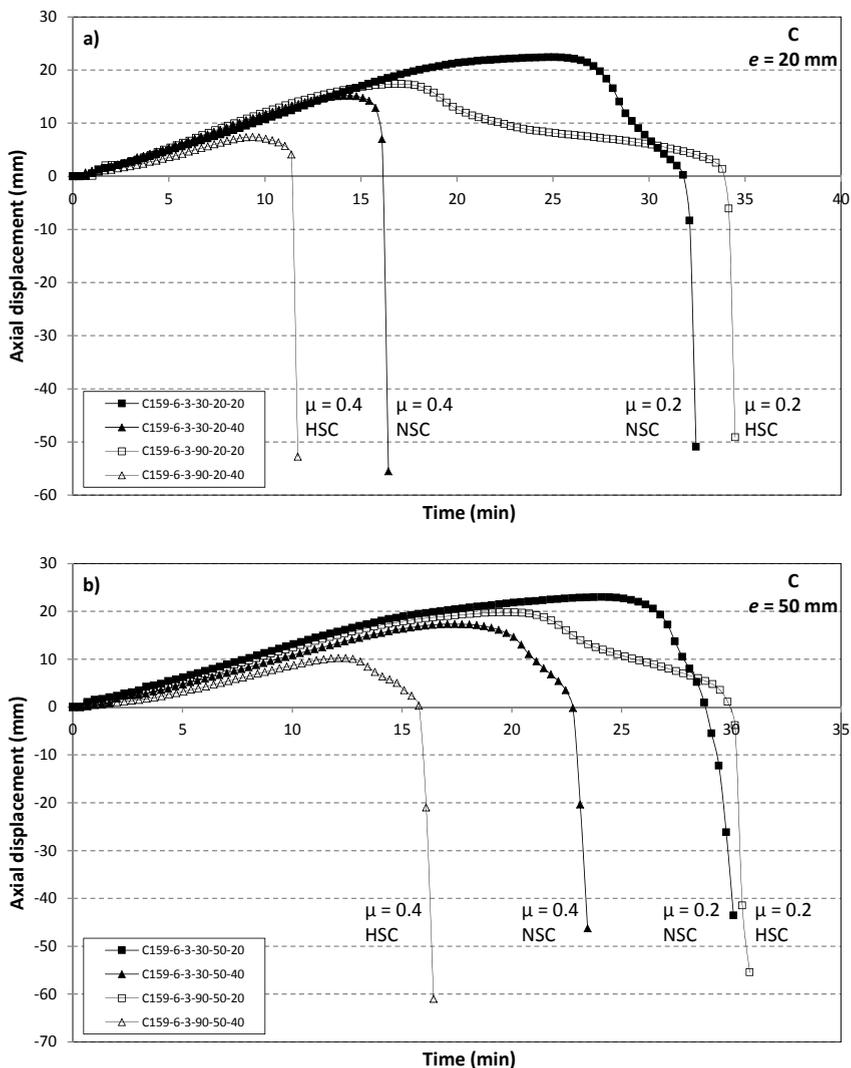


Fig. 4. Axial displacement versus time curves for eccentrically loaded columns filled with plain concrete (C): a)  $e=20$  mm; b)  $e=50$  mm

From Figs. 4 and 5, it can be inferred that the addition of reinforcing bars produced a benefit in the fire resistance, helping in some cases to avoid a premature failure of the column (see tests 10 and 12 versus 2 and 4), since the reinforcing bars improved the resistance of the concrete areas into tension, allowing the concrete core to sustain the load for a certain time. This conclusion can be seen with more clarity in Fig. 7 where the

influence of the type of reinforcement for columns filled with HSC and subjected to a 50 mm load eccentricity with a 20% axial load ratio is analyzed.

From Fig. 7, it becomes clear that no special benefit in the fire resistance is obtained through the addition of steel fibers. This finding is in opposition with the conclusions drawn by Schaumann et al. [13], who found that the fire

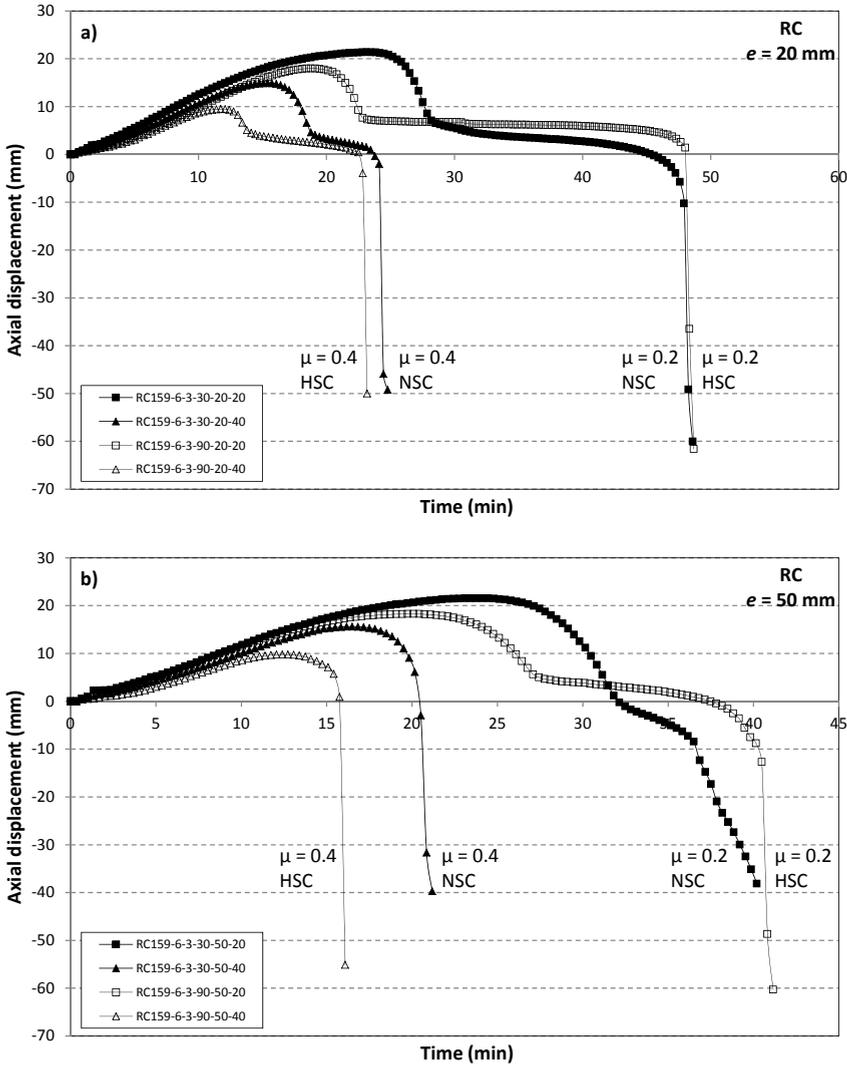


Fig. 5. Axial displacement versus time curves for eccentrically loaded columns filled with bar-reinforced concrete (RC): a)  $e=20$  mm; b)  $e=50$  mm

resistance of HSC filled tubular  $\mu$ ms can be improved by means of the addition of steel fibers. The difference is due to the higher slenderness of the columns tested in this experimental program, which is higher than 0.5 for all the specimens (see Table 1), while the slenderness of the Canadian specimens [6] used for comparison by Schaumann et al. [13] was more reduced, therefore making

possible to gain advantage of the addition of steel fibers.

Regarding the use of high strength concrete, no particularities were encountered in the corresponding fire tests, without finding any evidences of the phenomenon of spalling, since in this type of columns the concrete core is protected from a direct fire exposure by means of the steel tube.

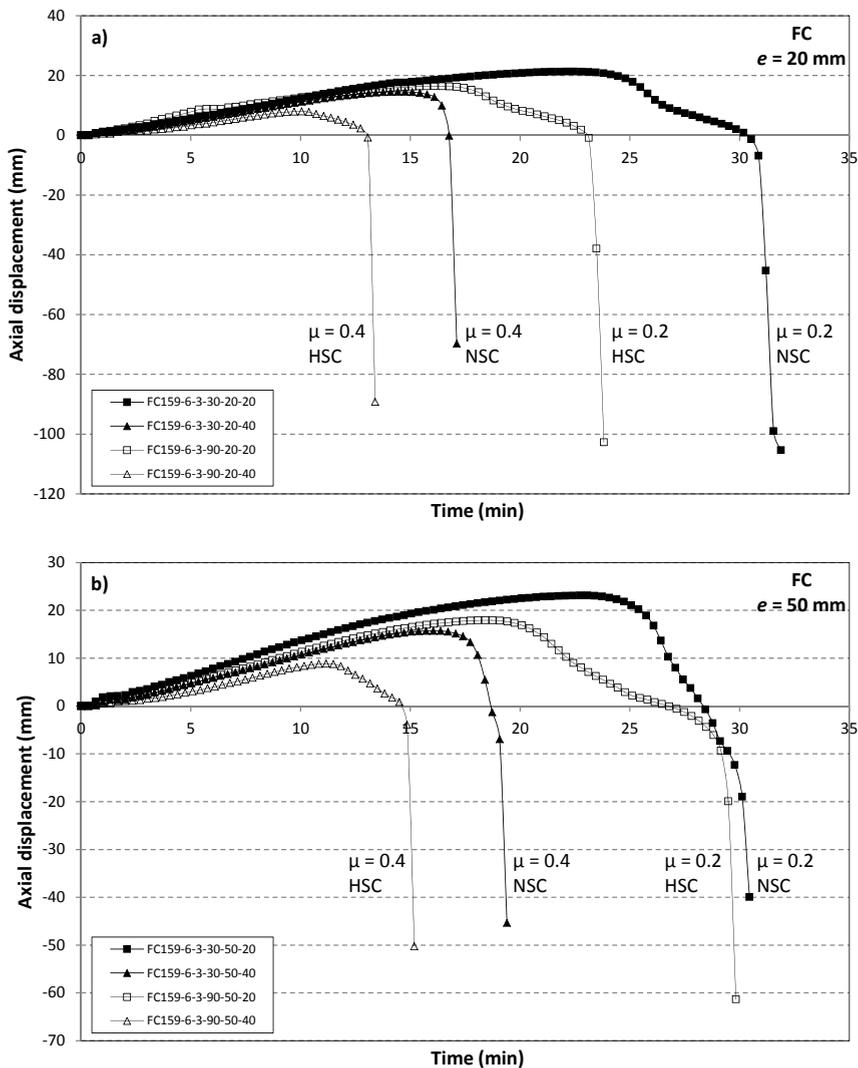


Fig. 6. Axial displacement versus time curves for eccentrically loaded columns filled with steel fiber reinforced concrete (FC): a)  $e=20$  mm; b)  $e=50$  mm

The influence of the load eccentricity is shown in Fig. 8 for columns filled with plain concrete and subjected to a 20% axial load level. In this figure, the results from the present experimental program for the two types of concrete studied (NSC and HSC) have been combined with those presented in the previous paper [1] for the corresponding concentrically loaded columns. As can be seen, for both normal

and high strength concrete, as the load eccentricity is increased, the resulting fire resistance time decreases. Although the fire resistance of the HSC filled specimens results similar or lower than their NSC filled counterparts for a certain eccentricity and a fixed load level, it is worth mentioning that the HSC filled specimens are subjected to a higher axial load, with an increase in the applied load as compared to that of the NSC filled specimens of a

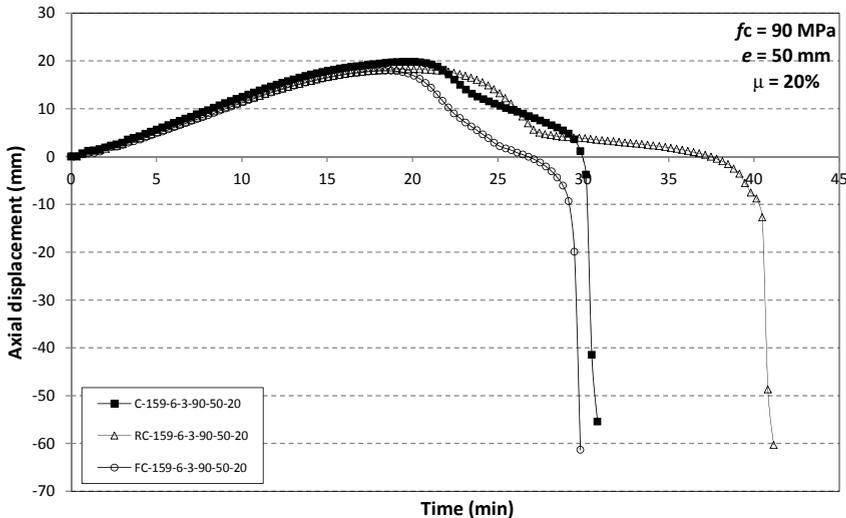


Fig. 7. Influence of the type of reinforcement for HSC filled specimens, with 50 mm load eccentricity and subjected to a 20% axial load ratio.

69% for the column subjected to concentric axial load, a 60% for  $e=20$  mm and a 53% for  $e=50$  mm. Therefore, the use of HSC as infill is beneficial for all the eccentricities analyzed, although the increment obtained in the load bearing capacity of the columns decreases as the load eccentricity increases.

#### 4. Comparison with Eurocode 4

In this section, the test results will be employed to study and discuss the current provisions of EN 1994-1-2 (EC4) [14]. Clause 4.3.5.1 of this standard presents a general simple calculation model for composite columns, which provides a method for calculating the design value of the buckling resistance of columns subjected to concentric axial loads in the fire situation. Nevertheless, as the values of the reduction coefficients to account for the effect of the thermal stresses are not specified in the code for CFT columns, a common approach in practice is to take them as equal to unity [20]. More details on the discussion of the calculation method in EC4 can be found in previous papers from the authors [21,22], as well as other investigations from Renaud et al. [10].

As the method is valid for concentric axial loads, the buckling resistance of the columns analyzed in this paper will be obtained as if they were concentrically loaded and, afterwards, the resulting buckling loads will be corrected by means of two coefficients given in Figures H.1 and H.2 from Annex H of EC4, in order to obtain the corresponding buckling resistance of the columns under eccentric loads. The first coefficient,  $\phi_s$ , is a function of the percentage of reinforcement, and the second coefficient,  $\phi_e$ , is a function of the eccentricity and the slenderness of the column. These graphs are not presented in this paper for simplicity, but the effect is to reduce the buckling resistance as the percentage of reinforcement decreases and the eccentricity increases.

The test results were compared with the predictions from EC4 simple calculation model, in terms of the axial buckling load at the time of failure. For that purpose, the cross-sectional temperature field at the time of test failure was previously obtained for all the columns, using the measured temperatures at the locations of the five thermocouples (TC1 to TC5), and afterwards the buckling resistance was obtained with the procedure described in Clause 4.3.5.1 of EC4, with the correction described above for taking into account the eccentricity of the load.

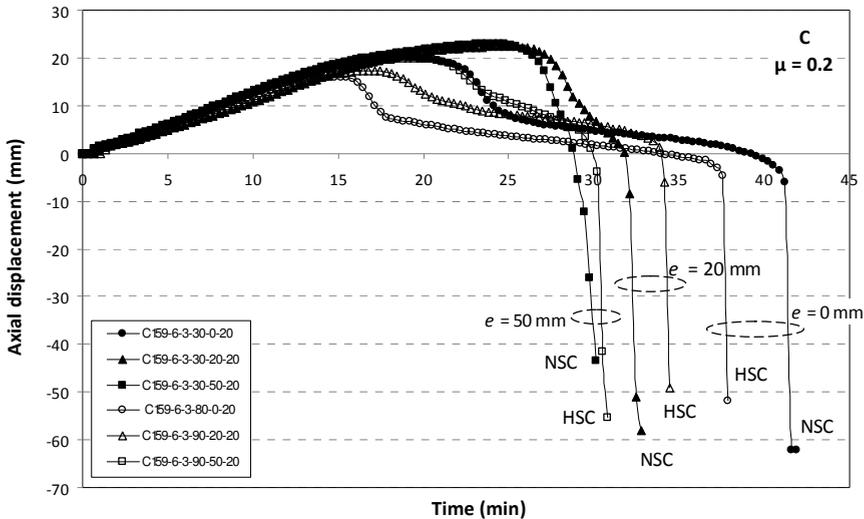


Fig. 8. Influence of the load eccentricity, for columns filled with plain concrete and subjected to a 20% axial load ratio.

The buckling resistance of all the tested columns at the time of failure was calculated by means of this method, and summarized in Table 2, where the analyzed cases have been divided into two categories: columns using reinforcing bars (RC) and columns which did not use this type of reinforcement (C and FC). The errors were computed as the test value divided by the EC4 prediction. It was found that the simple calculation model in EC4 produced safe results on average, differently from the results obtained previously for concentrically loaded slender columns [1] for which the method in EC4 produced unsafe results.

As can be seen in Table 2 and Fig. 9, the mean error value was 1.00 for bar-reinforced columns (RC) and the standard deviation 0.12, which proves that the code produces very accurate results for eccentrically loaded slender bar-reinforced columns.

On the other hand, for columns which do not make use of reinforcing bars (i.e. columns filled with plain concrete, C, or steel fiber reinforced concrete, FC), the mean error value was 2.12 and the standard deviation 0.32, thus, despite the simple calculation model provides safe predictions in these cases, it results excessively conservative, with a mean safety factor greater than 2.

In general, it can be concluded that for eccentrically loaded slender columns, the method in Eurocode 4 Part 1.2 leads to safe results.

Although the simple calculation model produces very accurate predictions for bar-reinforced columns, this model should be improved for other types of concrete infill such as plain concrete or steel fiber reinforced concrete, and its applicability extended to higher concrete grades.

## 5. Fire concrete contribution ratio (FCCR)

It was observed in previous research [1] that the fire resistance of a steel hollow section column can be increased at least two or three times by filling the section with concrete. Depending on the applied load level and the type of concrete infilling, the increment obtained in terms of fire resistance time will be higher or lower.

In this section, the effect of filling the columns with concrete is studied for the case of eccentric axial loads. The increment produced in the fire resistance of the tubular column by means of the concrete infill is measured through the so called "Fire Concrete Contribution Ratio" (FCCR), which is defined as the ratio between the fire resistance rating of the concrete filled column ( $FRR_{\text{concrete-filled}}$ ) and that of the steel hollow section column ( $FRR_{\text{hollow}}$ ), for a certain value of the applied axial load:

$$FCCR = \frac{FRR_{concrete-filled}}{FRR_{hollow}} \quad (2)$$

The numerator in this expression can be directly obtained from the experimental results, whereas the denominator is obtained by means of numerical simulations through a validated finite element model developed by the authors [15]. The axial load applied to the hollow section column is the same as that applied to the CFT column in the corresponding fire test.

In Table 3 the values of the fire concrete contribution ratio (FCCR) obtained for the eccentrically loaded columns are listed, representing the increment which can be obtained in the fire resistance period by filling the columns with concrete with reference to the fire resistance of the unfilled hollow steel columns.

It can be observed that, for all the cases analyzed, FCCR values over 1.5 are obtained, meaning that an increment of a 50% or higher in

terms of fire resistance can be obtained by filling the steel hollow section columns with concrete, even when eccentricity is applied. The FCCR values result in these cases lower than those obtained for the concentrically loaded columns [1], with an average value of 2.30 for the eccentrically loaded columns versus a 3.42 for the concentrically loaded columns.

In general, the FCCR results higher for the cases subjected to a lower load level ( $\mu=0.2$ ), where the use of the concrete infill is more advantageous. It is also worth noting that the specimens filled with HSC present in most cases a higher FCCR than those filled with NSC. Although it seemed through the reduced values in fire resistance time obtained from the tests that the use of HSC was not of great interest in the fire situation, a comparison with the unfilled steel hollow section columns reveals that using HSC is still of interest, since it allows to increase the load bearing capacity of the column.

**Table 2**

Comparison of the axial buckling load at the time of failure between tests ( $N_{test}$ ) and EC4 ( $N_{EC4}$ ).

No.	Name	$N_{test}$ (kN)	$N_{EC4}$ (kN)	$N_{test} / N_{EC4}$
<i>Bar-reinforced columns</i>				
9	RC159-6-3-30-20-20	180.0	188.90	0.95
10	RC159-6-3-30-20-40	360.0	300.24	1.20
11	RC159-6-3-90-20-20	263.8	237.43	1.11
12	RC159-6-3-90-20-40	527.7	481.01	1.10
13	RC159-6-3-30-50-20	140.0	157.20	0.89
14	RC159-6-3-30-50-40	279.9	313.37	0.89
15	RC159-6-3-90-50-20	203.7	210.61	0.97
16	RC159-6-3-90-50-40	407.4	467.34	0.87
			Mean	1.00
			Std. dev.	0.12
<i>Columns without reinforcing bars</i>				
1	C159-6-3-30-20-20	169.0	102.32	1.65
2	C159-6-3-30-20-40	337.0	172.68	1.96
3	C159-6-3-90-20-20	272.0	119.11	2.28
4	C159-6-3-90-20-40	544.0	317.85	1.71
5	C159-6-3-30-50-20	126.4	53.81	2.35
6	C159-6-3-30-50-40	252.8	89.39	2.83
7	C159-6-3-90-50-20	194.0	93.99	2.06
8	C159-6-3-90-50-40	388.0	199.44	1.95
17	FC159-6-3-30-20-20	168.6	72.12	2.34
18	FC159-6-3-30-20-40	337.3	137.02	2.46
19	FC159-6-3-90-20-20	272.0	147.66	1.84
20	FC159-6-3-90-20-40	544.0	277.00	1.96
21	FC159-6-3-30-50-20	126.4	51.13	2.47
22	FC159-6-3-30-50-40	252.8	112.82	2.24
23	FC159-6-3-90-50-20	193.9	98.06	1.98
24	FC159-6-3-90-50-40	387.8	212.89	1.82
			Mean	2.12
			Std. dev.	0.32

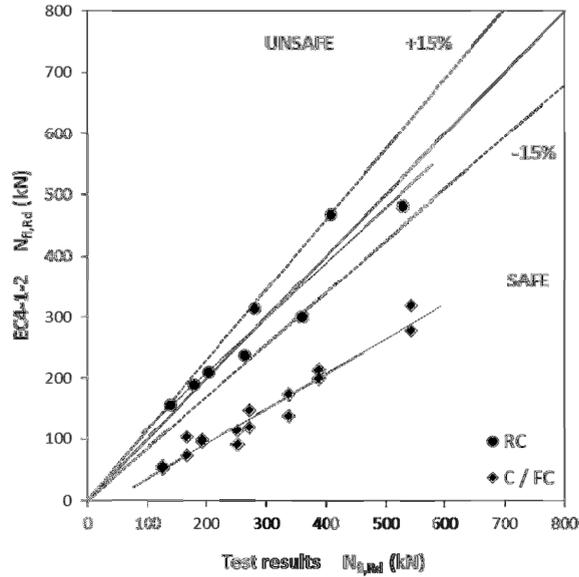


Fig. 9. Comparison of the axial buckling load at the time of failure between tests and EC4.

Table 3

Fire concrete contribution ratio (FCCR).

No.	Name	FRR <sub>concrete-filled</sub> (min)	FRR <sub>hollow</sub> (min)	FCCR
1	C159-6-3-30-20-20	32	14	2.29
2	C159-6-3-30-20-40	16	10	1.60
3	C159-6-3-90-20-20	34	12	2.83
4	C159-6-3-90-20-40	11	6	1.83
5	C159-6-3-30-50-20	29	16	1.88
6	C159-6-3-30-50-40	23	11	2.09
7	C159-6-3-90-50-20	30	13	2.31
8	C159-6-3-90-50-40	16	9	1.78
9	RC159-6-3-30-20-20	47	15	3.20
10	RC159-6-3-30-20-40	24	11	2.18
11	RC159-6-3-90-20-20	48	12	4.00
12	RC159-6-3-90-20-40	22	8	2.88
13	RC159-6-3-30-50-20	39	15	2.60
14	RC159-6-3-30-50-40	20	11	1.82
15	RC159-6-3-90-50-20	40	12	3.33
16	RC159-6-3-90-50-40	15	6	2.67
17	FC159-6-3-30-20-20	30	14	2.21
18	FC159-6-3-30-20-40	16	11	1.55
19	FC159-6-3-90-20-20	23	12	1.92
20	FC159-6-3-90-20-40	13	6	2.17
21	FC159-6-3-30-50-20	30	15	2.00
22	FC159-6-3-30-50-40	19	11	1.73
23	FC159-6-3-90-50-20	29	12	2.42
24	FC159-6-3-90-50-40	14	8	1.88
			Mean	2.30

The addition of steel fibers was not found of a great utility for the tested eccentrically loaded columns, producing similar FCCR values to those obtained for the columns filled with plain concrete. However, the cases filled with bar-reinforced concrete presented the highest FCCR values, meaning that the use of reinforcing bars is more effective to resist eccentric loads in the fire situation.

## 6. Conclusions

In this paper, the results of a series of 24 fire tests on eccentrically loaded concrete filled tubular columns of high slenderness are presented. The described tests are a continuation of a previous experimental program carried out by the authors on centrally loaded columns [1].

The new experimental program presented in this paper used different types of concrete infill, with varying concrete strength (normal and high strength concrete) and a variety of reinforcement types (plain, bar-reinforced and steel fiber reinforced concrete). The applied load level and eccentricity were also varied in this fire testing program.

Through the results of these tests, a series of conclusions on the fire behavior of slender CFT columns subjected to eccentric axial loads can be drawn. For both normal and high strength concrete, the fire resistance time of the columns resulted lower for increasing values of the load eccentricity.

The fire resistance of the HSC specimens was found lower than that of the NSC specimens for the higher load levels (40%), while for the smaller load levels (20%) the HSC specimens produced the same or higher fire resistance times with a higher axial load applied in terms of absolute values. A comparison in terms of FCCR reveals that using HSC is still of interest in the fire situation, since it allows to increase the load bearing capacity of the columns.

The use of steel fibers did not show an increase in the fire resistance of normal or high strength concrete filled columns under eccentric loads, since the failure in most of the tests was due to the hollow steel column premature buckling, the concrete infill only helping to delay the heating of the column but not contributing to sustain the load. Nevertheless, an improvement in the fire resistance was found when using reinforcing bars, as it had been previously observed for centrally loaded columns [1]. The addition of reinforcing bars produced a significant benefit in the fire resistance of the eccentrically

loaded specimens, helping in some cases to avoid a premature failure of the column.

Therefore, it can be concluded that for slender CFT columns no special benefit in the fire resistance is found through the addition of steel fibers, while the use of reinforcing bars can improve the fire performance of these columns under eccentric loads.

The simple calculation model for composite columns from Eurocode 4 Part 1.2 was evaluated by means of the results of this series of fire tests. In contrast with previous results obtained for centrally loaded columns, where the method had been found unsafe for slender columns [1], under eccentric loads the method turns to the safe side, although producing high errors for those columns which do not make use of reinforcing bars. Nevertheless, for bar-reinforced columns, the method results in accurate predictions. Therefore, it is suggested here that the current simple calculation model in Eurocode 4 Part 1.2 should be revised and improved in the future on the basis of this findings.

## Acknowledgements

The authors wish to express their sincere gratitude to the Spanish Ministry of Science and Innovation for help provided through project BIA 2009\_09411, to the Generalitat Valenciana for the IMPIVA funds in the framework of the project FUEGOSTRUCT and to the European Community for the FEDER funds.

## References

- [1] Romero ML, Moliner V, Espinos A, Ibañez C, Hospitaler A. Fire behavior of axially loaded slender high strength concrete-filled tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research* 2011;67:1953-65.
- [2] Twilt L, Hass R, Klingsch W, Edwards M, Dutta D. Design guide for structural hollow section columns exposed to fire. Cologne, Germany: Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT); 1996.
- [3] Wang Y, Kodur V. 2000. Research toward use of unprotected steel structures. *Journal of Structural Engineering* 126(12):1442-50.
- [4] Lie TT, Chabot M. Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with plain concrete. Internal report No. 611. Ottawa, Canada: Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada (NRCC); 1992.
- [5] Chabot M, Lie TT. Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with bar-reinforced concrete. Internal report No. 628. Ottawa, Canada: Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada (NRCC); 1992.
- [6] Kodur VKR, Latour JC. Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with high-

- strength concrete. Ottawa, Canada: Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada (NRCC); 2005.
- [7] Grandjean G, Grimault JP, Petit L. Détermination de la durée au feu des profils creux remplis de béton. CIDECT Research Project 15B-80/10. Cologne, Germany: Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire; 1980
- [8] Kordina K, Klingsch W. Fire resistance of composite columns of concrete filled hollow sections. CIDECT Research Project 15C1/C2-83/27. Cologne, Germany: Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire; 1983.
- [9] Renaud C, Kruppa J. Unprotected concrete filled columns fire tests - verification of 15Q. CIDECT Research Project 15R. Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France: Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM); 2004.
- [10] Renaud C, Joyeux D, Kruppa J. Improvement and extension of the simple calculation method for fire resistance of unprotected concrete filled hollow columns. CIDECT Research Project 15Q-12/03. Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France: Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM); 2004.
- [11] Han L, Zhao X, Yang Y, Feng J. Experimental study and calculation of fire resistance of concrete-filled hollow steel columns. *Journal of Structural Engineering* 2003;129(3):346-56.
- [12] Lu H, Zhao XL, Han LH. Fire behaviour of high strength self-consolidating concrete filled steel tubular stub columns. *Journal of Constructional Steel Research* 2009;65(10-11):1995-2010.
- [13] Schaumann P, Kodur V, Bahr O. Fire behaviour of hollow structural section steel columns filled with high strength concrete. *Journal of Constructional Steel Research* 2009;65(8-9):1794-802.
- [14] CEN. EN 1994-1-2, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels, Belgium: Comité Européen de Normalisation; 2005
- [15] Espinos A, Romero M, Hospitaler A. Advanced model for predicting the fire response of concrete filled tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research* 2010;66(8-9):1030-46.
- [16] Lacuesta C, Romero ML, Ivorra S, Portoles JM, A three-dimensional numerical model of circular concrete filled columns. In: Topping BHV, Montero G, Montenegro R, editors. Proceedings of the eight international conference on computational structures technology. Stirlingshire, UK: Civil-Comp Press; 2006. <http://dx.doi.org/10.402/ccp.83.22> [Paper 22].
- [17] CEN. EN 1363-1, Fire resistance tests. Part 1: General requirements. Brussels, Belgium: Comité Européen de Normalisation; 1999.
- [18] CEN. EN 1994-1-1, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium: Comité Européen de Normalisation; 2004.
- [19] ISO 834: Fire resistance tests, elements of building construction. Switzerland: International Standards Organisation; 1980.
- [20] Lennon T, Moore DB, Wang YC, Bailey CG. Designers' guide to EN 1991-1-2, EN 1992-1-2, EN 1993-1-2 and EN 1994-1-2. Thomas Telford Limited; 2007.
- [21] Espinos A, Romero ML, Hospitaler A. Simple calculation model for evaluating the fire resistance of unreinforced concrete filled tubular columns. *Eng Struct* 2012;42:231-44.
- [22] Espinos A, Gardner L, Romero M, Hospitaler A. Fire behaviour of concrete filled elliptical steel columns. *Thin-Walled Struct* 2011;49(2):239-55.



## Informe de ensayo de tracción de una probeta de acero con el que están fabricados los perfiles tubulares

### Informe de Ensayo de tracción en Acero, probeta rectangular

E.T.S. Ing. Industriales Valencia

#### Fondos de escala de los canales analógicos:

Fuerza: 98,066 kN      Posición: 450,00 mm      Auxiliar 1: 2,5000 mm

#### Referencias:

Fecha: 03/02/2011  
Probeta: PM 2-1-7

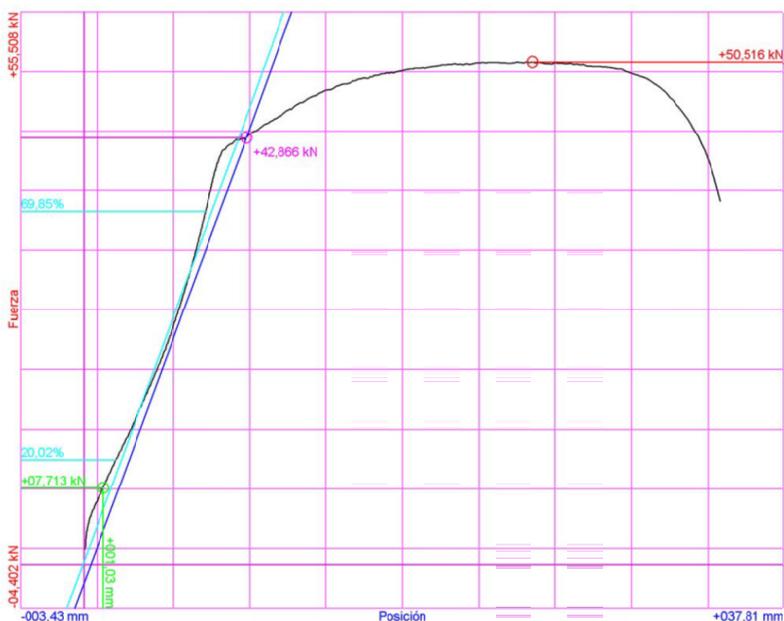
#### Parámetros:

Lado A: 6,00 mm  
Lado B: 20,00 mm  
Sección (So): 120,00 mm<sup>2</sup>  
Long. base P. (Le): 215,0 mm  
Long. base E. (Le): 50,0 mm  
Longitud inicial (Lo): 80,0 mm  
Longitud final (Lu): 100,0 mm  
Def sup. cedencia: 0,000 mm  
Def inf. cedencia: 0,000 mm

#### Configuración de ensayo:

Límite superior: 70,00 %  
Límite inferior: 20,00 %  
% Límite elástico: 00,20 %  
% Límite extensión: 00,50 %  
Velocidad elástica: 5,0 MPa/s  
Velocidad cedencia: 0,10 %/s  
Velocidad plástica: 0,50 %/s  
Realización ensayo: Simple fuerza

Nombre de archivo: PM 2-1-7



#### Resultados de carga:

Carga máxima (Fm): 50,516 kN  
Carga elástica (Fe): 42,866 kN  
Lim. sup. ced. (ReH): 0,000 MPa  
Lim. inf. ced. (ReL): 0,000 MPa  
Resist. tracción (Rm): 420,968 MPa  
Límite elástico (Rp): 357,221 MPa  
Límite extensión (Rt): 64,271 MPa  
Módulo elástico (E): 148,522 MPa  
Rm/Rp: 1,1785

#### Resultados de deformación:

Def. remanente: 20,0 mm  
Def. porcentual (A): 25,00 %  
Def. cedencia (Ae): 0,00 %  
Alargamiento (Ag): 6,71 %  
Alargam. total (Agt): 11,30 %

## Resultados de ensayo. Muestra nº 28: RC159-6-3-90-20-40

 	
Laboratorio	<b>Resistencia al Fuego</b>
Asunto	<b>Resultados de ensayo</b>
Material	<b>Pilares</b>
Identificación	<b>RC159-6-3-90-20-40</b>
Nº Aborón	<b>59015</b>
Fecha ensayo	<b>10/03/2011</b>
Sesid	<b>1</b>

Carga	
527,7	Valor consigna (por punto) , $q_c$ (kN)
527,7	Valor consigna corregido (p.p.) , $q'c$ (kN)
1	Nº puntos aplicación de carga , $c_q$
<b>Vertical</b>	Dirección del elemento
-	Distancia entre apoyos , $L$ (mm)
-	Canto , $d$ (mm)
3180	Altura inicial , $h$ (mm)

## Análisis experimental de la resistencia al fuego de pilares circulares esbeltos CFT

Tiempo ensayo f (s)	Tiempo ensayo f (mm:ss)	Tiempo ensayo f (min)	Temperatura canales T <sub>i</sub> (°C)					
			HORNO		HORNO		HORNO	
			TP 1	TP 2	TP 3	TP 4	TP 5	TP 6
0	0:00:00	0,00	13	12	11	13	12	13
20	0:00:20	0,33	26	29	12	35	21	14
40	0:00:40	0,67	223	265	130	275	311	141
60	0:01:00	1,00	371	399	239	407	437	240
80	0:01:20	1,33	414	405	260	450	435	267
100	0:01:40	1,67	467	438	281	504	471	292
120	0:02:00	2,00	509	461	304	537	495	318
140	0:02:20	2,33	542	487	324	569	514	340
161	0:02:41	2,68	568	504	344	589	532	362
182	0:03:02	3,03	583	514	359	602	538	378
202	0:03:22	3,37	610	548	378	626	572	400
222	0:03:42	3,70	631	582	402	640	600	423
242	0:04:02	4,03	631	579	412	637	586	433
262	0:04:22	4,37	646	603	426	650	610	447
282	0:04:42	4,70	654	621	441	657	627	462
302	0:05:02	5,03	655	623	450	654	620	469
322	0:05:22	5,37	670	645	466	667	647	485
343	0:05:43	5,72	679	659	483	676	660	504
363	0:06:03	6,05	677	657	490	674	653	510
383	0:06:23	6,38	687	674	504	684	671	522
404	0:06:44	6,73	694	682	515	688	676	531
424	0:07:04	7,07	697	682	521	692	677	538
444	0:07:24	7,40	705	698	535	700	692	550
464	0:07:44	7,73	710	703	544	703	697	559
484	0:08:04	8,07	709	698	548	704	692	564
504	0:08:24	8,40	716	710	559	712	705	575
524	0:08:44	8,73	724	720	569	718	711	586
544	0:09:04	9,07	724	717	571	719	708	588
564	0:09:24	9,40	728	724	580	724	716	595
584	0:09:44	9,73	735	736	592	730	730	607
604	0:10:04	10,07	734	733	595	728	725	609
624	0:10:24	10,40	739	738	601	733	731	614
644	0:10:44	10,73	746	747	611	740	741	625
664	0:11:04	11,07	747	748	615	741	739	630
684	0:11:24	11,40	750	750	620	743	742	633
705	0:11:45	11,75	756	756	626	749	750	640
725	0:12:05	12,08	759	761	634	755	754	650
745	0:12:25	12,42	762	762	640	756	754	655
765	0:12:45	12,75	764	765	645	758	757	660
785	0:13:05	13,08	766	768	648	761	762	663
806	0:13:26	13,43	768	770	652	764	765	667
827	0:13:47	13,78	770	771	655	766	768	671
847	0:14:07	14,12	773	773	658	768	770	678
867	0:14:27	14,45	776	776	661	770	774	683
887	0:14:47	14,78	779	780	668	773	778	688
907	0:15:07	15,12	782	783	671	778	780	691
928	0:15:28	15,47	785	785	676	781	782	694
949	0:15:49	15,82	788	789	678	783	787	702
969	0:16:09	16,15	791	791	680	786	788	705
989	0:16:29	16,48	792	792	683	789	791	710
1009	0:16:49	16,82	794	796	689	791	796	712
1029	0:17:09	17,15	796	798	693	794	796	715
1049	0:17:29	17,48	800	802	697	796	799	718
1069	0:17:49	17,82	800	803	700	799	800	721
1089	0:18:09	18,15	803	806	706	801	805	725
1109	0:18:29	18,48	807	810	712	805	807	728
1129	0:18:49	18,82	811	813	716	808	812	733
1149	0:19:09	19,15	813	814	718	810	815	739
1169	0:19:29	19,48	814	814	720	810	816	740
1189	0:19:49	19,82	814	817	722	810	815	741
1209	0:20:09	20,15	816	818	723	813	817	744
1229	0:20:29	20,48	819	822	727	816	821	748
1249	0:20:49	20,82	823	824	734	820	825	755
1269	0:21:09	21,15	828	814	733	826	832	758
1290	0:21:30	21,50	829	810	732	830	835	758
1310	0:21:50	21,83	830	811	734	831	838	763
1330	0:22:10	22,17	821	811	734	825	831	765
1350	0:22:30	22,50	828	818	737	841	848	778
1370	0:22:50	22,83	827	813	740	844	851	783
1390	0:23:10	23,17	828	813	743	844	846	782
1410	0:23:30	23,50	828	816	743	846	848	780
1430	0:23:50	23,83	837	818	746	850	855	783
1451	0:24:11	24,18	844	822	749	853	860	789
1471	0:24:31	24,52	846	825	754	852	860	789
1492	0:24:52	24,87	849	827	760	854	862	794
1512	0:25:12	25,20	849	825	763	853	859	794

Tiempo ensayo t (mm:ss)								
	TC1	TC2	TC3	TC4	TC5	TC1 <sub>orto</sub>	TC2 <sub>orto</sub>	AMBIENTE
	TP 33	TP 34	TP 35	TP 36	TP 37	TP 17	TP 18	TP 128
0:00:00	12	13	14	15	14	11	13	10
0:00:20	16	13	14	15	14	22	13	10
0:00:40	96	13	14	15	14	111	13	10
0:01:00	80	13	14	15	14	106	13	10
0:01:20	71	14	14	15	14	95	13	10
0:01:40	80	14	14	15	14	111	14	10
0:02:00	81	16	14	15	14	112	15	10
0:02:20	89	17	15	15	15	121	17	10
0:02:41	96	19	15	15	15	126	19	10
0:03:02	101	21	15	15	16	131	20	10
0:03:22	113	23	16	15	17	149	22	10
0:03:42	127	25	17	15	18	159	24	10
0:04:02	131	29	18	15	19	160	26	10
0:04:22	146	36	19	15	20	181	28	10
0:04:42	159	40	21	16	21	194	30	10
0:05:02	168	42	22	16	23	204	31	10
0:05:22	185	43	24	16	24	232	34	10
0:05:43	199	45	25	16	26	243	36	10
0:06:03	206	48	26	17	27	250	38	10
0:06:23	220	52	28	18	29	276	40	10
0:06:44	233	56	30	18	31	287	43	10
0:07:04	243	60	32	19	33	298	44	11
0:07:24	257	64	34	20	35	321	46	10
0:07:44	270	68	36	21	37	330	49	10
0:08:04	278	72	38	22	39	335	51	10
0:08:24	292	77	41	23	41	357	54	10
0:08:44	305	80	43	24	43	367	56	10
0:09:04	312	84	45	25	45	371	59	11
0:09:24	324	90	47	26	48	390	62	11
0:09:44	338	96	41	27	50	406	65	10
0:10:04	344	99	48	28	53	409	67	10
0:10:24	356	103	51	30	56	422	70	10
0:10:44	371	107	52	31	59	439	74	11
0:11:04	382	111	54	33	62	445	76	11
0:11:24	390	115	60	35	65	455	80	11
0:11:45	399	119	62	37	69	468	85	10
0:12:05	407	124	64	40	74	476	89	11
0:12:25	414	128	67	44	79	482	93	10
0:12:45	418	133	71	47	87	494	97	10
0:13:05	425	138	75	53	96	501	102	10
0:13:26	431	143	81	60	109	510	107	10
0:13:47	437	146	84	71	122	519	111	10
0:14:07	445	151	85	82	139	528	116	11
0:14:27	451	157	90	91	155	535	120	11
0:14:47	460	160	89	93	163	544	125	11
0:15:07	467	167	103	109	190	549	130	11
0:15:28	474	168	107	116	190	555	134	11
0:15:49	484	175	111	124	190	563	138	11
0:16:09	494	183	117	131	196	570	143	10
0:16:29	502	185	121	137	204	576	146	11
0:16:49	510	189	129	151	215	582	151	11
0:17:09	516	195	134	169	233	586	155	10
0:17:29	525	200	146	179	252	591	159	11
0:17:49	530	211	177	188	270	595	163	11
0:18:09	538	233	194	195	280	602	166	11
0:18:29	544	277	203	202	284	606	169	11
0:18:49	550	307	209	207	290	613	173	11
0:19:09	557	326	217	216	297	616	176	11
0:19:29	563	329	224	220	295	621	180	11
0:19:49	567	330	232	226	294	625	184	11
0:20:09	572	338	238	235	306	628	188	10
0:20:29	580	346	240	242	309	634	193	11
0:20:49	584	347	246	248	309	634	197	11
0:21:09	588	349	253	251	308	631	203	11
0:21:30	593	350	257	254	307	632	209	11
0:21:50	602	362	264	264	319	635	215	11
0:22:10	608	359	266	264	307	637	222	11
0:22:30	613	362	271	269	311	642	235	11
0:22:50	625	369	279	270	317	643	248	11
0:23:10	679	366	266	266	320	647	265	11
0:23:30	684	376	268	272	311	649	281	11
0:23:50	687	392	268	277	318	654	300	11
0:24:11	692	404	266	282	325	658	318	11
0:24:31	709	422	262	292	334	662	336	11
0:24:52	718	426	269	281	334	666	355	11
0:25:12	718	442	268	271	339	668	378	11

## Análisis experimental de la resistencia al fuego de pilares circulares esbeltos CFT

Tiempo ensayo f (mm:ss)	Temperatura horno	Temperatura consigna	Presión horno 1	Presión consigna 1	Fuerza pistón 1	Fuerza consigna P1	Posición pistón 1	Desplazam.	
	T (°C)	Ts (°C)	P1 (Pa)	Pc1 (Pa)	q1 (kN)	qc1 (kN)	D1 (mm)	A2 (mm)	A3 (mm)
0:00:00	12	20	-4.7	18.4	527.68	527.7	0.00	0.0	0.0
0:00:20	23	215	163.5	18.4	528.27	527.7	0.03	-0.1	0.1
0:00:40	224	297	105.0	18.4	527.78	527.7	0.61	0.5	0.8
0:01:00	349	349	-4.9	18.4	527.19	527.7	0.82	0.5	0.8
0:01:20	372	388	18.0	18.4	527.78	527.7	0.88	0.6	0.9
0:01:40	409	419	16.6	18.4	527.88	527.7	1.02	0.8	0.8
0:02:00	437	445	17.9	18.4	527.78	527.7	1.15	0.9	0.9
0:02:20	463	466	17.3	18.4	527.68	527.7	1.32	1.1	1.0
0:02:41	483	486	14.4	18.4	527.58	527.7	1.47	1.2	1.1
0:03:02	496	504	17.4	18.4	527.78	527.7	1.63	1.7	1.7
0:03:22	522	519	19.9	18.4	527.88	527.7	1.86	1.6	1.6
0:03:42	546	533	14.5	18.4	527.39	527.7	2.13	1.8	1.9
0:04:02	546	545	16.9	18.4	527.78	527.7	2.27	1.8	2.0
0:04:22	564	557	18.5	18.4	527.97	527.7	2.56	2.3	2.7
0:04:42	577	567	16.1	18.4	527.78	527.7	2.89	2.7	2.9
0:05:02	579	577	18.4	18.4	527.88	527.7	3.10	2.8	3.3
0:05:22	597	587	21.3	18.4	527.88	527.7	3.54	3.2	3.3
0:05:43	610	596	16.8	18.4	527.39	527.7	3.99	3.7	3.8
0:06:03	610	604	18.2	18.4	527.88	527.7	4.29	4.0	4.1
0:06:23	624	612	18.9	18.4	527.58	527.7	4.78	4.5	4.6
0:06:44	631	620	17.7	18.4	527.39	527.7	5.18	4.9	5.0
0:07:04	635	627	19.7	18.4	527.58	527.7	5.56	5.7	5.6
0:07:24	647	634	19.2	18.4	527.68	527.7	6.01	5.9	6.2
0:07:44	653	640	18.4	18.4	527.39	527.7	6.40	6.3	6.1
0:08:04	653	647	18.8	18.4	528.17	527.7	6.69	6.5	6.5
0:08:24	663	653	21.0	18.4	527.97	527.7	7.11	7.1	6.9
0:08:44	671	658	18.4	18.4	527.29	527.7	7.52	7.3	7.7
0:09:04	671	664	19.0	18.4	527.78	527.7	7.82	7.7	7.6
0:09:24	678	669	21.4	18.4	527.68	527.7	8.17	8.2	8.0
0:09:44	688	674	19.0	18.4	527.68	527.7	8.53	8.5	8.8
0:10:04	687	679	19.0	18.4	527.68	527.7	8.75	8.6	8.6
0:10:24	693	684	21.3	18.4	527.58	527.7	8.99	9.3	9.1
0:10:44	702	689	20.2	18.4	527.48	527.7	9.21	9.2	9.0
0:11:04	703	693	20.9	18.4	527.58	527.7	9.33	9.5	9.5
0:11:24	706	698	20.8	18.4	527.68	527.7	9.42	9.4	9.2
0:11:45	713	702	19.1	18.4	527.58	527.7	9.48	9.8	9.6
0:12:05	719	706	18.3	18.4	527.58	527.7	9.46	9.5	9.5
0:12:25	722	710	18.4	18.4	527.39	527.7	9.32	9.4	9.5
0:12:45	725	714	18.4	18.4	527.39	527.7	8.96	9.4	9.2
0:13:05	728	718	18.4	18.4	526.40	527.7	8.24	8.4	8.2
0:13:26	731	722	18.5	18.4	526.60	527.7	6.62	6.7	6.5
0:13:47	734	726	18.5	18.4	529.64	527.7	5.07	5.3	4.7
0:14:07	737	730	18.7	18.4	528.46	527.7	4.51	4.9	4.6
0:14:27	740	733	18.4	18.4	527.97	527.7	4.19	4.9	4.2
0:14:47	744	736	18.7	18.4	528.07	527.7	3.92	4.4	3.8
0:15:07	748	740	18.6	18.4	527.78	527.7	3.76	4.1	3.6
0:15:28	751	743	18.4	18.4	527.78	527.7	3.61	4.1	3.4
0:15:49	755	746	18.6	18.4	527.68	527.7	3.47	3.9	3.2
0:16:09	757	750	18.7	18.4	527.68	527.7	3.32	3.9	3.5
0:16:29	760	753	18.5	18.4	527.68	527.7	3.19	3.8	3.3
0:16:49	763	756	18.6	18.4	527.58	527.7	3.07	3.7	2.8
0:17:09	765	758	18.7	18.4	527.68	527.7	2.97	3.4	3.1
0:17:29	769	761	18.5	18.4	527.58	527.7	2.87	3.7	2.9
0:17:49	771	764	18.5	18.4	527.78	527.7	2.76	3.1	2.4
0:18:09	774	767	18.9	18.4	527.68	527.7	2.66	3.1	2.3
0:18:29	778	770	18.4	18.4	527.88	527.7	2.57	3.0	2.3
0:18:49	782	772	18.4	18.4	527.58	527.7	2.46	3.1	2.4
0:19:09	785	775	18.3	18.4	527.68	527.7	2.35	3.0	2.4
0:19:29	786	777	18.3	18.4	527.39	527.7	2.26	3.1	1.8
0:19:49	787	780	18.3	18.4	527.68	527.7	2.13	2.5	1.8
0:20:09	789	782	18.8	18.4	527.68	527.7	2.00	2.7	1.7
0:20:29	792	785	18.7	18.4	527.68	527.7	1.87	2.8	1.4
0:20:49	797	787	19.0	18.4	527.58	527.7	1.74	2.7	1.0
0:21:09	799	790	17.7	18.4	527.48	527.7	1.58	2.4	1.0
0:21:30	799	792	18.3	18.4	527.68	527.7	1.38	2.2	1.2
0:21:50	801	794	18.6	18.4	527.19	527.7	1.01	2.0	0.8
0:22:10	798	797	20.2	18.4	528.07	527.7	0.67	1.7	0.5
0:22:30	808	799	18.5	18.4	527.68	527.7	0.42	1.6	-0.1
0:22:50	810	801	17.6	18.4	442.73	527.7	-3.92	-0.4	-6.2
0:23:10	809	803	18.1	18.4	139.01	196.2	-50.01	-61.0	-39.4
0:23:30	810	805	18.8	18.4	86.92	98.1	-48.56	-59.8	-37.0
0:23:50	815	807	18.5	18.4	97.51	98.1	-49.26	-61.1	-38.0
0:24:11	820	810	18.3	18.4	98.00	98.1	-49.42	-60.9	-37.9
0:24:31	821	812	18.1	18.4	6.97	0.0	-34.83	-40.7	-29.7
0:24:52	824	814	18.0	18.4	9.32	0.0	-33.58	-39.6	-29.0
0:25:12	824	816	18.4	18.4	11.97	0.0	-33.57	-39.5	-28.8





