



Universitat Jaume I de Castelló

Departament de Enginyeria Mecànica i Construcció

**ESTUDIO EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO DE SOPORTES
TUBULARES CIRCULARES DE ACERO ESBELTOS
RELLENOS DE HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA**

Programa de doctorado:

Análisis y Diseño Avanzado de Estructuras (Interuniversitario)

TESIS DOCTORAL

Presentada por:

José Manuel Portolés Flaj

Dirigida por:

Dr. D. Manuel L. Romero García

Dr. D. José Luís Bonet Senach

Castellón, Junio de 2010

A mis padres y mi hermano

AGRADECIMIENTOS

El autor quisiera agradecer la confianza prestada y el consejo del Profesor Dr. Manuel Luís Romero García y del Profesor Dr. José Luís Bonet Senach, directores de esta tesis, y al Profesor Dr. Filip C. Filippou, por ser tan notable anfitrión en la University of California at Berkeley, así como por su inestimable ayuda y comprensión en el desarrollo de la parte numérica.

A Enrique Padrones Huget, técnico de laboratorio de la Universitat Jaume I, sin el cual hubiera sido imposible realizar la campaña experimental, y por su siempre acertado consejo.

El autor quiere agradecer el apoyo del Ministerio de Educación del Gobierno de España por la ayuda proporcionada a través del proyecto BIA2005_255, y a la Comunidad Europea por los fondos FEDER con los cuales ha sido posible desarrollar este proyecto. Así como también a la Fundación Bancaja, que a través del Plan de Promoción de la Investigación de la Universidad Jaume I permitió la realización de sendas estancias de investigación en 2007 y 2008 en el Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Berkeley donde se desarrolló el modelo numérico aquí descrito.

José Manuel Portolés

RESUMEN

En los últimos años la utilización de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón (CFT) se ha incrementado debido a su excelente comportamiento frente al sismo, alta resistencia, alta ductilidad y la gran capacidad de absorción de energía. Aunque España y en particular la Comunidad Valenciana no son zonas de riesgo sísmico elevado, el uso de este tipo de pilares ofrece también otras ventajas, como por ejemplo el incremento en la velocidad del proceso de construcción, la posibilidad de estandarización de las uniones y lo que es muy importante, una mayor resistencia al fuego.

Por otra parte, el uso del hormigón de alta resistencia (HSC) en la construcción de estructuras de hormigón se está generalizando gracias al abaratamiento de su tecnología. La utilización de este material presenta enormes ventajas, sobre todo en elementos sometidos a axiles de compresión importantes, como ocurre en el caso de soportes de edificación o de pilas de puente. Sin embargo, el Eurocódigo 4, con el que se diseñan estas estructuras mixtas, queda limitado a hormigones de hasta 60 MPa.

Dada la mayor resistencia seccional de las columnas CFT rellenas de HSC, es posible reducir su sección, para un mismo nivel de carga. De esta forma la esbeltez y los efectos de segundo orden cobran más importancia.

En esta tesis doctoral se estudia el comportamiento de las columnas de acero, esbeltas, de sección circular, rellenas de hormigón de alta resistencia. Para ello se ha desarrollado una campaña experimental que ha sido ampliada con modelos numéricos. Se ha comprobado la validez del Eurocódigo 4 y se ha realizado un estudio paramétrico de las variables que influyen en la respuesta de estas columnas.

ABSTRACT

In recent years the use of concrete filled steel tubular columns and beam-columns (CFT) filled with concrete has increased due to the excellent seismic behavior, high strength per section unit, and high ductility. Although Spain and particularly the Region of Valencia are not located in high risk seismic zones, these columns present different advantages such as the increment in construction speed, the use of standard joints and what is more a higher fire resistance.

On the other hand, the use of high strength concrete (HSC) in concrete and composite structures is becoming general because the cost reduction in the manufacturing technology. The use of this material presents different advantages, mainly in elements subjected to strong compression such as building supports or bridge columns. However the Eurocode 4 limits its value to 60 MPa.

Given the higher sectional resistance of the CFT filled with HSC it is possible to reduce the cross - section for the same load level, thus slenderness and second order effects are more important.

In this Ph.D. thesis the behavior of slender CFT with circular cross - section and filled with HSC is studied. An experimental campaign has been carried out. Uniaxial numerical models have been developed to complete the experimental results. The accuracy of the Eurocode 4 has been checked and finally a parametrical study of the variables that affect the response of the columns has been analyzed.

RESUM

En els últims anys l'ús de columnes tubulars de acer plenes de formigó (CFT) s'ha incrementat degut a l'excel·lent comportament sísmic, l'alta resistència i alta ductilitat. A pesar de que Espanya i en concret la Comunitat Valenciana no son zones d'alt risc sísmic, estes columnes presenten algunes avantatges com ara l'increment en la velocitat de construcció, l'ús d'unions estandarditzades i el que és més important, una gran resistència al foc.

Per un altra banda l'ús de formigó de alta resistència (HSC) en estructures de formigó i estructures mixtes està sent més generalitzat gracies a l'abaratiment de la seua tecnologia. L'utilització de aquest material presenta enormes avantatges sobre tot en elements sotmesos a axils de compressió important com ocorre en suports d'edificació i columnes de ponts. L'Eurocodi 4, però, està limitat a formigons fins a 60 MPa.

Donat la major resistència seccional de les columnes CFT plenes de HSC és possible reduir la seua secció per a un mateix nivell de càrrega. De esta forma la esveltesa i els efectes de segon ordre cobren més importància.

En esta tesis doctoral se estudia el comportament de les columnes CFT esveltes, de secció circular plenes de HSC. Para lo que s'ha desenvolupat una campanya experimental. Tan mateix s'ha desenvolupat un model numèric uniaxial per a ampliar els resultats experimentals. Ha sigut comprovada la validesa del Eurocodi 4 y s'ha realitzat un estudi paramètric de les variables que influeixen en la resposta de les columnes.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	5
RESUMEN.....	7
ABSTRACT	9
RESUM.....	11
ÍNDICE	13
ABREVIATURAS	18
NOMENCLATURA.....	18
1. Introducción	23
1.1 Preámbulo.....	23
1.2 Antecedentes	24
1.3 Objetivos de la tesis	25
1.4 Estructura de la tesis	26
2. Comportamiento de los soportes de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón	29
2.1 Introducción	29
2.2 Comportamiento mecánico de la sección compuesta de un CFT	33
2.2.1 Comportamiento de los materiales	33
2.2.2 Acción compuesta.....	36
2.2.3 Comportamiento de los CFTs bajo carga axial.....	39
2.3 Otras consideraciones	43

2.3.1	Comportamiento bajo cargas cíclicas	43
2.3.2	Forma de aplicación de la carga.....	44
2.3.3	Comportamiento bajo esfuerzos cortantes y de torsión.....	45
2.3.4	Uniones.....	45
2.3.5	Comportamiento frente a cargas de fuego	45
3.	Revisión del estado del arte.....	47
3.1	Introducción.....	47
3.2	Estudios experimentales	47
3.2.1	Análisis de la bibliografía	53
3.2.2	Conclusiones.....	59
3.3	Estado del arte de los modelos numéricos para el estudio de columnas CFT ..	61
3.3.1	Ecuaciones constitutivas	62
3.3.2	Formulación del elemento. Plasticidad concentrada y plasticidad distribuida.....	67
3.3.3	Formulación del elemento. Formulación basada en desplazamientos, basada en fuerzas y formulación mixta.	68
3.3.4	Integración de tensiones en la sección	70
3.3.5	Adhesión - deslizamiento de la interfase.....	71
3.3.6	Pandeo local.....	72
3.3.7	Conclusiones.....	72
4.	Programa experimental.....	75
4.1	Introducción.....	75
4.2	Diseño del experimento	75
4.3	Especímenes de ensayo	80
4.3.1	Materiales	80
4.3.2	Fabricación	81
4.4	Descripción del banco de ensayos	84
4.4.1	Apoyos.....	84
4.4.2	Pórticos de ensayos.....	85
4.4.3	Sistema de control.....	87

4.5	Instrumentación y toma de datos.....	88
4.6	Procedimiento durante el ensayo.....	89
4.7	Postprocesado de los datos experimentales	90
4.8	Resultados.....	91
5.	Análisis de resultados experimentales.....	97
5.1	Respuesta fuerza axial – desplazamiento trasversal	97
5.2	Modo de fallo	99
5.3	Comportamiento seccional.....	100
5.4	Estudio paramétrico experimental. Índices de rendimiento.....	103
5.4.1	Ratio de contribución del hormigón (CCR).....	103
5.4.2	Índice de resistencia	108
5.4.3	Índice de ductilidad	110
5.5	Conclusiones	112
6.	Estudio comparativo con el Eurocódigo 4	115
6.1	Introducción	115
6.2	Antecedentes	115
6.3	Cálculo de columnas compuestas mediante el Eurocódigo 4.....	117
6.3.1	Resistencia de la sección	118
6.3.2	Resistencia del elemento a flexión uniaxial	123
6.4	Análisis de resultados del cálculo con el Eurocódigo 4.....	124
6.5	Conclusiones	128
7.	Modelo numérico unidimensional.....	131
7.1	Introducción	131
7.2	Programa FedeadsLab.....	131
7.3	Características generales del modelo.....	132
7.4	Descripción del modelo numérico	133
7.4.1	Método de resolución numérica. Algoritmo de Newton-Raphson modificado.....	133
7.4.2	Control automático de la respuesta. Control entre pasos de carga.....	135
7.4.3	Control automático de la respuesta. Control entre iteraciones.....	135

7.4.4	Determinación del estado del modelo	139
7.5	Características particulares del modelo numérico	143
7.5.1	Ecuaciones de compatibilidad en la formulación corrotacional	143
7.5.2	Formulación basada en fuerzas.....	146
7.5.3	Guiado de la respuesta del modelo numérico.	146
7.6	Calibración del modelo numérico	147
7.6.1	Modelo de elementos finitos	147
7.6.2	Modelo seccional	149
7.6.3	Ecuaciones constitutivas	151
7.6.4	Excentricidad adicional por imperfecciones	154
7.7	Verificación del modelo numérico.....	158
7.7.1	Observaciones.....	158
7.8	Conclusiones.....	160
8.	Estudio paramétrico	161
8.1	Análisis del ratio de contribución del hormigón (CCR).....	164
8.2	Análisis del índice de resistencia (SI)	169
8.3	Análisis del índice de ductilidad (DI)	174
9.	Conclusiones y desarrollos futuros.....	179
9.1	Introducción.....	179
9.2	Conclusiones.....	180
9.3	Trabajos futuros.....	185
10.	Bibliografía.....	187
10.1	Bibliografía	187
10.2	Referencias	197
11.	Anexos	201
11.1	Tabla de resumen de los artículos experimentales.	201
11.2	Ficha del ensayo C100-3-3-90-20-1.....	207
11.3	Respuesta fuerza-desplazamiento transversal	209

11.4	Respuesta fuerza axial-momento flector	217
11.5	Gráficas del estudio paramétrico A	219
11.5.1	Carga axial máxima (Nmax)	219
11.5.2	Ratio de contribución del hormigón (CCR)	220
11.5.3	Índice de resistencia (SI)	222
11.5.4	Índice de ductilidad (DI)	225
11.6	Gráficas del estudio paramétrico B	227
11.6.1	Carga axial máxima (Nmax)	227
11.6.2	Ratio de contribución del hormigón (CCR)	228
11.6.3	Índice de resistencia (SI)	229
11.6.4	Índice de ductilidad (DI)	230
11.7	Gráficas del estudio paramétrico C	231
11.7.1	Carga axial máxima (Nmax)	231
11.7.2	Ratio de contribución del hormigón (CCR)	232
11.7.3	Índice de resistencia (SI)	233
11.7.4	Índice de ductilidad (DI)	234
11.8	Gráficas del estudio paramétrico D	235
11.8.1	Carga axial máxima (Nmax)	235
11.8.2	Ratio de contribución del hormigón (CCR)	236
11.8.3	Índice de resistencia (SI)	237
11.8.4	Índice de ductilidad (DI)	238

ABREVIATURAS

CFT	Concrete filled tubular, perfil tubular (de acero) relleno de hormigón
EC4	Eurocódigo 4 [1]
FEM	Finite element method
HSC	High strength concrete, hormigón de alta resistencia
HSS	High strength steel, acero de alta resistencia
N-R	Newton - Raphson
NSC	Normal strenght concrete. Hormigón de resistencia normal
g.d.l.	Grados de libertad

NOMENCLATURA

A_a, A_c	Área de acero y de hormigón respectivamente
A_b	Matriz booleanas de asignación de los g.d.l. de los elementos en la estructura
A_v	Área a cortante de la sección
B	Canto o ancho de columnas rectangulares
CCR	Ratio de contribución del hormigón
D	Diámetro exterior del perfil tubular circular
D/t, B/t	Ratio diámetro / espesor para columnas circulares, y ancho /esporor para columnas rectangulares
DI	Índice de ductilidad
E_a, E_c	Módulo elástico delacero y del hormigón respectivamente.
$(EI)_{eff}$	Rigidez efectiva a flexión
E_t	Módulo de elasticidad tangente del material
E_h	Módulo de elasticidad secundario del modelo de Giuffre-Menegoto- Pinto para el acero
I_a, I_c	Inercia de la sección de acero y de hormigón respectivamente.

\mathbf{K}_t	Matriz de rigidez tangente de la estructura
L	Longitud de la columna
L/D	Esbeltéz geométrica
M	Momento flector en la sección
$M_{pl,Rd}$	Momento plástico resistente de la sección compuesta, considerando flexión pura
N	Esfuerzo axial en la sección
N_{cr}	Axil crítico de pandeo
N_{Rd}, M_{Rd}	Axil y momento flector resistentes de diseño
$N_{pl,Rk}, N_{pl,Rd}$	Axil plástico resistente característico, y axil plástico resistente de diseño
$N_{pm,Rd}$	Valor de diseño de la resistencia del hormigón debido a fuerza de compresión pura
\mathbf{P}	Vector de fuerzas externas de la estructura en coordenadas globales
\mathbf{P}_r	Vector de fuerzas resistentes de la estructura en coordenadas globales
\mathbf{P}_{ref}	Vector de fuerzas externas de referencia
\mathbf{P}_u	Vector de fuerzas desequilibradas o residuo de la estructura en coordenadas globales
\mathbf{U}	Vector de desplazamientos generalizados de la estructura en coordenadas globales
SI	Índice de resistencia
V	Esfuerzo cortante en la sección
$V (mV)$	Voltaje
$V_{a,Ed}$	Esfuerzo cortante actuando sobre el acero estructural
$V_{a,Ed}$	Esfuerzo cortante actuando sobre el acero estructural
$V_{pl,a,Rd}$	Esfuerzo cortante plástico, del acero estructural, resistente, de diseño
\mathbf{a}_e	Matriz de deformación del elemento
\mathbf{a}_g	Matriz de compatibilidad de desplazamientos
\mathbf{a}_s	Matriz de compatibilidad de deformaciones en la sección
d	Desplazamiento o deflexión
e, e_{inf}, e_{sup}	Excentricidad de la carga aplicada, en el extremo superior y el extremo inferior.
e/D	excentricidad relativa
$\mathbf{e}(x)$	Deformaciones de la sección
f_c	Resistencia del hormigón a compresión.
f_{ck}	Resistencia característica del hormigón a compresión tomado en probeta cilíndrica.
f_{cm}	Resistencia media del hormigón.
f_{cu}, f_{cyl}	Resistencia del hormigón de una probeta cúbica de 100mm de lado, y de una probeta cilíndrica Ø150mm x 300mm.
f_{cd}, f_{yd}, f_{sd}	Resistencias de diseño del hormigón, del acero estructural y de las armaduras respectivamente.
f_u	Límite de rotura del acero del perfil estructural.
f_y	Límite elástico del acero del perfil estructural.
h_n	Altura de la línea neutra
$\mathbf{i}_d, \mathbf{n}_d$	Vectores unitarios tangente a la cuerda del elemento y perpendicular al mismo en la posición deformada
\mathbf{k}	Matriz de rigidez del elemento

$\mathbf{k}_m, \mathbf{k}_g$	Matriz de rigidez del material y geométrica del elemento respectivamente
\mathbf{k}_s	Matriz de rigidez de la sección
L_n	Longitud del elemento deformado
\mathbf{p}	Vector de fuerzas del elemento en coordenadas globales
\mathbf{q}	Vector de fuerzas básicas del elemento
r, \mathbf{R}	Residuo, vector de residuos
r	Exponente que afecta a la curvatura de la zona de transición plástica del modelo de Giuffre-Menegoto-Pinto para el acero
$\mathbf{s}(x)$	Vector de esfuerzos en la sección
S_p	Parámetro de rigidez
t	Espesor de la pared del perfil tubular
\mathbf{u}	Vector de desplazamientos de los g.d.l. de un elemento en coordenadas globales
$\bar{\mathbf{u}}$	Vector de desplazamientos de los g.d.l. de un elemento en coordenadas locales
\mathbf{v}	Vector de desplazamientos básicos del elemento
w	Módulo plástico
w_{pc}	Módulo plástico de la sección de hormigón
w_{pa}	Módulo plástico de la sección de acero
w_{pcn}	Módulo plástico de la sección de hormigón situada en la región $\pm h_n$
w_{pan}	Módulo plástico de la sección de acero situada en la región $\pm h_n$
w_x, w_y	Componentes axial y transversal de la carga distribuida sobre el elemento
x, y, z	Coordenadas axial y transversales de la estructura

Símbolos griegos

Δt	Desfase
α_L	Factor de seguridad del diagrama de interacción M-N
β	Relación de los momentos flectores de primer orden en los extremos de la columna
β	Rotación relativa entre la cuerda del elemento en posición deformada y la posición original, una vez separado el movimiento de sólido rígido
δ	Ratio de contribución del acero
$\varepsilon, \varepsilon_l, \varepsilon_r, \varepsilon_{vol}$	Deformación, deformación longitudinal, radial y volumétrica
ε_y	Deformación en el límite elástico
κ	Curvatura
$\gamma_c, \gamma_{M0}, \gamma_s$	Factores parciales de seguridad del hormigón, del acero estructural y de las armaduras respectivamente
η_a, η_{a0}	Coefficientes de confinamiento del acero
η_c, η_{c0}	Coefficientes de confinamiento del hormigón
χ	Factor de reducción de la carga por pandeo de flexión
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa o esbeltez mecánica
λ	Factor de carga

ν_s, ν_c	Coefficiente de Poisson del acero, y del hormigón
θ	Cuantía de acero
ξ, ξ_d	Grado de precisión de la carga y de la deflexión respectivamente
σ	Tensión

1. Introducción

1.1 Preámbulo

La tesis que se presenta, *Estudio numérico y experimental de perfiles tubulares circulares de acero rellenos de hormigón de alta resistencia*, se enmarca dentro del programa de doctorado interuniversitario *Análisis y Diseño Avanzado de Estructuras*, participado por el Departamento de Ingeniería Mecánica y Construcción de la Universitat Jaume I de Castelló y el Departamento de Estructuras y Construcción de la Universidad Politécnica de Cartagena.

El interés del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH), junto con el Grupo de Investigación de Cálculo de Estructuras y Construcción (GCEC) de la Universitat Jaume I de Castellón, surge de la búsqueda de soluciones constructivas más sostenibles en el marco actual, obteniendo resistencias equivalentes usando una menor cantidad de material y aumentando la resistencia frente a fuego de las estructuras actuales. Así en el año 2004 el Prof. Manuel L. Romero comenzó esta línea de investigación, con el proyecto financiado por la Generalitat Valenciana *Estudio Experimental de Perfiles Tubulares de Acero Rellenos de Hormigón de Alta Resistencia*. GV04/11/2004, y que ha tenido continuidad gracias al apoyo del Ministerio de Educación en el proyecto *Estudio numérico-experimental del pandeo de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón de alta resistencia*, BIA2005-255.

La línea de investigación comprende el estudio del pandeo de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón (CFT) esbeltos, tanto circulares como rectangulares, bajo cargas axiales monótonas excéntricas. Este análisis se realiza tanto experimental como numéricamente, con el desarrollo de modelos de elementos finitos tanto unidimensionales, como tridimensionales. Por último se está estudiando la resistencia frente al fuego de las columnas CFT. En 2005 el doctorando se incorpora al desarrollo de la campaña de ensayos experimentales de las columnas CFT, circulares, con curvatura de la deformada simple, así como también desarrolla el modelo numérico unidimensional a partir del cual, y una vez calibrado contra los experimentos se han obtenido recomendaciones de diseño.

La especialización en el modelo numérico unidimensional así como la posibilidad de trabajar junto a investigadores de reconocido prestigio internacional, propiciaron sendas estancias de investigación en 2007 y 2008 de seis y tres meses respectivamente en el *Civil and environmental Engineering Dept. of the University of California at Berkeley*,

USA, financiados a través del Plan de Promoción de Investigación de la Fundación BANCAJA.

1.2 Antecedentes

Las columnas mixtas o compuestas son una combinación de columnas de hormigón armado y de acero que reúnen las ventajas de ambos tipos. Son más dúctiles que las de hormigón armado y se pueden construir uniones siguiendo las técnicas propias de las estructuras de acero. El hormigón no sólo proporciona más capacidad de soportar carga sino también mayor resistencia al fuego. Las columnas CFT tienen un funcionamiento óptimo respecto a otros tipos de columnas mixtas. El hormigón queda sujeto por el tubo exterior y no se puede desagregar a pesar de que se alcance el límite resistente del hormigón. Por otro lado el núcleo de hormigón impide el pandeo hacia el interior del tubo y solamente es posible hacia el exterior.

La utilización de perfiles tubulares rellenos de hormigón se ha incrementado a nivel internacional en los últimos años debido a su buen comportamiento tanto a su resistencia, como a la alta ductilidad que le confiere el acero del tubo exterior. Estas características les confieren una gran capacidad de absorción de energía, y las hacen una tipología idónea para su uso frente a acciones sísmicas. En la Comunidad Valenciana, a pesar de no ser una zona de alto riesgo sísmico, todavía se pueden aprovechar otra serie de ventajas como el aumento de la velocidad de construcción, ya que los trabajos en acero pueden preceder al llenado de los tubos, la estandarización de uniones o la prefabricación de las columnas.

La normativa de protección frente al fuego ha creado cierto desconcierto entre los arquitectos e ingenieros consultores ya que muchos de los perfiles metálicos y tipologías que se venían utilizando hasta la fecha en edificios y naves industriales no cumplen con los requisitos de seguridad exigidos actualmente. En los CFT el núcleo de hormigón incrementa el tiempo de resistencia al fuego, con respecto a columnas de perfiles tubulares huecas. Por tanto el uso de CFT puede ser una solución viable en el nuevo marco normativo.

Por otra parte, cada vez es más habitual el empleo del hormigón de alta resistencia (HSC) para la fabricación de estructuras de hormigón, sobre todo en prefabricación. La investigación general con HSC ha demostrado que la capacidad a tracción no aumenta en la misma proporción que la capacidad a compresión. Para los perfiles tubulares rellenos el problema de tracción no es tan importante, puesto que el hormigón no se puede resquebrajar. Así pues en estas secciones es donde se saca más partido a la resistencia a compresión. La influencia de las altas resistencias del hormigón en este tipo de pilares es un aspecto que no está completamente estudiado y establecido, por lo que es necesario profundizar en el conocimiento de su comportamiento en las estructuras fabricadas con este tipo de hormigones.

1.3 Objetivos de la tesis

Se propone como objetivo principal de esta tesis doctoral el desarrollo de una campaña experimental así como de un modelo numérico unidimensional, que permitan predecir el comportamiento de los perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón de alta resistencia.

Atendiendo a la amplitud de las variables envueltas en el problema, y a los estudios realizados previamente, el alcance de la investigación se centrará en CFTs rellenos de hormigón de resistencia convencional (NSC) y principalmente hormigón de alta resistencia (HSC), esbeltos, de sección circular, bajo condiciones de carga monótona excéntrica y curvatura simple.

Además atendiendo a la sencillez y por lo tanto mayor ventaja económica en la construcción, el estudio se limita a aquéllas columnas que no tienen elementos intermedios que aseguren la transferencia de carga de cortadura entre el núcleo de hormigón y el tubo exterior de acero.

Para conseguir este objetivo general, se plantean los siguientes objetivos particulares:

1. **Diseño del ensayo**, que permita analizar el comportamiento hasta rotura de los soportes con las dimensiones y acciones previstas dentro del rango de variación de parámetros definida en el programa experimental.
2. **Análisis experimental**, en el que se pretende, por un lado, analizar el comportamiento hasta carga máxima y post pico de columnas CFT rellenas de hormigón de alta resistencia y, por otro lado, comparar la influencia de estos hormigones con la de los hormigones convencionales, todo ello en función de los siguientes parámetros principales: esbeltez geométrica L/D , esbeltez de la sección D/t , excentricidad adimensional e/D , resistencia característica del hormigón a compresión f_c
3. **Comprobación de la validez del Eurocódigo 4 [1]** para el cálculo de CFTs en las condiciones anteriormente descritas y haciendo hincapié en la validez para hormigón de alta resistencia.
4. **Desarrollo y validación de un modelo numérico unidimensional**, que represente fielmente los ensayos experimentales, de forma que una vez ajustado sea posible realizar cuantos ensayos numéricos se precisen
5. **Estudio paramétrico de las columnas CFT**, teniendo especial relevancia el aprovechamiento del HSC.

Para superar los objetivos propuestos, la tesis se desarrolla según el plan de trabajo presentado a continuación, de forma cronológica:

1. Revisión bibliográfica I, centrándose en los estudios experimentales realizados hasta la fecha y que más han incidido en los CFT rellenos de HSC.
2. Revisión bibliográfica II, centrándose en los modelos numéricos unidimensionales usados en la simulación de CFT.
3. Realización de una serie de ensayos preliminares para observar la viabilidad del proyecto
4. Diseño de la campaña experimental.
5. Puesta a punto de las máquinas de ensayos de laboratorio, a la vista de los ensayos preliminares, incluyendo la adquisición de un nuevo pórtico autoportante y el desarrollo y verificación de la instrumentación necesaria y la adquisición de datos.
6. Ejecución de la campaña experimental.
7. Postprocesado de los datos experimentales y la obtención de resultados.
8. Comprobación de la validez del Eurocódigo 4 comparado con los ensayos obtenidos de la literatura y los ensayos propios.
9. Desarrollo del modelo numérico unidimensional.
10. Validación del modelo numérico, tanto a nivel local como global, que represente los ensayos experimentales realizados.
11. Estudio paramétrico, centrándose en el efecto del hormigón de alta resistencia

1.4 Estructura de la tesis

La presente tesis se ha estructurado en 9 capítulos más un capítulo de bibliografía, y otro de anexos.

En el capítulo 1 se exponen los antecedentes y objetivos de la tesis. En el capítulo 2 se describe el comportamiento general de las columnas CFT incluyendo aspectos como el comportamiento de los materiales que componen los especímenes como su interacción o acción compuesta.

En el capítulo 3 se revisa el estado del arte en cuanto a estudios experimentales de columnas CFT esbeltas, y en cuanto a modelos numéricos unidimensionales y que sientan las bases sobre los conceptos siguientes.

En los capítulos 4 y 5 se desarrolla la campaña experimental y se analizan los resultados obtenidos, estudiando el efecto de las variables de diseño. Posteriormente

en el capítulo 6 se comparan los resultados experimentales con las previsiones del Eurocódigo 4

El capítulo 7 describe primeramente el modelo numérico unidimensional utilizado y su ajuste para representar los experimentos, posteriormente en el capítulo 8 se utiliza dicho modelo para realizar un estudio paramétrico exponiendo los efectos de las variables de diseño sobre la simulación del comportamiento de las columnas CFT.

Finalmente el capítulo 9 resume las principales conclusiones de la presente tesis y la muestra aquéllos aspectos que en un futuro deberán investigarse.

2. Comportamiento de los soportes de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón

2.1 Introducción

Las estructuras compuestas buscan la optimización de la respuesta de las mismas a través de la combinación de las propiedades de los materiales y subestructuras que las componen. Una columna o viga - columna compuesta busca obtener el mejor comportamiento posible ante cargas de compresión y flexión. Los perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón son una opción idónea cuando se trata de soportar esta combinación de esfuerzos.

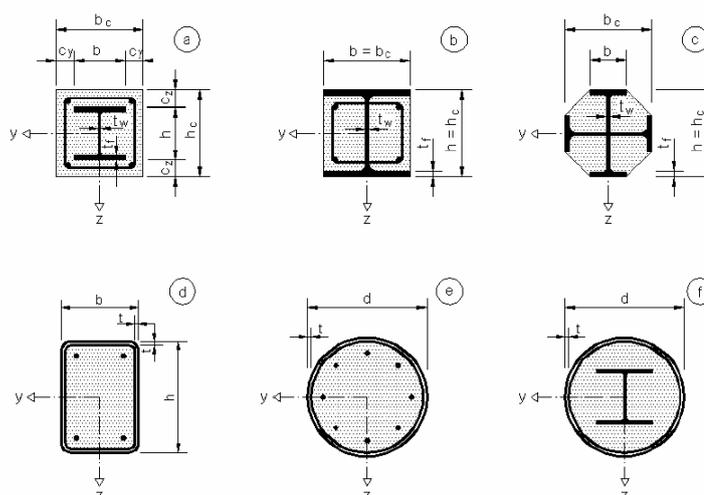


Fig. 2-1 Tipos de columnas mixtas que aparecen en el EC4 [1]

La Fig. 2-1 muestra los diferentes tipos de columnas mixtas que aparecen en el Eurocódigo 4 [1]. Las secciones a), b), y c) muestran perfiles de acero embebidos en una sección de hormigón armado, y las secciones d), e) y f) muestran perfiles estructurales rellenos de hormigón, que puede contener armaduras o incluso algún otro perfil estructural en su interior. La sección considerada en este estudio correspondería con la sección circular e) pero sin armaduras.

La utilización de los perfiles tubulares rellenos de hormigón convencional viene siendo habitual desde hace décadas. En Europa a finales de los años sesenta el Comité Internacional para el Desarrollo y el estudio de la Construcción Tubular (CIDECT) comenzó sus trabajos de investigación para determinar los métodos de

diseño para las columnas mixtas de perfiles tubulares, y la primera monografía con diagramas de cálculo se publicó en 1970 [2] haciendo que este tipo de aplicación resultase más práctica para los constructores y fabricantes. Posteriores trabajos de investigación dieron lugar a la monografía num. 5 [3]. Estos documentos fueron la base para la creación del Eurocódigo 4 [1], una parte del cual está dedicado a las columnas mixtas con perfiles tubulares. En España en el año 1998 el Instituto de la Construcción Tubular (ICT) reeditó y actualizó la monografía núm. 5 [4] para facilitar el uso de este tipo de secciones.

Entre las ventajas que tiene su uso pueden citarse las siguientes:

- El acero, con mayor módulo elástico, se encuentra en la periferia, en la zona más alejada del centro de gravedad de la sección, haciendo que la rigidez a flexión (EI) aumente. Además es en el exterior donde, debido a la flexión del elemento, pueden comenzar a aparecer tracciones que el acero puede soportar, mientras que el hormigón no.
- El hormigón que forma el núcleo de la columna permite soportar cargas de compresión. Esta acción es mejorada por el confinamiento pasivo que ofrece el tubo de acero exterior, además este tubo exterior evita que el hormigón se desagregue aunque se alcance el límite de resistencia del mismo. El confinamiento llega a ser mayor en perfiles de sección circular que en los de sección cuadrada o rectangular. Por otro lado el núcleo da estabilidad a las paredes del tubo retrasando e incluso evitando el pandeo local.
- El núcleo incrementa la resistencia al fuego de las columnas de perfiles tubulares. Si se utilizan cuantías de armaduras de acero adecuadas, estas columnas pueden resistir más de 90 minutos, no siendo necesario un tratamiento especial contra el fuego.
- El perfil estructural exterior sirve a su vez de encofrado lo que reduce el coste de material, trabajo y tiempo de construcción, ya que los trabajos en acero pueden preceder en varias plantas al rellenado de hormigón. Conceptos como la estandarización de las uniones o el prefabricado pueden resultar en una reducción importante de los costes.
- Con el hormigón de alta resistencia (HSC) es posible mantener unas secciones reducidas aunque las cargas aumenten. Esto 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.

Sin embargo, existen una serie de desventajas asociadas a estas columnas, que deben ser superadas en los próximos años:

- Con el uso de HSC, las secciones necesarias son más pequeñas, por tanto la esbeltez y el pandeo cobran más importancia. Sería necesario comprobar la validez de las curvas de pandeo.

- Con HSC se consigue un aumento en la resistencia a compresión, Sin embargo, el material es menos dúctil que el hormigón normal. Si bien, la rotura frágil del conjunto queda limitada por el perfil externo.
- 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 armonización y estandarización de los diferentes métodos a nivel internacional. Por su lado el Eurocódigo 4 sólo contempla hormigones de clase C60/50, por lo que no es aplicable a hormigones de alta resistencia.

La tipología CFT ha sido utilizada a nivel internacional, como pilares de edificios de gran altura, para conseguir, como se ha mencionado, reducciones de sección importantes y mayor aprovechamiento del espacio por planta. También ha sido ampliamente utilizada como pilas de puentes con uniones rígidas, que son capaces de soportar altas cargas de sismo [5]. Otros posibles usos que se le han dado han sido como refuerzo de estructuras inicialmente huecas y pilotes de cimentación [6].

Debido a la alta ductilidad y resistencia en comparación con las columnas de hormigón armado, se han llevado a cabo una serie de proyectos de investigación, algunos de ellos centrados en su comportamiento ante situaciones sísmicas, y que han sido iniciados por Estados Unidos y Japón como parte del programa *US/Japan Cooperative Research Program on Composite and Hybrid Structures* [7].

Recientemente son muchos los edificios de gran altura y puentes en arco construidos en China con esta tipología.



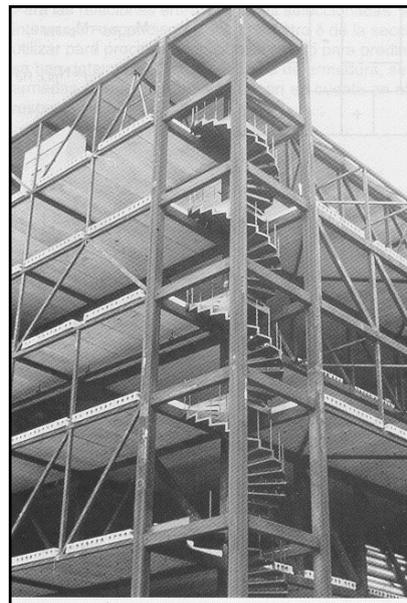
a)



b)



c)



d)

Fig. 2-2 Algunas construcciones realizadas con CFTs: a) Casselden Place, Melbourne, Australia; b) Wuxia brige sobre el rio Yangtse, China; c) Neste Headquarters, Finlandia; d) Edificio en la Universidad de Winnipeg, Canadá

2.2 Comportamiento mecánico de la sección compuesta de un CFT

El comportamiento mecánico de una estructura mixta tiene su base tanto en el comportamiento de cada uno de sus materiales por separado, (con sus curvas de tensión-deformación) como en la interacción entre éstos, lo que da lugar a unas propiedades combinadas. La forma de la sección, las dimensiones del elemento, o la resistencia de cada uno de los materiales hacen que se produzca un modo de fallo u otro distinto. Aspectos como la adherencia entre el núcleo y el tubo, el confinamiento, las tensiones residuales, la retracción y la fluencia o la exposición al fuego tienen su efecto en la respuesta del CFT ante las sollicitaciones externas.

A continuación, se describen los mecanismos que ocurren en el interior del elemento a nivel seccional y a nivel del material, para después describir el comportamiento de nivel elemento estructural, y que dan lugar a una clasificación según su respuesta.

2.2.1 Comportamiento de los materiales

2.2.1.1 Hormigón

El hormigón es un material altamente heterogéneo formado por una mezcla macroscópica de cemento, árido (en un rango de formas y tamaños determinado) y agua principalmente. Además, puede contener una serie de aditivos que modifican sus propiedades. A pesar de esta naturaleza, el hormigón se modela como un material homogéneo y el comportamiento mecánico se expresa en términos de tensión - deformación. ($\sigma - \varepsilon$)

La alta no linealidad de esta curva es el resultado de un mecanismo de fallo que se produce en el interior de la masa de hormigón. La Fig. 2-4 muestra este mecanismo. Inicialmente la matriz de pasta de cemento con inclusiones de áridos tiene una serie de microgrietas incipientes ocasionadas por la expansión térmica y la retracción (A). Con el aumento de la carga de compresión los áridos actúan como concentradores de tensiones por tener un módulo elástico más elevado. (B). Los primeros signos de no linealidad se observan debido a las diferencias en la deformación lateral, apareciendo tensiones de cortadura y haciendo crecer a las grietas en la matriz de cemento. Con un 80-90% de la resistencia máxima, las grietas comienzan a propagarse en la masa del hormigón, principalmente en paralelo o con poca inclinación respecto a la línea de acción de la carga uniéndose algunas de estas grietas (C). Debido a la apertura de éstas, la deformación lateral es más rápida, acelerando el proceso. La máxima resistencia se consigue en el momento en el que la deformación volumétrica, medida como $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_l + 2\varepsilon_r$, vale cero.[8] A partir de ahí las grietas son inestables y se

propagan con facilidad de forma descontrolada por planos paralelos a la línea de acción de la carga (D).

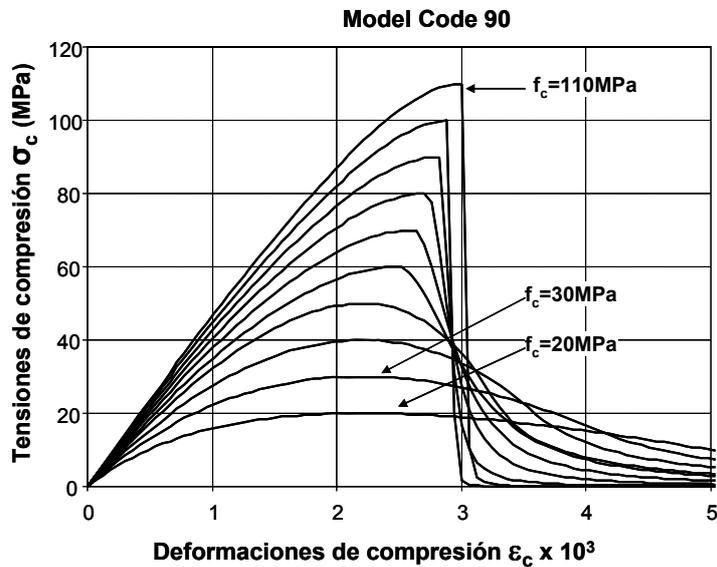


Fig. 2-3 Relaciones de tensión-deformación de diferentes clases de hormigón según el Código Modelo 90 [9]

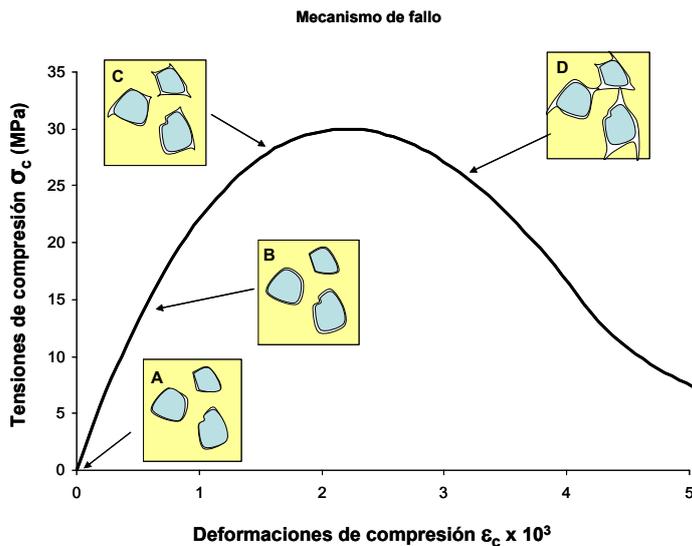


Fig. 2-4 Mecanismo de fallo de un hormigón convencional $f_c=30\text{MPa}$ (Adaptado de Johansson [10])

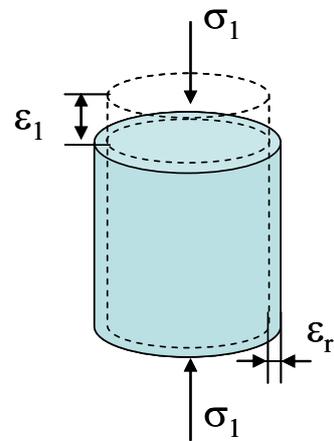


Fig. 2-5 Dilatación radial de una probeta de hormigón en compresión axial

En el caso del HSC se trata de un material más homogéneo, con menos diferencia entre los módulos de elasticidad de los áridos y de la pasta de cemento, por lo que el comienzo de las fisuras se ve retardado con respecto al hormigón de resistencias normales. Como indica su nombre tiene una resistencia mayor pero una vez alcanzado el máximo las grietas son más inestables que en el hormigón normal ya que no encuentran oposición en el camino que va abriéndose, incluso a través de los áridos, rompiendo de una forma frágil y en ocasiones explosiva.

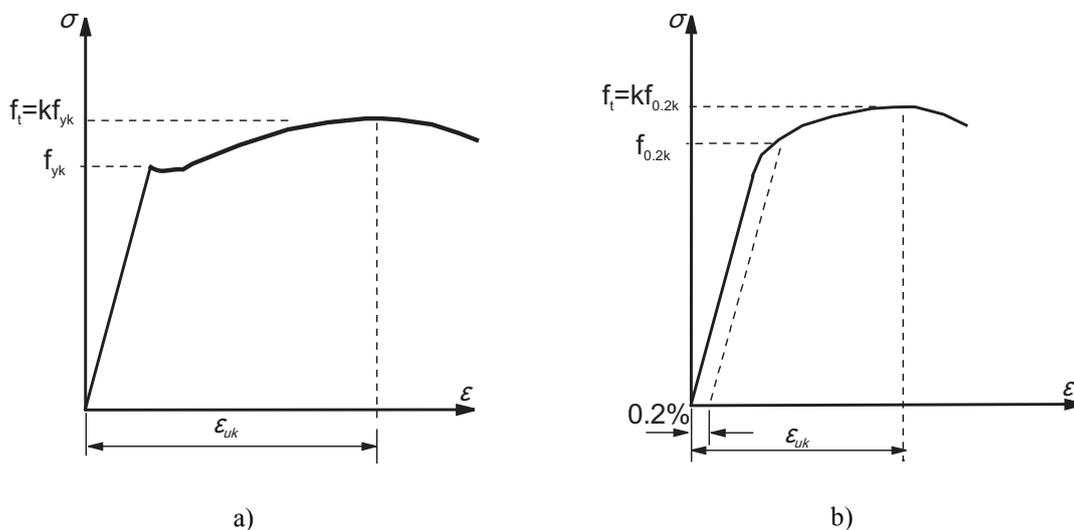
A diferencia del acero, el hormigón no posee mucha resistencia a tracción. Existen varios modelos que definen ese comportamiento. Sin embargo, en esta tesis se va a considerar que el hormigón no tiene resistencia a tracción.

Otro de los efectos en el hormigón es la retracción por pérdida de humedad durante el curado. En el caso de CFT el perfil estructural que hace a su vez de encofrado, la pérdida de humedad es mucho más pequeña. Roeder et al. [5] vieron que si el diámetro aumenta también lo hace la retracción durante el curado.

2.2.1.2 Acero

El comportamiento del acero es ampliamente conocido. La Fig. 2-6 a) muestra el comportamiento típico de una probeta de acero ensayada a tracción de forma monótona. La rama ascendente responde a un comportamiento lineal elástico hasta alcanzar el límite elástico f_y donde si cesa la aplicación de carga las deformaciones son recuperables. Pasado éste una parte de las deformaciones son permanentes y se produce una zona de transición con una meseta donde aparece un aumento de la deformación, pero sin aumento de la tensión. Si se continúa aplicando carga se produce una reorganización de la microestructura que endurece o ablanda el material, para llegar hasta la rotura.

Para algunos aceros, entre ellos los conformados en frío, el límite elástico no queda claramente definido y no existe la meseta elasto-plástica. En tales casos se define el límite elástico como la tensión que aparece al aplicar una deformación de 0.2%. (Fig. 2-6 b)



Otro efecto a tener muy en cuenta en los elementos estructurales es el producido por las tensiones residuales. Éstas son tensiones que existen en un miembro estructural, incluso cuando no está sujeto a cargas externas, en la que la resultante de

tensiones en la sección es nula. El nivel de tensiones residuales depende del proceso de fabricación. Cuando se aplica un proceso de conformado en caliente, con un enfriamiento homogéneo, éste es capaz de reducir las tensiones. Por el contrario un proceso de conformado en frío genera importantes tensiones residuales principalmente por la soldadura posterior. A su vez se produce un endurecimiento por la acritud producida en el proceso de doblado y por tanto aumenta la capacidad resistente del acero. A pesar de que, como no hay fuerzas externas aplicadas y las tensiones internas están en equilibrio, en algunos puntos, cuando se aplica una fuerza externa, las tensiones que aparecen en cada punto se añadirían a las previas residuales, resultando que en algún punto concreto se pueda superar el límite elástico.

Los perfiles estructurales de pared delgada son habitualmente conformados en frío. Así Bridge [12] observa que las tensiones residuales en las direcciones longitudinal y circunferencial en un tubo estructural son insignificantes, mientras que las radiales son más importantes, ya que se ha procedido con un doblado de chapa para obtener el tubo. Para tener en cuenta estas tensiones las probetas del acero se toman cortando una rebanada del tubo. Gardner [13] y Knowles y Park [14] toman el límite elástico como la tensión correspondiente a una deformación de un 0.2%, en lugar del límite elástico nominal para tener en cuenta estas tensiones residuales.

2.2.2 Acción compuesta

La ganancia que se obtiene en los CFT no viene únicamente de los materiales empleados, sino también de la interrelación entre éstos. Así al aplicar una carga axial sobre el hormigón éste intenta expandirse en dirección radial por el efecto Poisson. Sin embargo, éste es retenido por el tubo de acero exterior provocando un estado triaxial de tensiones en el hormigón y un estado biaxial en el acero.

Además junto a ésta presión normal a la interfaz núcleo - tubo, aparece una transmisión de esfuerzos de cortadura en dicha interfaz.

2.2.2.1 Confinamiento

Confinamiento activo

El comportamiento del hormigón en un estado triaxial se estudia por medio de una probeta cilíndrica sometida a una carga axial y a una presión hidrostática lateral proporcionada por un fluido. Dicha presión es activa, es decir es independiente de la carga axial aplicada. Para una presión lateral fijada se obtiene la curva de tensión - deformación uniaxial del hormigón en compresión. Cuando la presión lateral aumenta, impide la expansión lateral, y de esa forma retrasa el crecimiento de grietas.

Attard y Setunge [15] observan que la influencia de la presión lateral en la resistencia y la ductilidad del hormigón de alta resistencia es menos pronunciada que para el caso de hormigón normal. Dado que el HSC es más homogéneo al tener tamaños de árido más regulares y una menor diferencia entre los módulos de elasticidad de los áridos y la matriz cementosa, la dilatación del hormigón y el daño producido son menores y por lo tanto el efecto de la presión de confinamiento es menos efectivo.

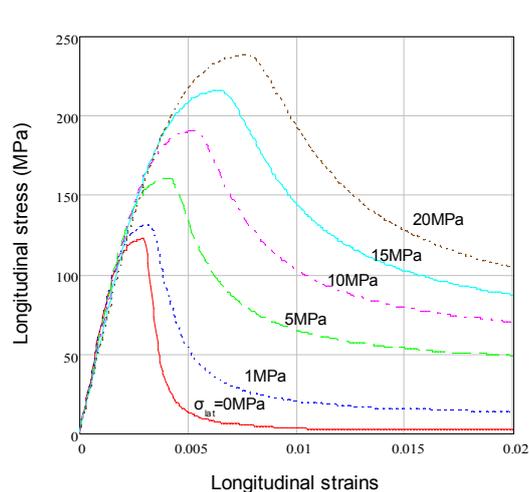


Fig. 2-7 Respuesta de un hormigón de alta resistencia en un estado de confinamiento activo, según Attard y Setunge [15]

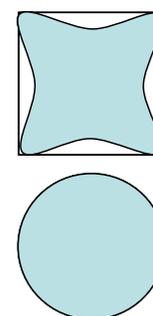


Fig. 2-8 Zonas de máximo confinamiento en CFTs rectangulares y circulares

Confinamiento pasivo

En cambio en un elemento estructural el confinamiento se produce por medios que retienen el hormigón, que en el caso de los CFT es el tubo exterior. Éste es un confinamiento pasivo que depende de la deformación lateral tanto del acero como del núcleo de hormigón. Cuanto mayor es la deformación longitudinal, mayor es la transversal por el efecto Poisson, y mayor será la presión lateral ejercida sobre el hormigón. Por tanto el confinamiento pasivo es dependiente del nivel de carga axial a la que es sometido el espécimen de ensayo.

Este confinamiento de igual modo retrasa el daño en la microestructura y previene la rotura del hormigón de una forma frágil.

En este caso la forma del tubo estructural tiene un efecto importante en la distribución de las presiones laterales. Schneider [16] ensaya columnas CFT cortas circulares y rectangulares y encuentra que los perfiles tubulares de sección circular ofrecen mayor confinamiento que los rectangulares ya que todas las paredes se encuentran en perpendicular a la dirección de dicha presión lateral. En los rectangulares sólo el centro de la sección de hormigón y las esquinas están totalmente confinados. Ver Fig. 2-8

2.2.2.2 Estado biaxial del acero

Cuando el acero estructural en un CFT se encuentra en general en un estado biaxial al soportar las tensiones longitudinales debidas a la carga axial, y las radiales, debidas al confinamiento. Ver Fig. 2-11

Las tensiones principales pueden ser calculadas en el rango elástico mediante las leyes de Hooke generalizadas y con el criterio de fallo de Von Mises. La curva de fallo evolucionará con las deformaciones plásticas.

2.2.2.3 Transferencia de tensiones de cortadura

En la interfaz entre el núcleo y el tubo de un CFT existe, además de la transmisión de tensiones laterales que dan lugar al confinamiento del núcleo, una transmisión de esfuerzos contantes en dirección axial, Los mecanismos por los que se transmiten esfuerzos se dan desde el nivel microestructural de los materiales hasta el macroestructural Así podemos enumerar la adhesión, la interferencia, la fricción y la macrointerferencia.

Se denomina adhesión a la unión química de las superficies de acero y hormigón en contacto. Tienen un valor pequeño. Según Roeder et al. [5] la retracción del hormigón evita que se produzca la adhesión. (Fig. 2-9a)

La interferencia se refiere al impedimento del desplazamiento por la rugosidad superficial. A medida que aumenta la compactación del hormigón se rellenan las crestas de la rugosidad del tubo estructural aumentando la interferencia. (Fig. 2-9b) Este mecanismo está íntimamente relacionado con la fricción de las superficies al aplicar una fuerza normal a éstas. (Fig. 2-9c)

Por último la macrointerferencia se refiere a la compatibilidad de desplazamientos por las tolerancias geométricas de rectitud u ovalización o dimensionales por el diferente diámetro que pudiera existir en cada sección del tubo estructural real. (Fig. 2-9d)

Cuando los medios naturales no son suficientes para mantener la transmisión de esfuerzos en la interfaz de estructuras compuestas, se utilizan elementos artificiales como pernos, rigidizadores o clavos [17]. Son más idóneos elementos como clavos en una disposición adecuada. Los pernos por ejemplo son más efectivos para impedir grandes desplazamientos, que se producirían por ejemplo en vigas compuestas, sometidas a esfuerzos principalmente de flexión.

En el caso de CFTs Roeder et al. [5] recomienda que la transferencia de carga se realice bien por medios naturales o bien por medios artificiales ya que los mecanismos de transmisión de cargas interfieren entre ellos. Por otro lado al quedar el hormigón embebido dentro del tubo, el confinamiento aumenta la presión normal

a las superficies y por tanto la fricción, y a nivel de macrointerferencia, el hormigón no puede separarse del tubo.

En el caso de estudio se va a suponer adherencia perfecta entre el núcleo y el tubo del CFT, y sin conectores artificiales añadidos.

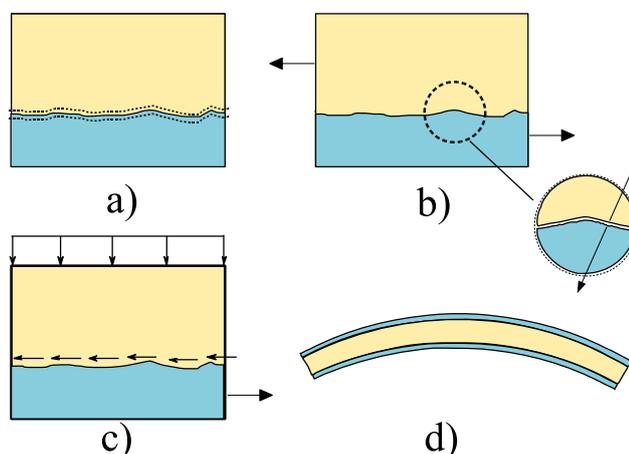


Fig. 2-9 Mecanismos de transmisión de esfuerzos cortantes en la interfaz núcleo - tubo: a) adhesión química, b) Interferencia, c) fricción, d) macrointerferencia por la tolerancia de rectitud del tubo

2.2.3 Comportamiento de los CFTs bajo carga axial.

Las columnas CFT cargadas axialmente en compresión, ya sea con carga concéntrica o excéntrica se comportarán de formas distintas. La respuesta de las columnas cortas, es gobernada por la resistencia de la sección, y alcanzan su máxima resistencia cuando tanto el acero como el hormigón alcanzan su límite de resistencia.

Las columnas esbeltas están gobernadas por la estabilidad del elemento produciéndose el fallo por pandeo elástico o inelástico. Una carga aplicada excéntricamente causará un fallo para magnitudes inferiores a las que causarían el fallo con una carga concéntrica. Dado que las columnas perfectamente rectas con condiciones de carga axial no existen en la práctica, es más realista estudiar el comportamiento de los CFT bajo carga axial y momento flector, causado por la excentricidad de la carga y por la excentricidad debida a imperfecciones geométricas.

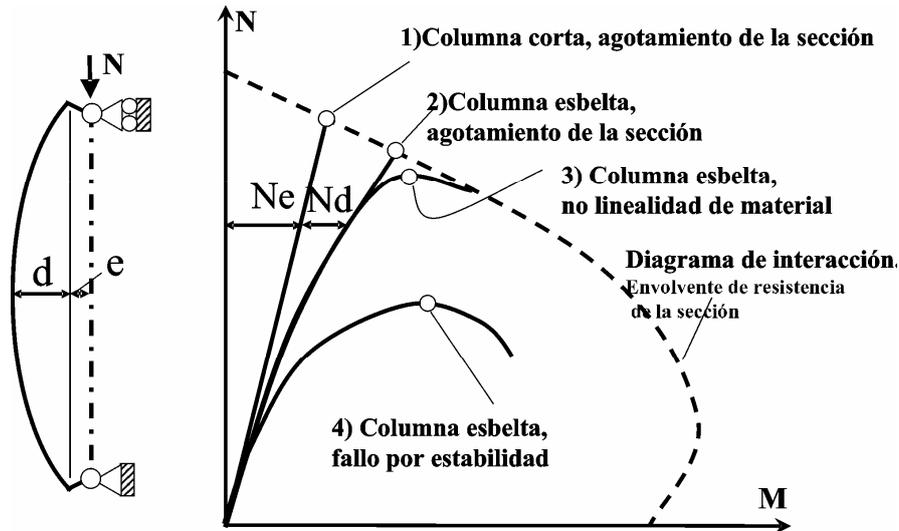


Fig. 2-10 Diagrama de interacción momento flector-axil de la sección central de la columna y rectas de carga [10]

La Fig. 2-10 representa el diagrama de interacción de la sección crítica de la columna, situada a media altura. La envolvente de resistencia de la sección es el lugar geométrico de las combinaciones de axil de compresión y momento flector, N - M , en las cuales se alcanza la resistencia de la sección y que se obtiene variando el eje neutro. A medida que el elemento se va cargando axialmente, se va obteniendo momento flector $M = N \cdot e$, o momento de primer orden, lo que da lugar a una línea de carga en el diagrama M - N . Para elementos cortos el fallo se producirá cuando la recta de carga alcance el diagrama de interacción de la sección (1). Cuando el elemento es esbelto el momento que está sufriendo la sección central del elemento se ve amplificado por la deformación transversal de la columna, de forma que aparece un momento de segundo orden $M = N \cdot e + N \cdot d(N)$, (2). Por otro, dada la no linealidad, cuando los materiales plastifican el momento que es capaz de soportar el elemento se ve reducido pudiendo fallar antes de alcanzar la envolvente (3). El momento secundario depende no sólo de la carga aplicada, también de la esbeltez y de la rigidez a flexión de la columna. Así para elementos muy esbeltos se produce un rápido incremento de la deflexión, y por lo tanto del momento secundario, de forma que el fallo puede alcanzarse sin alcanzar el agotamiento de la sección, y en régimen elástico (4).

A continuación se resume el comportamiento de los CFTs bajo carga axial en función de su esbeltez y relación diámetro frente a espesor.

2.2.3.1 Columnas cortas

Cuando se aplica una carga axial concéntrica a un CFT corto, y asumiendo que la carga se aplica uniformemente tanto al núcleo como al tubo, ambos comienzan a deformarse en paralelo. Dado que inicialmente el coeficiente de Poisson del acero, que está en la parte exterior es mayor que el coeficiente correspondiente al núcleo de hormigón ambos materiales se separan y no hay transmisión de cargas entre ellos

($v_s = 0.28$ (0.3 habitualmente) para el acero; $v_c = 0.15 - 0.25$ (0.2 habitualmente) para el hormigón).[18] En el momento en que aparecen microgrietas en el hormigón, alrededor de unas $1000\mu\epsilon$ de deformación axial, éste se dilata más rápidamente que el acero alcanzándolo, reanudando el contacto y ejerciendo una presión sobre éste. En este momento se observan tensiones triaxiales en el núcleo y biaxiales en el tubo.

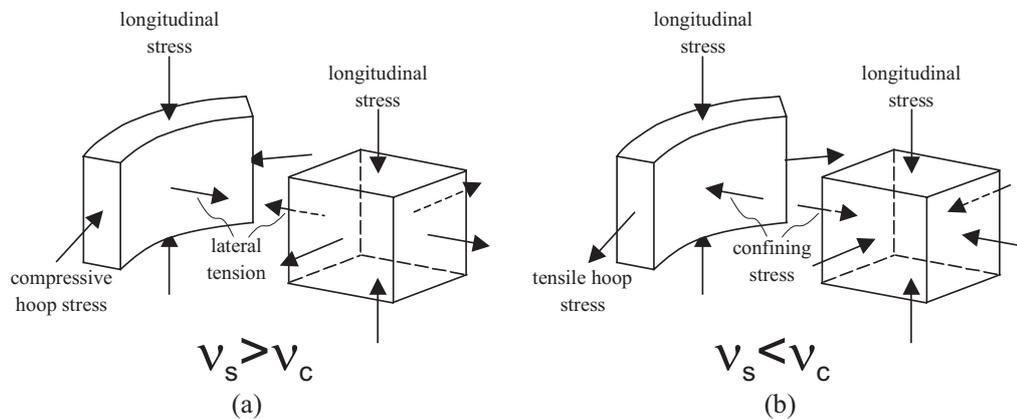


Fig. 2-11 Estado tensional del tubo estructural de acero y del núcleo de hormigón en el proceso de carga [10]

El confinamiento lleva al perfil a un estado biaxial que disminuye su capacidad de llevar carga, a su vez que mejora la respuesta del hormigón. El tratamiento conjunto de la sección de hormigón y acero produce cargas últimas mayores que la suma de ambas por separado. Dicho incremento depende de varios factores, como por ejemplo, del ratio de esbeltez (L/D), o de otros ratios como la esbeltez de la sección D/t , del tipo de carga (carga axial o flexión pura o una combinación de ambas), de la forma de la sección (rectangular, cuadrada o circular), de los límites elásticos del acero y del hormigón y de otros factores que no son tan importantes pero que sí tienen influencia en el comportamiento global como pueden ser inestabilidades locales de la pared de acero, inestabilidades globales y efectos de segundo orden, tensiones residuales, etc.

Las columnas cortas pueden clasificarse en base al ratio D/t :

Columnas cortas de pared gruesa. Este tipo sigue el comportamiento general anteriormente descrito. Furlong [19] observa que para que se produzca el comportamiento general anteriormente descrito, el límite elástico del acero debe ser superior a la tensión axial necesaria para que se active el confinamiento. El fallo se producirá primero en el hormigón, produciéndose una fractura y posterior plastificación del acero por la inestabilidad de esa zona. El fallo de estas columnas se produce a media altura y después se extiende a los extremos [16].

Columnas cortas de pared delgada. Si las paredes son delgadas es más probable que el fallo se produzca primero en el tubo exterior, por inestabilidad local a media altura y posteriormente se fracture el núcleo. Puede ocurrir que las deformaciones longitudinales no sean suficientes para producir confinamiento, aunque sí retarda la

aparición del pandeo local por el núcleo, porque la longitud de la ondulación de pandeo se difunde sobre una región mayor, sólo se permite el pandeo hacia fuera, y se retarda su aparición en la zona elástica, entonces se puede alcanzar el límite elástico del acero antes del fallo local.

O'Shea y Bridge [20,21] identifican dos modelos de fallo: pandeo local combinado con fractura o fractura repentina sin pandeo local. El fallo por cortadura del núcleo no es deseable porque es repentino y catastrófico. Por otro lado Prion y Boheme [22] observan que si el acero alcanza su límite elástico, entonces el núcleo falla por tensiones de cortadura, con lo que la capacidad de la sección disminuye y sobreviene pandeo local sobre la zona de dicho fallo por rasante.

Los códigos de diseño limitan el valor mínimo del ratio D/t para evitar el pandeo local de la camisa de acero. El Eurocódigo 4 [1] limita dicho ratio a

$$D/t \leq 90 \cdot \varepsilon^2, \text{ donde } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} \quad (2.1)$$

En nuestro estudio se han considerado valores de D/t superiores al mínimo, para evitar el efecto del pandeo local.

2.2.3.2 Columnas esbeltas

Si la columna es lo suficientemente esbelta, la inestabilidad global gobierna la capacidad de carga última y los efectos de segundo orden son más críticos. El pandeo global de la columna ocurrirá antes de que se desarrolle la deformación necesaria para que haya confinamiento por lo que se espera poca ganancia extra de resistencia, pero sí un aumento en la ductilidad.

Rangan y Joyce [23] han desarrollado una técnica iterativa para diseñar columnas esbeltas. En este procedimiento se asume que la carga axial última para columnas esbeltas cargadas excéntricamente se alcanza cuando el máximo momento soportado es igual al momento resistente último de la columna en su punto medio. Para los casos ensayados por estos autores el colapso ocurre cuando la fibra más comprimida del hormigón alcanza un valor de $\varepsilon = 0.003$.

Varios autores han marcado un límite entre CFT cortos y largos. Para Neogi et al. [24], Chen y Chen [25] Bridge [12] y Prion y Boheme [22] una columna se considera esbelta a partir de ratios $L/D > 15$, según los resultados de sus ensayos. Knowles y Park [14] definen un estimador propio de la esbeltez que equivaldría a un $L/D = 12$, a partir del que ya no hay confinamiento, Sin embargo, Zhong y Miao [26] especifican que partir de $L/D = 5$ no hay efectos claros de confinamiento. Se puede hacer una separación entre pilares intermedios, en los que sí experimentan algo de plasticidad del acero y/o fractura del hormigón antes de alcanzar el pandeo y los esbeltos en los que el pandeo global se da sin posibilidad de que plastifique una sección.

Carga excéntrica en columnas CFT esbeltas. El efecto debilitador aumenta cuando las columnas tienen mayor excentricidad de carga, incluyendo la desalineación por las imperfecciones. Shakir-Kalil et al. [27] observan que los CFT son más sensibles a las imperfecciones iniciales si la excentricidad es baja. Por otro lado Tsuda et al. [28] observan que si el ratio L/D aumenta, el comportamiento inicial de los CFT circulares y cuadrados es más parecido entre ellos.

La excentricidad produce un momento flector de primer orden constante, para la misma excentricidad en ambos extremos. No son muchos los estudios de columnas con distinta excentricidad en los extremos. Kilpatrick y Rangan [29] analizaron el comportamiento de CFT esbeltos rellenos de hormigón de alta resistencia, y con deformada de curvatura simple, es decir la misma excentricidad en ambos extremos, como también de curvatura doble. Durante el ensayo de los elementos de doble curvatura, se varió la excentricidad, manteniendo el resto de variables constantes. Cuando la excentricidad aumentaba, la resistencia de la columna disminuía. El comportamiento variaba dependiendo del sentido de la excentricidad. Así para columnas con esbeltez $L/D=12$ se analizaron experimentalmente casos con la misma excentricidad en ambos extremos, con excentricidades opuestas o uno de los extremos sin excentricidad. Cuando tenían excentricidad opuesta ($e_{inf} = 50\text{mm}, e_{sup} = -50\text{mm}$) o del mismo sentido ($e_{inf} = 50\text{mm}, e_{sup} = 50\text{mm}$) la resistencia era mayor que para el caso de un extremo sin excentricidad ($e_{inf} = 0\text{mm}, e_{sup} = -50\text{mm}$). Sin embargo la caída de resistencia una vez superado la carga máxima era mayor en los especímenes de excentricidad opuesta.

Zeguiche y Chaoui [30] describen los resultados del ensayo de 27 CFTs circulares. Los parámetros del ensayo fueron la esbeltez, la excentricidad, cubriendo casos de carga centrada y descentrada con simple y doble curvatura de flexión y la resistencia a compresión del núcleo de hormigón. Se halló que para los CFTs con doble curvatura el Eurocódigo 4 predecía unas cargas mayores que las de ensayo lo que supone un diseño inseguro.

2.3 Otras consideraciones

2.3.1 Comportamiento bajo cargas cíclicas

Las columnas CFT, debido a su ductilidad y capacidad de absorción de energía son ampliamente utilizadas en el diseño resistente de edificios y puentes de zonas sísmicas. Los estudios más notables han sido realizados en Estados Unidos y Japón debido a encontrarse en dichas zonas. Ambos países han colaborando en diversos estudios. El ensayo más habitual correspondería al caso de columnas que se colocarían en pórticos arriostrados, y que se someten a una carga axial constante y a un momento flector cíclico, producido por una carga perpendicular al eje de la columna en un extremo.

Son realizados sobre todo en pilares de pórticos arriostrados y se les aplica una carga axial constante junto con una carga cíclica de cortadura en un extremo que produce flector. Liu y Goel [31] comparan tubos huecos y tubos rellenos rectangulares y observan que la adición del núcleo de hormigón aumentaba el número de ciclos antes del fallo y también la energía disipada. En tracción sólo trabaja el acero, pero el núcleo previene el pandeo local y reduce su severidad. Kawano y Matsui [32] ensayaron CFTs circulares bajo carga axial repetida, encontrando que el núcleo retrasa el pandeo local y proporciona una mayor capacidad de deformación

2.3.2 Forma de aplicación de la carga

La forma en la cual se aplica la carga en un CFT tiene una importancia clave en los mecanismos de confinamiento y pandeo local. Así se dan tres situaciones pudiendo aplicarse la carga sólo al núcleo de acero, sólo al núcleo de hormigón o a ambos a la vez (Fig. 2-12). Gardner y Jacobson [18] observan que cargando únicamente el acero (a) no hay aumento de resistencia respecto a un tubo hueco. Si se aplica sólo la carga al hormigón (b) resulta la forma más eficiente, sobre todo si no hay adherencia ya que el acero únicamente tiene que soportar los esfuerzos radiales debidos al confinamiento. Ésta es una situación ideal ya que siempre va a haber adherencia, aunque sea inducida por la presión de confinamiento y por tanto por la fricción sobre la pared del tubo, por lo que en la práctica el comportamiento cargando únicamente el hormigón o cargando toda la sección (c) son muy parecidos, así Gardner y Jacobson [18] y Prion y Boheme [22] no observaron diferencias. Tal es el caso que Orito y Sato [33] vieron que con un material antifricción en la interfaz que evite la adherencia se alcanza mayor resistencia a compresión y se retrasa la plastificación del acero. Johansson M. [34] analiza numérica y experimentalmente las tres formas de cargar la sección del CFT con hormigón de alta resistencia llegando a conclusiones similares.

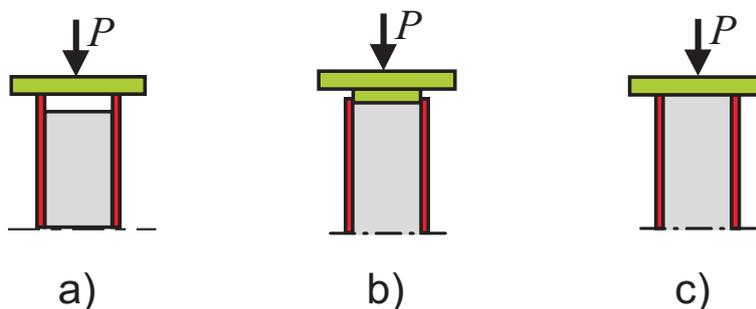


Fig. 2-12 formas de aplicación de la carga: a) sobre el tubo estructural, b) sobre el núcleo, c) sobre el tubo y el núcleo

2.3.3 Comportamiento bajo esfuerzos cortantes y de torsión.

Las columnas de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón sometidas a esfuerzos cortantes únicamente o en combinación con esfuerzos axiales y/o fletores muestran una excelente resistencia en los ensayos. No son muchos los estudios realizados. En los análisis cíclicos se observa una gran ductilidad y cantidad de energía disipada, siendo los elementos de sección circular más estables [35].

En los escasos test de columnas CFT sometidas a torsión se comportaban bastante bien debido a la naturaleza de la sección cerrada del tubo estructural. El fallo no se produce de forma abrupta sino que se caracteriza por un incremento de la rotación para una carga constante [36].

2.3.4 Uniones

Gracias a la disposición externa del perfil tubular de acero, la unión de las columnas CFT con otros elementos estructurales permite que dichas uniones sean similares a la de estructuras de acero, facilitando también su estandarización. En nudos rígidos con alta demanda de transmisión de momentos no es suficiente con la unión del tubo exterior con las vigas adyacentes, y es necesario distribuir las fuerzas tanto al núcleo como al tubo mediante planchas de rigidización tanto interna como externamente [36].

2.3.5 Comportamiento frente a cargas de fuego

Rellenar los perfiles tubulares de acero con hormigón es una forma sencilla e interesante de mejorar su resistencia al fuego [37]. La temperatura en la pared exterior del perfil de acero sin protección aumenta rápidamente durante el desarrollo de un incendio. Sin embargo, si el perfil se rellena de hormigón, mientras dicha zona va perdiendo gradualmente resistencia y rigidez, la carga se transfiere al núcleo de hormigón, que se calienta más lentamente, logrando con ello que aumente la resistencia a fuego respecto del pilar hueco.

Aparte de su función estructural, el perfil tubular actúa también como un escudo contra la radiación para el núcleo de hormigón. Esto, combinado con una capa de vapor presente entre el tubo de acero y el núcleo de hormigón, conduce a un menor aumento de temperatura en el núcleo si se compara con estructuras de hormigón armado directamente expuestas. Dependiendo de los requisitos de resistencia al fuego, el hormigón de relleno a emplear en un pilar mixto podrá ser en masa o armado, ya sea con barras o con fibras de acero.

Durante un incendio, la distribución de temperaturas resultante en una columna tubular vacía, ya sea con o sin protección externa, es uniforme. Por el contrario, la respuesta térmica de un perfil CFT es significativamente diferente: 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, las columnas CFT pueden diseñarse para que tengan una resistencia al fuego de hasta 120 minutos o más sin protección externa.

3. Revisión del estado del arte

3.1 Introducción

En las últimas décadas se ha llevado a cabo número significativo de investigaciones sobre el comportamiento de los CFTs, incluyendo aspectos como la respuesta estática o cíclica, efectos de la forma de la sección o propiedades de los materiales utilizados, el comportamiento seccional y el comportamiento a nivel de columna, la resistencia al fuego o las uniones que permiten transmitir las cargas a la columna de una forma determinada. Este comportamiento se ha estudiado tanto de forma experimental así como también de forma numérica incluyendo diversos niveles de detalle, así se utilizan modelos unidimensionales y modelos de fibras, o modelos tridimensionales detallados.

En el presente capítulo se presenta una revisión de la bibliografía existente sobre el comportamiento de las columnas CFT, centrándose en columnas CFT circulares esbeltas, con carga axial monótona excéntrica, haciendo hincapié en el uso de hormigón de alta resistencia. En una primera parte se analizan los trabajos experimentales más relevantes realizados hasta el momento. Posteriormente, en una segunda parte se revisan los modelos numéricos que simulan el comportamiento de los elementos, centrándose en modelos unidimensionales de integración por fibras.

3.2 Estudios experimentales

El uso de columnas compuestas ha suscitado el interés de los investigadores desde hace décadas. El objetivo es claro, se trata de optimizar la sección del elemento utilizando al máximo las propiedades resistentes de los materiales que la componen. Se pueden encontrar en la literatura gran cantidad de artículos al respecto. Shams y Saadeghvaziri [38] realizaron una revisión bastante completa tanto experimental como analítica, centrándose en efectos como comportamiento no lineal de los materiales, la acción compuesta o el pandeo local de elementos de pared delgada. Una de las mayores y más exhaustivas revisiones realizadas hasta la fecha y que se actualiza periódicamente es la realizada por el grupo de investigación de la University of Illinois at Urbana-Champaign, dirigido por el Prof. Jerome F. Hajjar [36]. En su sinopsis se revisa el comportamiento bajo diferentes formas de aplicación de la carga, tanto en compresión y flexión, como en cortante y torsión. También se

revisa el comportamiento de las uniones y de las estructuras que incluyen elementos CFT. Es destacable también la revisión realizada por Goode et al. [39,40] donde comparan los códigos de diseño con los resultados experimentales de más de 1300 ensayos realizados por diferentes autores.

A partir de los datos obtenidos de la literatura se han recogido en una tabla resumen (Tabla 11-1 de los anexos) con las principales variables de los ensayos de diferentes autores, focalizada en CFTs circulares esbeltos con carga axial monótona excéntrica y posteriormente se ha procedido a un análisis de los ensayos referenciados. A continuación se describen los experimentos más importantes realizados en la materia.

Durante finales de los años 60 y principios de los 70, se publicaron una serie de investigaciones en columnas CFT, que podemos denominar clásicas, entre las que se pueden destacar los trabajos de Neogi et al. [24] y Knowles y Park [14]. Neogi et al. realizaron un estudio analítico de CFTs circulares biapoyados, con carga axial tanto centrada como excéntrica y compararon sus resultados con experimentos propios y de otros autores, buscando obtener el efecto de la esbeltez, la excentricidad de la carga y el tipo de acero en la resistencia de estas columnas. El fallo de los elementos se produjo por pandeo global de forma dúctil, sin observarse pandeo local. Mientras que la curvatura se distribuye de forma uniforme a lo largo del elemento hasta alcanzar la carga última del elemento, pasado este punto dicha curvatura se concentra en la zona central. En este artículo se explica el mecanismo de confinamiento como resultado de la diferencia entre los coeficientes de dilatación del núcleo y del tubo externo, como se ha descrito en el apartado 2.2.3 de este documento. En columnas esbeltas y columnas cortas con excentricidad el fallo se produce por pandeo antes de que existan suficientes deformaciones como para que parte de la carga sea transmitida del núcleo al tubo, y sugieren que dado que las columnas en la práctica son de este tipo, es innecesario considerar el confinamiento. Los estudios analíticos suponen un estado uniaxial para ambos materiales dando como resultado que, si la esbeltez geométrica $L/D > 15$, la carga última analítica es igual que la experimental, no hay efectos triaxiales apreciables; en cambio si $L/D < 15$, los resultados analíticos son inferiores a los experimentales, indicando que existe confinamiento y que este cálculo es conservativo.

Contemporáneo a este estudio, Knowles R.B. y Park R. [14] realizaron otra investigación sobre pilares circulares y cuadrados, centrándose en el efecto de la esbeltez en la presión lateral ejercida por el tubo sobre el núcleo y la forma de cargar los materiales: sólo el acero, sólo el hormigón o aplicando carga a toda la sección. Todos los tubos vacíos bajo carga axial centrada fallaron por pandeo global inelástico sin aparecer pandeo local. Dado que el pandeo local es repentino y frágil, sugieren un ratio D/t límite. Cuando las deformaciones longitudinales superan el valor de 0.002, se produce un incremento repentino de la deformación volumétrica, produciendo confinamiento. Observan que para una esbeltez geométrica $L/D < 12$ aproximadamente se desarrolla toda la resistencia de la sección. En cambio, en

elementos con $L/D > 12$, el pandeo global precede a este nivel de deformaciones axiales. Knowles R.B. y Park R. proponen además una fórmula teórica para la tensión última de pandeo, basada en el módulo de rigidez tangente. Los resultados comparados con ensayos propios y de otros autores muestran que ésta es conservativa.

Sin duda los artículos más relevantes han sido los realizados por Rangan y Joyce [23] y Kilpatric y Rangan [29]. En el primero los autores presentan y analizan los resultados de nueve CFTs esbeltos rellenos de hormigón de alta resistencia bajo carga axial excéntrica, observando los efectos de la esbeltez y la excentricidad. Todos los especímenes fallaron a media altura debido al aplastamiento del hormigón en compresión. Para los elementos ensayados con gran excentricidad la fibra extrema del acero en el lado de tracción no alcanzó la deformación longitudinal del límite elástico antes de la carga máxima del elemento. Sin embargo, en aquellos elementos de baja excentricidad sí se alcanzó y la fibra de lado traccionado plastificó antes de la carga máxima soportada. En el lado de compresión las deformaciones se encontraron entre 0.002 y 0.004. Con estos resultados y con los obtenidos por Neogi et al. [24], se evalúa una metodología de análisis basada en la hipótesis de que la carga de fallo de la columna ocurre cuando el momento flector máximo es igual al momento flector resistente máximo. $M_u = P_u (\Delta_{tot})$ donde Δ_{tot} incluye la excentricidad, las deflexiones debidas a los efectos a largo plazo y a imperfecciones, y la flecha en el punto central en el instante de fallo. Además se asume que la ecuación constitutiva del hormigón es una parábola - rectángulo, y que la deformada tiene forma sinusoidal. El cálculo se realiza de forma iterativa hasta obtener el equilibrio. Los resultados de esta metodología fueron conservativos en comparación con los ensayos, siendo muy conservativos para bajas excentricidades. Los autores creen que esto es debido a la hipótesis de deformaciones lineales máximas de 0.003 en el hormigón.

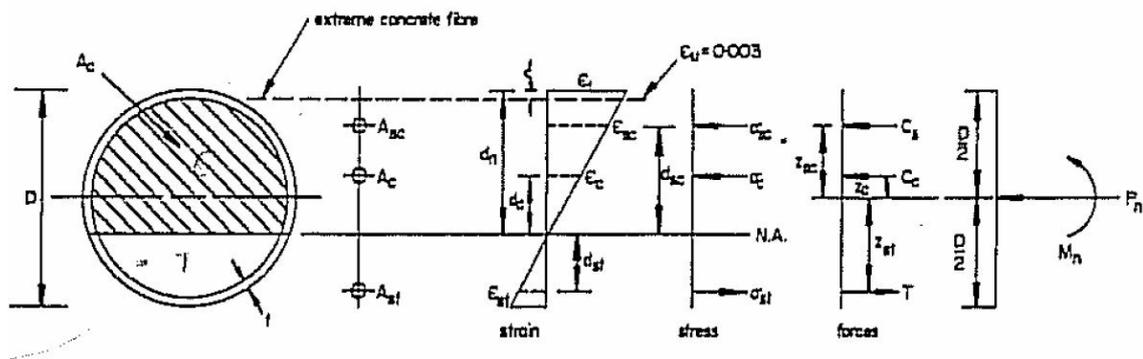


Fig. 3-1 Equilibrio de la sección central de un CFT circular. Rangan y Joyce [23]

El artículo de Kilpatric y Rangan [29] es posiblemente uno de los más aclaratorios de los realizados hasta el momento. Estos autores ensayaron 41 CFTs circulares de los cuales 16 fueron en simple curvatura y el resto en doble curvatura. Los tubos fueron de acero de alta resistencia ($f_y=400\text{MPa}$) y estaban llenos de hormigón de alta resistencia ($f_{cyl}=58\text{MPa}$ para simple y $f_{cyl}=96\text{MPa}$ para doble curvatura). No existían muchos test con materiales de alta resistencia, pero los autores observan las ventajas de poder reducir las secciones para soportar una misma carga y por lo tanto obtener elementos más esbeltos. Los principales parámetros fueron la esbeltez y la excentricidad de la carga. Los tubos fueron desengrasados antes de verter en ellos el hormigón fresco. El llenado se realizó cerrando la cara inferior con una tapa y en posición vertical. Se sucedieron varias capas de llenado, vibrando entre éstas con una aguja para mejorar la compactación y liberar el aire ocluido. Para obtener la excentricidad se realizó un ensamblaje especial que permitía el giro de los apoyos en un plano. Cada test se llevó hasta el punto en el cual los LVDTs que medían la deflexión a mitad y a un cuarto y tres cuartos de la longitud del elemento llegaban al límite o hasta el límite de rotación de los extremos de la placa. Se observó el efecto de la esbeltez en la respuesta de la columna variando el ratio L/D y manteniendo el ratio $e/D=0.2$ constante. Así la resistencia de la columna disminuía con L/D mayores, siendo más acusado este descenso cuando la excentricidad era baja. Este mismo efecto también se observó para variaciones valores de e/D , manteniendo constante $L/D=19$. En cuanto a la plasticidad de la columna, ésta aumentaba para valores de e/D y L/D altos. Los ensayos de doble curvatura pusieron de manifiesto que la resistencia de una columna con excentricidades opuestas ($e_1=-50\text{mm}$, $e_2=+50\text{mm}$, $\beta = -1$) era mayor que la misma columna con la misma excentricidad en ambos extremos ($e_1=+50\text{mm}$, $e_2=+50\text{mm}$, $\beta = 1$) o sin excentricidad en uno de los extremos ($e_1=+50\text{mm}$, $e_2=+0\text{mm}$, $\beta = 0$), pero que la plasticidad disminuía.

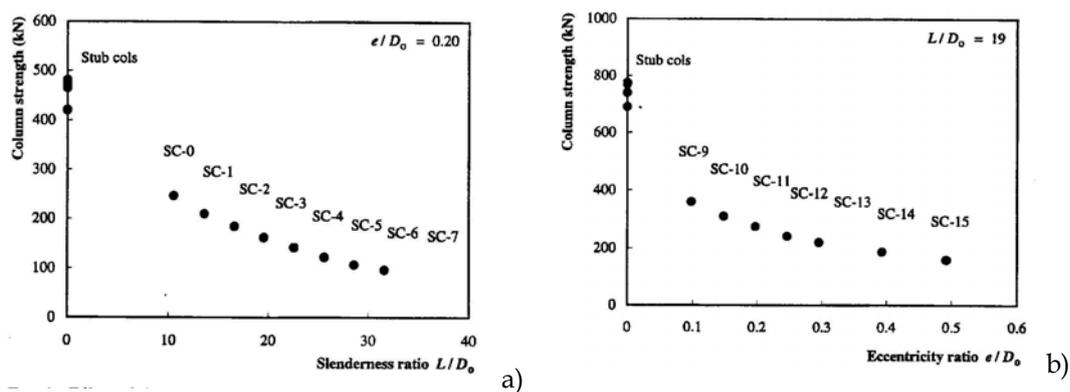


Fig. 3-2 Efectos de la esbeltez L/D y la excentricidad de la carga e/D en la resistencia y la plasticidad de CFTs. [29]

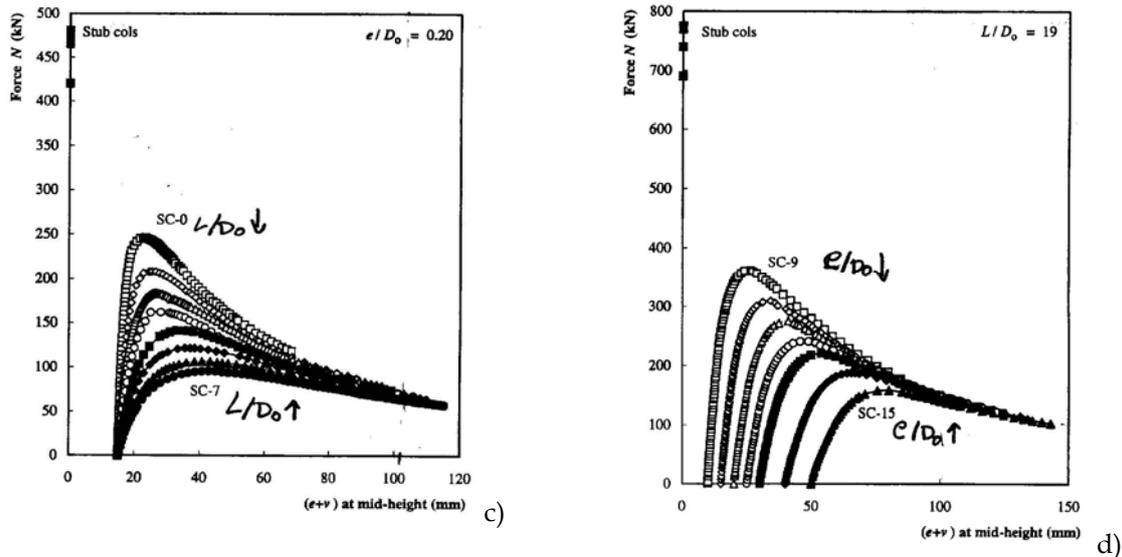


Fig. 3-2 Efectos de la esbeltez L/D y la excentricidad de la carga e/D en la resistencia y la plasticidad de CFTs. [29] (continuación)

En un reciente artículo Zeghiche y Chaoui [30] describen los resultados de 27 CFTs circulares. Los parámetros del ensayo fueron la esbeltez, la excentricidad, incluyendo casos de carga centrada y descentrada con simple y doble curvatura de flexión, con excentricidades opuestas ($\beta = -1$), y la resistencia a compresión del núcleo de hormigón. Se halló que para los CFTs con doble curvatura el Eurocódigo 4 predecía unas cargas mayores que las de ensayo lo que supone un diseño inseguro. Todos los tubos fueron de sección $\text{Ø}160 \times 5 \text{ mm}$ y resistencia $f_y = 200 \text{ MPa}$. Las longitudes fueron 2 m y 4 m, y la resistencia del hormigón fue de $f_c = 40, 70$ y 100 MPa . Cada elemento fue instrumentado con dos LVDTs a un medio y tres cuartos de la longitud, y con cuatro galgas extensométricas adheridas a la sección central en dirección longitudinal. En el caso de los test de carga axial centrada los parámetros fueron la longitud y la resistencia del hormigón. Aumentos en la esbeltez suponían un detrimento en la resistencia de la columna, mientras que el aumento de la resistencia del hormigón mejoraba la resistencia del elemento, siendo más efectivo este aumento para columnas cortas. En estos casos no se observó pandeo local y el Eurocódigo 4 predecía su resistencia con bastante exactitud. En los test de simple curvatura los parámetros fueron la longitud y la excentricidad manteniendo constante una resistencia del hormigón de 100 MPa . Se observó que cuando la excentricidad de la carga aumentaba, la resistencia de la columna disminuía y esta reducción era mayor si el elemento tenía excentricidades bajas. En estas columnas el acero plastificaba primero en el lado de compresión, si la excentricidad era baja y en el lado de tracción si la excentricidad era alta. De nuevo el Eurocódigo 4 predijo con suficiente exactitud su respuesta. En los test de doble curvatura con excentricidades opuestas se observó un aumento de la resistencia comparado con la misma excentricidad en ambos extremos. El desplazamiento transversal máximo, que en el caso de elementos con curvatura simple se sitúa en la sección central y en elementos de curvatura doble se sitúa a un cuarto y tres cuartos de la longitud del elemento, eran menores en el caso

de doble curvatura. Cuando se comparaba con el Eurocódigo 4, éste proporcionaba unas resistencias de diseño superiores a las del ensayo siendo por tanto un método inseguro. Analizando el diagrama de interacción M-N se observó que la resistencia de los test con carga axial centrada se situaba cerca de la curva de resistencia de la sección; en los ensayos de simple curvatura el fallo se producía dentro de la zona segura, debido a efecto del pandeo global; en los test de doble curvatura, finalmente, los puntos de fallo se situaban por fuera de la zona segura, indicando una mayor resistencia. Es importante remarcar que la última conclusión de este estudio es que es necesario realizar más ensayos numéricos y experimentales para chequear la validez del método de diseño del EC4 para hormigones de alta resistencia y doble curvatura.

En los últimos años se han venido realizando otros estudios experimentales, principalmente en Asia. Liew y Xiong [41] estudian el efecto de la precarga en el tubo de acero. Es habitual en el proceso constructivo que la construcción en acero preceda varia plantas al rellenado de las columnas con hormigón, por tanto la estructura de acero ha de soportar parte de las cargas permanentes que recibirá la estructura en su conjunto y que generará tensiones y deformaciones iniciales antes del llenado. Estos autores proponen una modificación del EC4 que es comprobada con ensayos y con modelos FEM. Esta modificación resulta ser precisa y conservadora.

Thayalan et al. [42] ensayan una serie de 12 CFTs en condiciones de carga estática y en condiciones de carga repetida variable, tanto sobre elementos cortos como largos. En el caso de columnas esbeltas bajo carga monótona se observaron deflexiones importantes antes de alcanzar la carga máxima. En el caso de columnas rellenas con hormigón normal se observan deflexiones en torno al 75% de la carga máxima y en hormigón de alta resistencia del 81% al 88%. Pasado el máximo de resistencia se forma un bucle hacia fuera de la pared del tubo por pandeo local de la zona plastificada con un nivel del 63% de dicha carga máxima. También se observa que el acero no ha plastificado en el lado de tracción cuando se alcanza el máximo de carga. Por otro lado también se observa que un aumento en la resistencia del hormigón no sólo aumenta la resistencia de la columna si no que reduce su plasticidad.

En los últimos años han aparecido nuevos artículos de investigación centrándose en el estudio de las columnas CFT rellenas de HSC. Yu et al. [43] presentan un artículo en el que se estudia la posibilidad de usar tubos estructurales de acero de alta resistencia de paredes delgadas, rellenos de hormigón autocompactante. El conjunto de 28 ensayos cubre un rango amplio de parámetros, como la forma de la sección, (circular o cuadrada), la esbeltez geométrica, $3 < L/D < 30$, y la excentricidad relativa $0 < e/D < 0.6$. La relación de diámetro espesor se mantuvo constante $D/t = 100/1.9 = 52.63$. El hormigón alcanzó una resistencia en probeta cúbica de $f_{cu} = 121 \text{MPa}$. Y el límite elástico del acero fue de $f_y = 404 \text{MPa}$. Los resultados mostraron que el modo de fallo de las columnas cuadradas cortas era de pandeo local, en cambio en las circulares cortas el fallo se producía por cortadura del núcleo. Para las columnas esbeltas el fallo se producía por inestabilidad global. Por otro lado

se observó que las columnas CFT de pared delgada y hormigón autocompactante tenían una ductilidad inferior a las columnas rellenas de hormigón normal, especialmente para columnas cargadas de forma centrada. La predicción con los códigos de diseño fue aceptable, pero se sobreestima la resistencia de las columnas cuadradas, especialmente el EC4.

De Oliveira et al. [44] presentan un análisis experimental analizando los resultados de columnas circulares con resistencias de hormigón $f_c=30, 60, 80, \text{ y } 100$ MPa y esbelteces geométricas $L/D=3, 5, 7, \text{ y } 10$. Los resultados mostraron que la carga máxima de las columnas rellenas con HSC se alcanzaba a una menor deformación en comparación con las columnas rellenas de NSC. Para la misma resistencia del hormigón, las columnas cortas obtenían un mayor incremento de resistencia por confinamiento, mientras que para las más esbeltas el fallo de la columna era debido a la estabilidad global y se producía con anterioridad al momento en el cual la sección desarrolla toda su capacidad por confinamiento. Los códigos de diseño fueron contrastados contra los experimentos. En el caso de columnas esbeltas, las resistencias previstas por los códigos eran adecuadas, en cambio para columnas con $L/D=3$, los códigos sobrestimaban el incremento de capacidad de carga por confinamiento, especialmente el Eurocódigo 4, y la norma canadiense CAN/CSA.

Finalmente, también existen estudios en los que se ha utilizado hormigones con fibras para rellenar los tubos estructurales, como Johansson [10], y Gopal y Manoharan [45,46]. En este último artículo estudian el comportamiento de columnas CFT esbeltas bajo carga excéntrica, donde el parámetro más importante fue la esbeltez. El uso de hormigón con fibras tenía un efecto considerable. La contribución a la resistencia de la realizada por el hormigón con fibras era superior a la del hormigón en masa de la misma resistencia. Este efecto era más apreciable en los elementos más esbeltos. Además se mejoraba la absorción de energía y por tanto la ductilidad de las columnas, y se obtenían una rigidez relativamente superior al hormigón sin fibras.

3.2.1 Análisis de la bibliografía

A continuación se procede con un análisis detallado de los parámetros fundamentales de diseño de los ensayos de columnas CFT localizados en la bibliografía. En concreto se va realizar una comparación de las variables de diseño $D/t, L/D, e/D, f_c, f_y$. El análisis se ha restringido a los experimentos de perfiles circulares esbeltos con carga axial excéntrica. Neogi et al. [24] propone un límite de esbeltez que separa el comportamiento de columna corta del comportamiento de columna esbelta de $L/D=15$. Para Knowles y Park [14] este límite se sitúa en $L/D=12$. En este estudio se ha tomado como límite inferior a la esbeltez un valor de $L/D=10$ que es un poco inferior a los límites marcados y que correspondería al caso de

columnas de esbeltez intermedia. De esta forma se tiene un margen con los límites marcados.

Las Fig. 3-3 a Fig. 3-11 muestran los ensayos de simple curvatura. Para los de doble curvatura se ha dispuesto la Fig. 3-12 que compara la excentricidad en los dos extremos. En las gráficas se ha diferenciado entre el hormigón de resistencia normal (NSC), y el hormigón de alta resistencia (HSC). El límite para considerar hormigón de alta resistencia ha sido $f_c=50\text{MPa}$, coincidiendo con el criterio del Eurocódigo 4.

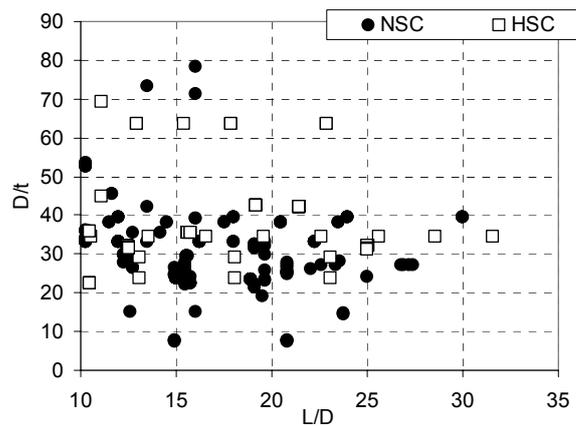


Fig. 3-3 Distribución de experimentos de la bibliografía en función de la esbeltez geométrica L/D y el ratio D/t

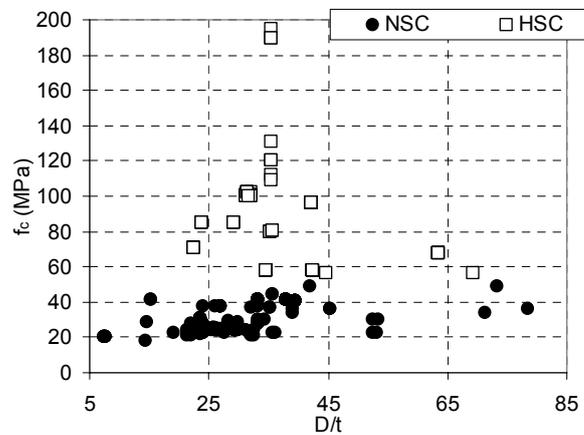


Fig. 3-4 Distribución de experimentos de la bibliografía en función de la esbeltez geométrica L/D y la resistencia del hormigón f_c

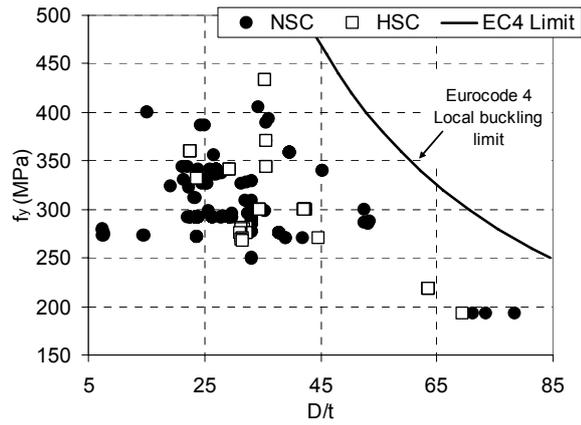


Fig. 3-5 Distribución de experimentos de la bibliografía en función del ratio D/t y el límite elástico del acero f_y

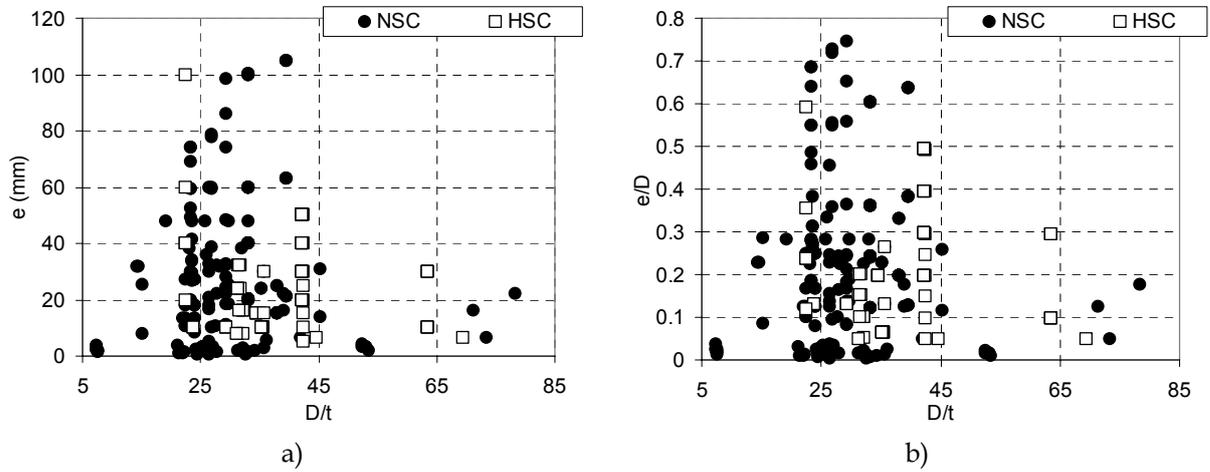


Fig. 3-6 Distribución de experimentos de la bibliografía en función de D/t y a) la excentricidad y b) la excentricidad relativa e/D

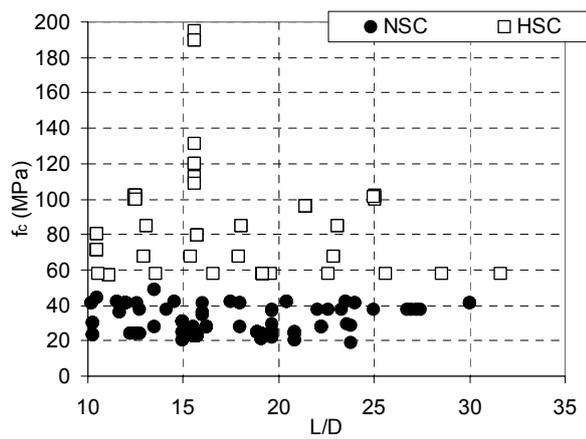


Fig. 3-7 Distribución de experimentos de la bibliografía en función de la esbeltez geométrica L/D y la resistencia del hormigón f_c

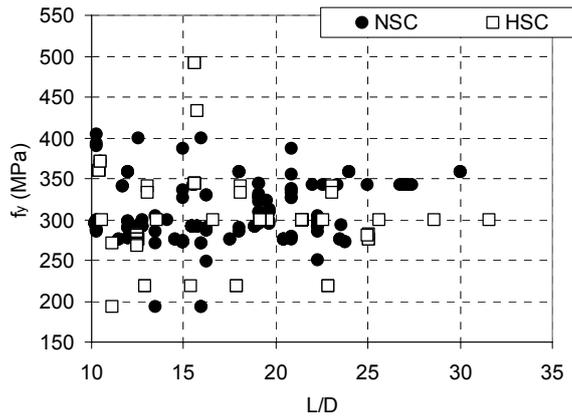


Fig. 3-8 Distribución de experimentos de la bibliografía en función de la esbeltez geométrica L/D y el límite elástico del acero f_y

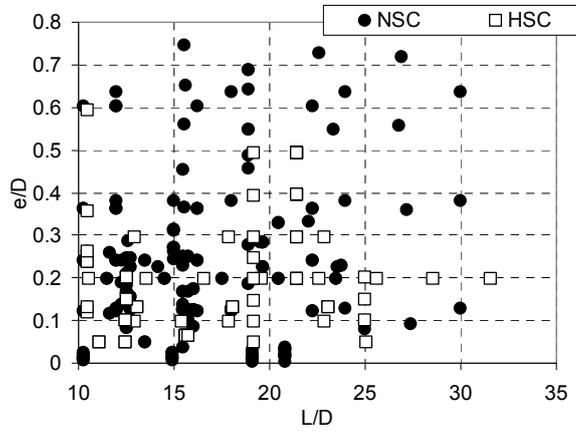


Fig. 3-9 Distribución de experimentos de la bibliografía en función de la esbeltez geométrica L/D y la excentricidad relativa e/D

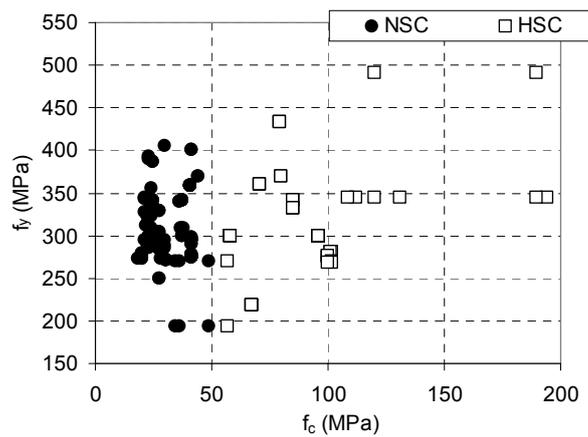


Fig. 3-10 Distribución de experimentos de la bibliografía en función de la resistencia del hormigón f_c y el límite elástico del acero f_y

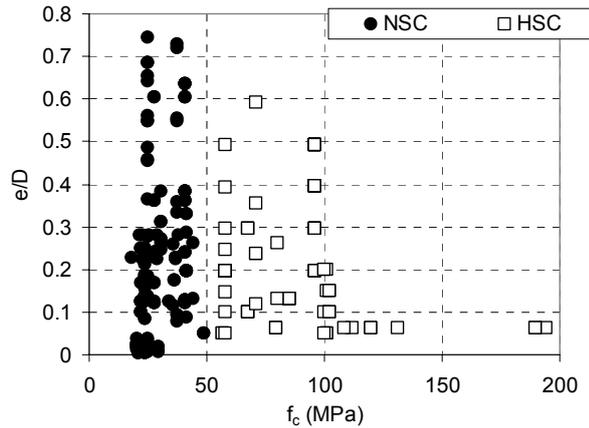


Fig. 3-11 Distribución de experimentos de la bibliografía en función de la resistencia del hormigón f_c y la excentricidad relativa e/D

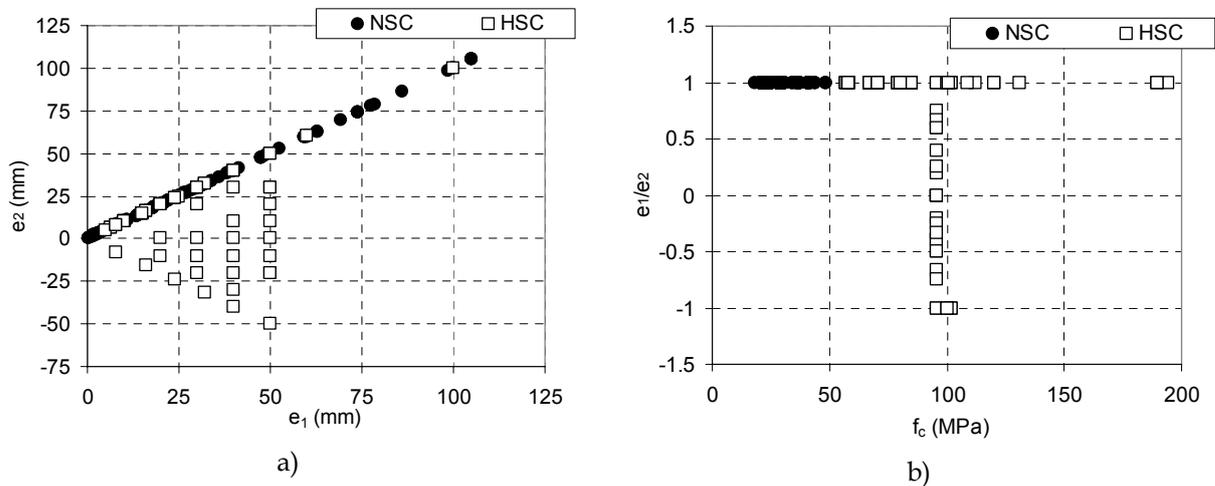


Fig. 3-12 Experimentos de la bibliografía de columnas CTF esbeltas con simple y doble curvatura. a) Relación entre excentricidades. b) Ratio de excentricidades $\beta=e_1/e_2$ en función de la resistencia del hormigón

La Fig. 3-3 muestra la distribución de los ensayos de la bibliografía en función del ratio D/t y la esbeltez geométrica, L/D . En esta gráfica se puede observar que no hay muchos ensayos con valores de D/t elevados (pared delgada), más allá de $D/t=40$. De éstos sólo unos pocos tienen una esbeltez elevada ($L/D>20$). En columnas esbeltas se ha llegado hasta niveles de $D/t=80$, mientras que en cortas incluso a nivel de $D/t=200$, (No mostrado). Es decir la mayoría de los estudios en los que se utilizaba tubo estructural de pared delgada han sido ensayos cortos.

La Fig. 3-4 muestra la relación entre el espesor relativo y la resistencia del hormigón. Prácticamente en todos los ensayos de pared muy fina ($D/t \geq 45$) se ha utilizado hormigón de resistencia normal. La mayoría de tests con HSC se encuentran en el rango $25 > D/t \geq 45$. No se han realizado ensayos con $D/t > 35$ en columnas esbeltas ($L/D > 10$) y HSC ($f_c > 67.5$ MPa). Dado que cuanto mayor es la

resistencia del hormigón tanto mejor ha de ser la capacidad del tubo para retenerlo, parece coherente que no haya muchos ensayos con HSC y ratio D/t muy elevados, Sin embargo, es una combinación en principio más económica. Por este motivo sería interesante encontrar el ratio D/t que sería necesario cuando se utiliza un hormigón de alta resistencia para obtener la misma carga de rotura del elemento relleno con hormigón de resistencia normal.

La Fig. 3-5 muestra la relación entre el espesor relativo y la resistencia del acero. Los códigos de diseño limitan el valor de D/t para evitar el modo de fallo de pandeo local, que puede ser súbito y por lo tanto catastrófico. El caso del Eurocódigo 4 este valor se limita según la ecuación (2.1), que relaciona la resistencia del acero con la excentricidad relativa. Dicho límite se ha incluido en la figura, de forma que por encima de la línea se produce el fallo. En este caso todas las columnas ensayadas tenían un ratio D/t que no daba lugar a pandeo local. Puede observarse también que la mayoría de ensayos tienen una resistencia superior a 250 MPa, que suele ser un valor habitual. Actualmente el acero utilizado habitualmente en la industria española es de clase S275, con 275MPa. Si el tubo estructural está conformado en frío, la resistencia puede superar este valor debida a la acritud introducida.

La Fig. 3-6 muestra la distribución de los ensayos aparecidos en la literatura en función de D/t y la excentricidad. Observando tanto la excentricidad absoluta como la excentricidad relativa (e/D) puede enunciarse que los ensayos con excentricidades elevadas han sido realizados con NSC y sólo unos pocos casos con HSC. También puede observarse que no hay ensayos con valores de $D/t > 45$ y excentricidades elevadas. En realidad tanto los efectos de altos ratios D/t y de excentricidades en la carga tienen como consecuencia que la resistencia de la columna disminuya, pudiendo no ser interesante en la práctica.

La Fig. 3-7 relaciona la esbeltez geométrica con la resistencia del hormigón, y muestra que no hay experimentos con carga excéntrica registrados con valores $L/D > 25$ y $f_c > 60$ MPa, Sin embargo, puede ser interesante. En el caso de los ensayos con carga centrada (no mostrado) se llegan a esbelteces mayores. En tales casos la excentricidad por imperfecciones iniciales cobra mayor importancia.

Las Fig. 3-8 y Fig. 3-9 no muestran una tendencia clara entre la esbeltez y resistencia del acero, y con la excentricidad respectivamente cubriéndose un amplio rango de variables en diferentes ensayos.

La Fig. 3-10 muestra que usualmente los ensayos con acero de alta resistencia suelen utilizar en combinación hormigones de alta resistencia, donde se encuadran los tests realizados por Johansson [6]. Hay que tener en cuenta que el límite elástico del tubo estructural se ve incrementado por la deformación plástica sufrida en el proceso de conformado en frío. Incluyendo motivos económicos de aprovechamiento de los materiales parece interesante la opción de aceros estructurales de una clase media - alta habituales en la construcción, con

$f_y \in [300, 350]$ MPa y hormigones de alta resistencia. Esta es la opción normalmente utilizada por los autores.

En la Fig. 3-11 puede observarse la relación de las variables de resistencia del hormigón y de la excentricidad de la carga. En CFTs rellenos de HSC las excentricidades con las que se ha experimentado no han superado en la mayoría de los casos los $e/D = 0.5$.

Finalmente la Fig. 3-12 muestra los ensayos de simple y doble curvatura encontrados en la literatura. En la figura a) se grafica las combinaciones de excentricidades y en b) la relación de excentricidades $\beta = \frac{e_1}{e_2}$ en función de la resistencia del hormigón. Sólo Kilpatric y Rangan [29] y Zeghiche y Chaoui [30] han realizado ensayos con carga excéntrica de diferente excentricidad en los extremos, y por tanto diferente relación de momentos flectores de primer orden en los extremos ($\beta \neq 1$). En estos casos siempre se ha utilizado hormigón de alta resistencia, en torno a $f_c=100$ MPa pero no se ha estudiado el efecto del cambio de resistencia del hormigón con relaciones de excentricidad diferente.

3.2.2 Conclusiones

Una vez presentadas las conclusiones más recientes en el estudio experimental de columnas de perfiles tubulares rellenas de hormigón, esbeltas, se extraen las siguientes conclusiones:

- La mayoría de los estudios de la bibliografía con perfiles tubulares de pared delgada ($D/t > 40$) han sido de esbeltez media o baja ($L/D < 20$).
- La combinación de espesores de pared del tubo estructural pequeños, en combinación con resistencias de hormigón elevadas resulta interesante desde el punto de vista económico. Dado que para retener al hormigón de alta resistencia en el interior del tubo, y dado su carácter menos dúctil, se necesita en principio espesores de pared mayores, puede ser interesante estudiar y valorar qué espesor de pared es necesario para retener el hormigón de alta resistencia para alcanzar la misma carga máxima de la columna rellena con hormigón de resistencia normal.
- No se ha estudiado experimentalmente hasta el momento el comportamiento de columnas CFT esbeltas con carga excéntrica en las que la resistencia del hormigón sea superior a 60MPa y con esbelteces geométricas L/D superiores a 25, Sin embargo, parece una combinación interesante en la práctica
- Todos los test de doble curvatura se han realizado con hormigón de alta resistencia, en torno a $f_c=100$ MPa, pero no se ha estudiado el efecto de la

resistencia del hormigón y las excentricidades combinadas en los casos de doble curvatura.

3.3 Estado del arte de los modelos numéricos para el estudio de columnas CFT

Del mismo modo que en el caso de los estudios experimentales, hay gran cantidad de trabajos de investigación realizados en cuanto a estudios numéricos de perfiles tubulares rellenos de hormigón, y ha sido en los últimos años cuando se ha empezado a estudiar su comportamiento con hormigón de alta resistencia. Por otro lado la capacidad de cálculo de los ordenadores crece exponencialmente por lo que aquéllas tareas que hace tan sólo unos años tenían un alto coste computacional ahora son realizadas en segundos.

De esta forma se puede tener una primera clasificación de los modelos numéricos para el estudio de CFT, atendiendo al nivel de detalle y a los requerimientos de cálculo. Así se pueden distinguir a) modelos tridimensionales o modelos de elementos finitos continuos, b) modelos de elementos unidimensionales ya sea con plasticidad concentrada o con plasticidad distribuida, y c) modelos matemáticos de interacción de esfuerzos resultantes en los que se basan los códigos de diseño.

Los modelos tridimensionales son más costosos computacionalmente, pero permiten obtener mayor información en cuanto al comportamiento local de las columnas CFT. Son por tanto idóneos para el estudio del comportamiento de cada región de material y su interacción incluyendo de forma concisa efectos como el confinamiento, la adhesión y el contacto entre los materiales, etc. Por otro lado los modelos de elementos unidimensionales tienen un menor coste. Así, una vez debidamente calibrados pueden integrarse con otras subestructuras de forma que el sistema de estudio puede ser bien la columna o bien la estructura donde ésta se integra. En los elementos de plasticidad distribuida se monitorizan las propiedades mecánicas a lo largo de la columna, mientras que en los modelos de plasticidad concentrada (*lumped*) toda la plasticidad se supone concentrada en los extremos. Esta situación obviamente no es real pero su comportamiento es equivalente a un elemento con plasticidad distribuida con un menor coste computacional.

Los modelos de interacción de esfuerzos utilizan los diagramas de interacción N-My-Mz como superficie límite de fallo de la columna, a modo de criterio de fallo. Son de aplicación directa a la práctica constructiva pero requieren de una buena calibración con un conjunto de datos experimentales.

Spacone y El-Tawil [47], realizaron una amplia revisión del estado del arte en cuanto al análisis no lineal de estructuras compuestas, entre las que se encuentran las columnas CFT. La revisión se llevó a cabo sobre elementos unidimensionales tipo viga-columna, exponiendo las diferencias importantes en cuanto al tipo de integración y de formulación. Posteriormente Romero et al. [48] realizan una revisión

del estado del conocimiento de modelos numéricos para el cálculo de columnas CFT, centrándose principalmente en el caso de modelos tridimensionales.

En este apartado se expone el estado del conocimiento de los modelos numéricos unidimensionales para el estudio de CFT. El estudio clasifica las investigaciones atendiendo a aquéllos aspectos más relevantes, como son las ecuaciones constitutivas de los materiales, la formulación del elemento finito, la determinación del estado tensional de la sección y otros aspectos como la adhesión-deslizamiento o el pandeo local.

3.3.1 Ecuaciones constitutivas

En un modelo unidimensional de una columna CFT se hace necesario tener en cuenta los efectos de la interacción entre el tubo estructural y el núcleo de hormigón, bien modelando la interacción entre estos componentes bien modificando las ecuaciones constitutivas que definen su comportamiento mecánico.

Tomii y Sakino [49] desarrollan uno de los primeros modelos constitutivos para el hormigón confinado en el interior de tubos cuadrados cortos, siendo este hormigón de resistencia normal. En su estudio el modelo fue calibrado comparando con resultados experimentales de los propios autores en términos de momento - curvatura. El confinamiento pasivo conferido por el tubo estructural al núcleo de hormigón hace que éste último se encuentre en un estado triaxial, aumentando su resistencia frente a la compresión, y por otro lado forzando un estado biaxial en el tubo que disminuye su capacidad de poder soportar carga axial. El confinamiento produce dos efectos, un aumento en la resistencia a compresión, pero también un aumento en la ductilidad, suavizando la caída post-pico. En las columnas de sección cuadrada ensayadas, las paredes no pueden retener adecuadamente el hormigón por lo que el confinamiento se produce una vez superada la resistencia máxima de la columna, y por tanto sólo afecta a la ductilidad. En la Fig. 3-13 se muestra el modelo constitutivo. En él, la tensión residual que alcanza el hormigón es función del ratio D/t . Este modelo sirvió de base para estudios posteriores.

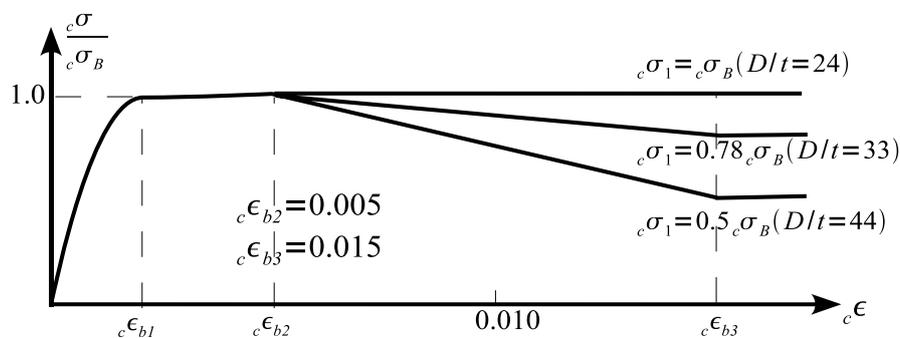


Fig. 3-13 Curva tensión-deformación para el hormigón confinado. Tomii y Sakino [49]

Hajjar y Gourley [50] presentan una expresión polinómica para los esfuerzos resultantes de la sección P - M_y - M_z , de columnas CFT rectangulares y cuadradas. Esta expresión se ajusta a partir de un modelo unidimensional, que a su vez es ajustado con resultados experimentales. El modelo permite obtener más puntos en el diagrama de interacción de esfuerzos para ajustarlo. Hajjar y Gourley utilizan un modelo constitutivo de hormigón en el que la rama de ascenso en compresión corresponde con el la propuesta por Collins et al. [51], para hormigón sin confinar de resistencia normal y alta, y la rama de descenso post-pico se corresponde con el modelo de Tomii y Sakino anteriormente presentado. Para el acero utiliza una curva de tensión - deformación bilineal, elástica - perfectamente plástica, de forma que se elimina el endurecimiento del material para tener en cuenta el estado de tensiones biaxial en el tubo de acero estructural.

Las expresiones polinómicas desarrolladas representan la resistencia de estas columnas cortas y pueden utilizarse directamente para diseño, tabulando los coeficientes de las expresiones un función de los ratios D/t y f_c/f_y , pero también se usan como base para desarrollar un modelo de plasticidad concentrada [52,53]

Posteriormente Hajjar et al. [54,55] presentan un modelo de plasticidad distribuida en el que las ecuaciones constitutivas uniaxiales de las fibras en las que se discretiza la sección son obtenidas a partir de la condensación de ecuaciones constitutivas multiaxiales, y que permiten incluir el efecto del confinamiento. Para el hormigón se utilizó el modelo tridimensional de Chen y Buyukozturk [56]. Este modelo fue comparado con 30 experimentos de columnas CFT rectangulares y cuadradas, de otros autores. El rango de esbeltez geométrica incluye casos tanto cortos como esbeltos, y el rango D/t también es amplio. Algunos de estos tests fueron realizados con carga axial excéntrica y otros en los que el axil y el momento fueron independientes. También se comprobaron casos cíclicos.

El modelo no tiene en cuenta la inestabilidad local de las paredes planas del tubo rectangular o cuadrado, por lo que la comparación con los experimentos termina en el punto en el que se observa un pandeo local significativo en la respuesta. En el segundo artículo se añade al modelo la capacidad de tener deslizamiento axial en la interfaz entre el núcleo y la pared de acero. Según observan, el deslizamiento parece tener poco efecto sobre el comportamiento global de la columna.

Zhang y Shahrooz [57] estudian la aplicabilidad del código de diseño del ACI (ACI-318) a columnas CFT cuadradas y rectangulares, de hormigón y acero de características normales y de alta resistencia y con alta o baja esbeltez. Para ello compara las previsiones con resultados experimentales y de un modelo de fibras. En este caso se utiliza la ecuación constitutiva del hormigón de Tomii y Sakino.

Lakshmi y Shanmugam [58] presentan un método semianalítico para la predicción de la respuesta de CFTs circulares, rectangulares o cuadrados, cortos y largos, con valores de resistencia del hormigón medios. Como ecuaciones constitutivas utiliza

una parábola de Hognestad para el hormigón y una curva bilineal para el acero, y por tanto sin tener en cuenta el confinamiento. Desde el punto de vista de la resolución de las ecuaciones no lineales que componen el equilibrio del sistema, utiliza el método de desplazamiento generalizado para controlar el incremento de carga entre iteraciones y el método del incremento relativo de trabajo para controlar la carga entre pasos de carga.

Johansson [59] describe el comportamiento mecánico de columnas CFT cortas fabricadas con materiales de alta resistencia, con el fin de examinar la eficiencia del confinamiento. Se ensayan quince columnas bajo carga centrada, por lo que la distribución de la presión de confinamiento es homogénea. El nivel de confinamiento es función de las deformaciones en el modelo y por lo tanto no es constante durante el proceso de carga. Johansson describe un procedimiento analítico para la determinación de la presión lateral de confinamiento a partir de la deformación axial. Una vez obtenida la presión lateral se puede obtener la tensión del hormigón confinado $\sigma_c = f(\sigma_{lat}, \epsilon_v)$.

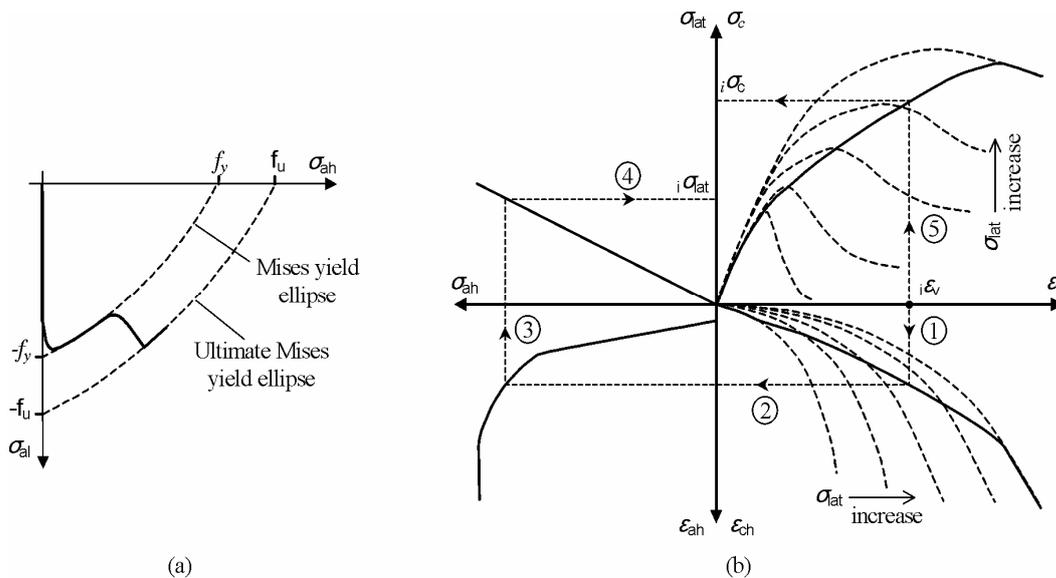


Fig. 3-14 Esquema de determinación de las tensiones uniaxiales en el hormigón confinado pasivamente. Johansson [59]

Fujimoto et al. [60] y Sakino et al. [61] obtienen nuevas curvas tensión - deformación uniaxiales a partir del ajuste y regresión de una extensa cantidad de ensayos. Este modelo está basado en el desarrollado por Sakino y Sun[62] para columnas de hormigón armado, y hacen extensible este modelo tanto a columnas CFT cuadradas como a circulares cortas, y con materiales de alta resistencia. Este modelo, comparado con el modelo de Tomii y Sakino [49] proporciona en el caso de columnas de sección cuadrada un mayor nivel de ductilidad.

Una de las últimas propuestas en cuanto a ecuaciones constitutivas ha sido realizada por Hatzigeorgiou [63,64]. En su estudio propone un modelo para el

comportamiento y la ductilidad de columnas CFT cortas circulares bajo condiciones extremas de carga. El modelo es ajustado por regresión a los ensayos de diferentes autores.

En estado triaxial en el que se encuentra el hormigón proporciona una mejora en la resistencia y en la ductilidad. La parte en ascenso hasta el máximo de la rama de compresión se toma a partir de la conocida ecuación de Ricart [65] donde la resistencia del hormigón confinado f_{cc} es la suma de la resistencia del hormigón sin confinar más un incremento proporcional a la presión lateral de confinamiento

$$f_{cc} = f_c + k \cdot f_{rp} \quad (3.1)$$

donde f_c es la resistencia del hormigón sin confinar, f_{rp} , es la presión lateral de confinamiento, y k es una constante. Evaluando el equilibrio de tensiones en la sección se obtiene la relación

$$f_{rp} = \frac{2t}{D - 2t} \sigma_{hoop} \quad (3.2)$$

donde σ_{hoop} es la tensión circunferencial en el tubo de acero. Los valores de σ_{hoop} como k son ajustados por regresión con experimentos, resultando

$$\frac{\sigma_{hoop}}{f_y} = \exp\left(\ln\left(\frac{D}{t}\right) + \ln(f_y) - 11\right) \leq 1.0, \text{ con } f_y \text{ en MPa} \quad (3.3)$$

$$k=4.3$$

La rama de descenso tiene una forma similar a la de Tomii y Sakino, que tras el ajuste experimental toma la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{u,cc} &= 0.06f_c^{-0.7} + 0.003f_{rp} \\ f_{cu,cc} &= f_c + E_p (\varepsilon_{u,cc} - \varepsilon_{cc}) \\ E_p &= -1500 \left[1 - \left(1 + \exp\left(\frac{D}{t} \frac{f_c}{f_y} - 6\right) \right)^{-1} \right] \end{aligned} \quad (3.4)$$

Como otros modelos se asume que el confinamiento es independiente del nivel de carga aplicado, existiendo confinamiento desde el primer momento. El rango de aplicabilidad de estas expresiones incluye al hormigón de alta resistencia.

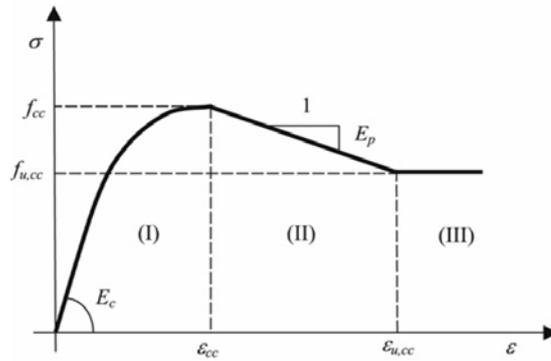


Fig. 3-15 Modelo constitutivo del hormigón. Hatzigeorgiou [63,64]

Además de un aumento de resistencia en el hormigón por el confinamiento, el acero ha de soportar un estado biaxial de tensiones que reduce su capacidad para soportar cargas axiales de compresión. Aplicando la expresión de Von Mises se tiene que efectivamente el límite elástico en compresión del acero f_{yc} se ve reducido

$$\sigma_v^2 + \sigma_h^2 - \sigma_v \sigma_h = f_y^2$$

$$f_{yt} = \frac{1}{2} \left(\sigma_h + \sqrt{4f_y^2 - 3\sigma_h^2} \right)$$

$$f_{yc} = \frac{1}{2} \left(\sigma_h - \sqrt{4f_y^2 - 3\sigma_h^2} \right)$$

$$E_h = 0.25\%E$$
(3.5)

El último estudio publicado hasta la fecha que se ha centrado en las ecuaciones constitutivas de los materiales han sido realizados por Liang et al. [66-68]. Estudian de forma numérica el comportamiento de columnas cortas rectangulares y circulares con carga centrada y excéntrica.

La rama de ascenso del modelo constitutivo para el hormigón sigue la ecuación de Collins et al. [51], mientras que la rama de descenso sigue el modelo de Hu et al. [69] ajustando sus parámetros a los experimentos. Para el acero utilizan un modelo bilineal con una zona de transición curva.

El modelo se ha utilizado en un análisis del rendimiento de las columnas CFT circulares cortas. Un aumento en la resistencia del hormigón o en el ratio D/t propiciaba un aumento en el momento máximo relativo que es capaz de alcanzarse en el diagrama de interacción de la sección M_{max}/M_0 , del mismo modo que reducía la plasticidad. En cambio un aumento en la resistencia del acero reducía el momento máximo relativo, pero tiene un efecto menor sobre la ductilidad.

3.3.2 Formulación del elemento. Plasticidad concentrada y plasticidad distribuida

Los elementos de plasticidad concentrada aglutinan todo el comportamiento inelástico en los nodos extremos del elemento, por tanto representan el comportamiento inelástico del material de una forma aproximada pero computacionalmente eficiente. En cambio los modelos de plasticidad distribuida son más precisos y racionales. Su comportamiento es monitorizado a lo largo de una serie de puntos repartidos en toda la longitud del elemento (puntos de integración o puntos de Gauss). Su eficiencia computacional es inferior a la de un modelo de plasticidad concentrada, pero todavía muy superior a la de un modelo de elementos finitos tridimensional.

3.3.2.1 Plasticidad distribuida

Varma et al. [70,71] presentan tanto un estudio experimental como numérico del comportamiento de CFTs cuadrados de materiales de alta resistencia. En el primer artículo describen el estudio experimental. Observan como la ductilidad medida en términos de momento-curvatura se ve reducida cuando hay un aumento del nivel de carga axial o del ratio ancho/espesor (B/t), mientras que la resistencia del acero parece no tener un efecto significativo en la ductilidad

El modelo numérico unidimensional que se ofrece en este estudio es verdaderamente completo. Por un lado utiliza plasticidad distribuida y formulación basada en fuerzas, y por otro lado las curvas de tensión deformación uniaxiales con las que se modela el comportamiento de cada fibra de material han sido deducidas a partir de un modelo numérico tridimensional implementado en el programa de elementos finitos ABAQUS y que incluye la distribución del hormigón en el núcleo en dos zonas: una confinada, y otra sin confinar. También incluye deslizamiento y adhesión en la interfaz y la inclusión de imperfecciones para modelar el pandeo local.

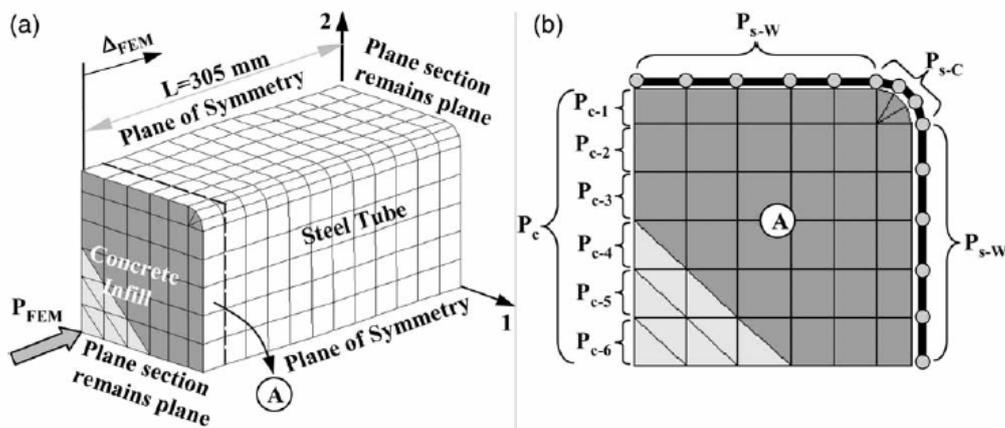


Fig. 3-16 Modelo de elementos finitos tridimensionales para generar las ecuaciones constitutivas del tubo y del núcleo

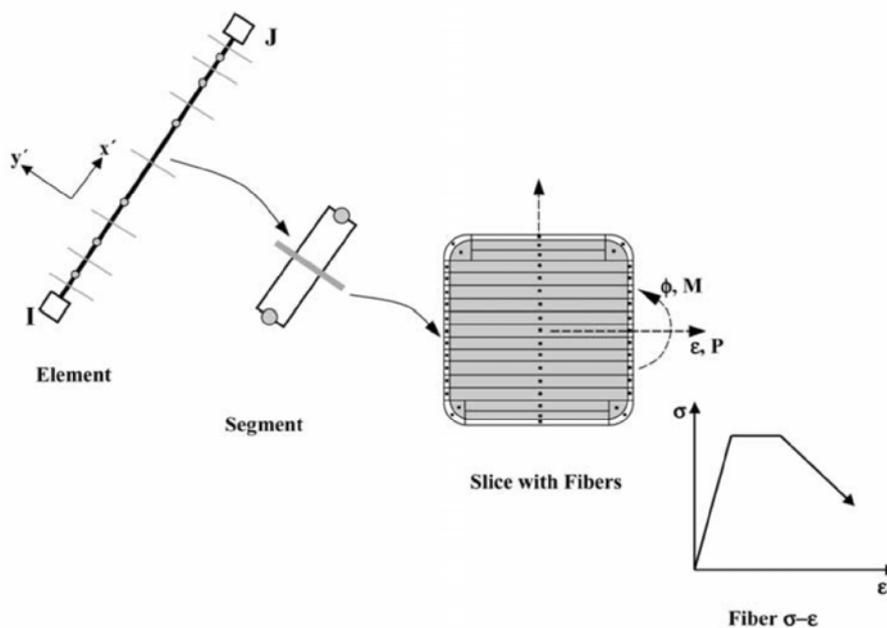


Fig. 3-17 Elemento viga-columna de integración por fibras utilizado por Varma et al. [70,71]

Este modelo se validó contra experimentos. Dado que el modelo usa la misma respuesta $\sigma - \epsilon$ con independencia del nivel de carga axial no puede tener en cuenta efectos del gradiente de deformaciones sobre la sección. Por otro lado el modelo tridimensional del cual se extrae una respuesta uniaxial sobrestima la deformación volumétrica del hormigón, por tanto el confinamiento del hormigón en el caso uniaxial es sobreestimado.

3.3.2.2 Plasticidad concentrada

Basándose en la expresión polinómica de la resistencia desarrollada anteriormente [50], Hajjar y Gourley [53], y Hajjar et al. [52] desarrollan un macroelemento de plasticidad concentrada. Toda la plasticidad se evalúa por medio de rótulas plásticas situadas en los nodos extremos del elemento. Este modelo fue calibrado con experimentos de CFT cuadrados rellenos con hormigón de resistencia normal, y se mostró adecuado tanto para simple como doble curvatura, y añade una eficiencia de cálculo que le permite integrarse modelos estructurales mayores.

3.3.3 Formulación del elemento. Formulación basada en desplazamientos, basada en fuerzas y formulación mixta.

El enfoque más habitual en la formulación no lineal de elementos viga es el método de los desplazamientos o método de la rigidez. Éste se basa en la interpolación de los desplazamientos del elemento. Los elementos viga habituales

utilizan polinomios cúbicos de Hermite para la interpolación del campo de desplazamientos transversales, y funciones de interpolación de Lagrange de primer orden para los desplazamientos axiales. Con esta aproximación la solución es exacta para elementos lineales elásticos, de sección constante, con una deformación axial constante y una variación lineal de la curvatura. Para casos más generales se produce un error en la interpolación que únicamente puede ser disminuido con una discretización de la estructura en una malla más fina, o bien aumentando el grado de los polinomios interpolantes, para lo que se requieren más nodos internos en el elemento.[72].

Romero et al. [73] presentaron un modelo numérico para el análisis de columnas CFT circulares esbeltas y rellenas de hormigón de alta resistencia. Se asume adhesión perfecta entre los componentes. La formulación se fundamentaba en la interpolación de los desplazamientos. El elemento finito utilizado es un elemento clásico de 13 grados de libertad, seis en cada nodo extremo y un nodo central que representa una distribución no constante de deformaciones y que permite representar la fractura del hormigón. El modelo incluye no linealidad geométrica. La máxima carga fue detectada por medio de un análisis de la energía potencial. Se usó el método de la longitud de arco para el control del desplazamiento. Las ecuaciones constitutivas empleadas fueron la expresión del Código Modelo 90 [9] para el hormigón y elástico-plástico para el acero. La novedad del modelo se centró en la aplicación de la integración numérica de esfuerzos en la sección, siguiendo el método propuesto Bonet et al. [74]. En este caso la respuesta de la sección se calcula como superposición de dos secciones circulares de diámetro D y $D-2t$.

Por otro lado la formulación basada en fuerzas o método de la flexibilidad se basa en la interpolación de las fuerzas internas. Es importante destacar que estas relaciones son ciertas para cualquier material, ya que las ecuaciones de equilibrio pueden satisfacerse en la configuración no deformada del elemento. En estructuras geoméricamente lineales la fuerza axial es constante y los momentos flectores varían linealmente, a lo largo de la longitud del elemento. Estas funciones de interpolación representan la solución exacta de las ecuaciones de gobierno, con independencia de la geometría y el material del elemento. [75]. El mayor obstáculo para el uso de este tipo de formulación radica en la dificultad de integración en un método de análisis basado en rigidez, donde las fuerzas internas no están disponibles de forma explícita, sino a través de los desplazamientos. Algunas propuestas, como las de Spacone et al. [76,77] y El-Tawil y Deierlein [78,79] resuelven la ecuación implícita de forma iterativa, ajustando las deformaciones para que se cumplan las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad. Neuenhofer y Filippou [72] presentan un procedimiento en el cual se permite la existencia de un residuo de desplazamientos, que viola las condiciones de equilibrio y compatibilidad, pero que en la resolución iterativa de un sistema no lineal el residuo es reducido en cada iteración hasta la tolerancia especificada.

Existe una tercera aproximación, denominada formulación mixta en la que los tanto los desplazamientos como las fuerzas son interpoladas. Ayoub y Filippou [80] proponen un elemento que tiene grados de libertad de desplazamiento nodales, y también de fuerzas nodales. Similarmente al caso de formulación basada en fuerzas el elemento mixto requiere un procedimiento especial para la determinación de su estado.

3.3.4 Integración de tensiones en la sección

Los programas de análisis no lineal de estructuras, y particularmente aquéllos basados en el método de los elementos finitos requieren la computación de las ecuaciones constitutivas de la sección y la evaluación de las fuerzas a través de la integración del campo de tensiones. Estos programas realizan dicha operación muchas veces, por lo que su optimización lleva a una importante reducción en el tiempo de computación.

Dependiendo del tipo de análisis requerido, se adopta un método de integración más adecuado. Si la relación tensión-deformación de los materiales es lineal entonces resulta sencillo determinar analíticamente la integral sobre la sección. En un caso más general, con ecuaciones constitutivas no lineales, elementos de sección no constante etc. se hace necesaria la integración de forma numérica. El procedimiento más general consiste en la división de la sección en bandas o fibras, dependiendo de si está sometida a flexión uniaxial o biaxial. Después de la subdivisión, se calcula la respuesta $\sigma - \varepsilon$ de cada banda o fibra, y se integra numéricamente.

Este procedimiento requiere un elevado tiempo de computación. Existen varias opciones para acelerar este proceso. Bonet et al.[81] presentan un método de integración en el cual la sección compuesta se divide en bandas anchas paralelas a la fibra más cargada. La integración de cada banda ancha se produce transformando la integral de área en una integral de camino sobre el perímetro de la misma y posteriormente son evaluadas numéricamente con una cuadratura de Gauss. De esta forma se producen mejoras realmente apreciables tanto en los tiempos de ejecución como de precisión comparadas con la clásica integración por fibras.

Posteriormente Bonet et al.[74] proponen dos nuevas alternativas para la integración de secciones circulares, una analítica, utilizando funciones de Heaviside, y otra numérica por cuadratura de Gauss-Legendre.

La Fig. 3-18 muestra la forma típica de integración por fibras. En este caso la sección circular se ha discretizado en fibras radiales y circunferenciales. La Fig. 3-19 muestra la integración por bandas anchas de la sección circular compuesta propuesta por Bonet et al. [74]. La integral de superficie de cada banda es transformada en una integral de contorno y evaluada numéricamente.

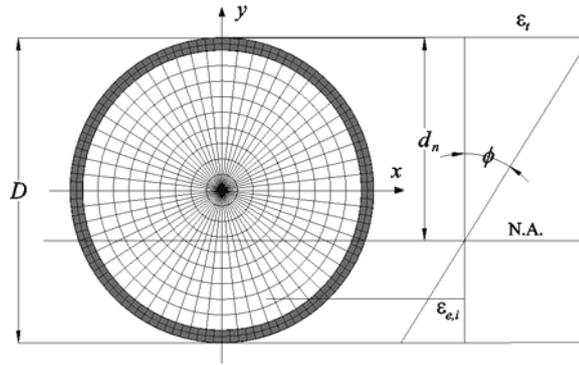


Fig. 3-18 Integración de la sección mediante fibras [66]

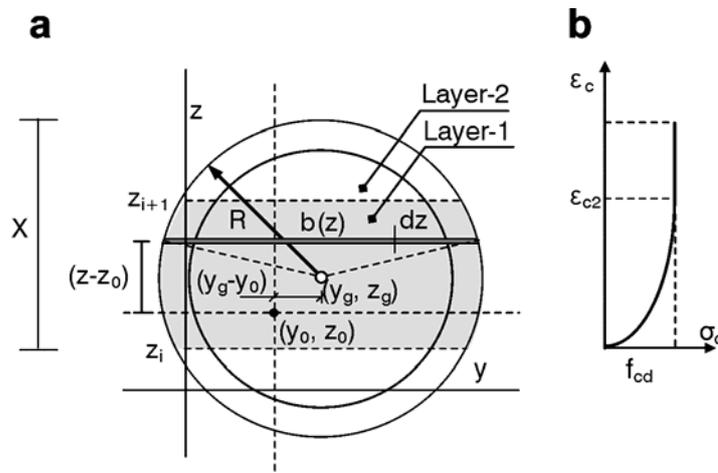


Fig. 3-19 Integración de la sección mediante bandas anchas [74]

3.3.5 Adhesión – deslizamiento de la interfase

La mayoría de los modelos para columnas CFT consideran que no existe deslizamiento entre el núcleo y el tubo estructural, y que por tanto la adhesión es perfecta. Sin embargo, en una viga compuesta donde los centros de cada región están alejados, se puede producir un deslizamiento entre ambas regiones; en columnas compuestas el centro del tubo y del núcleo coinciden por lo que en caso de existir deslizamiento, éste es mucho menor.

Aval et al. [82] presentan un elemento para grandes desplazamientos y que tiene en cuenta la no linealidad inelástica de las columnas CFT. La formulación que representa la interacción entre el tubo estructural y el núcleo de hormigón por medio de dos elementos viga-columna acoplados donde un elemento representa el tubo y el otro el núcleo. De esta forma es posible modelar la diferencia entre la deformación axial y la curvatura entre el tubo y el núcleo. El elemento contiene 13 grados de libertad en total, y la formulación está basada en desplazamientos. Para

proceder a la calibración se utilizan dos elementos por cada columna y cinco puntos de integración para cada elemento

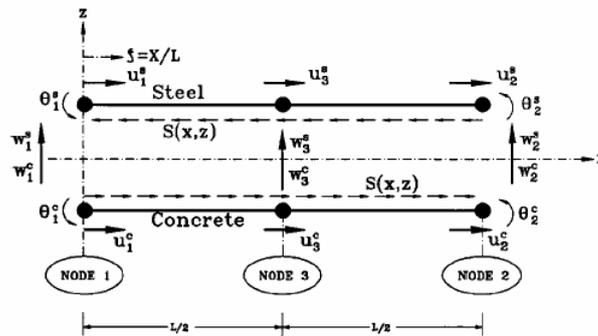


Fig. 3-20 Grados de libertad del elemento finito de Aval et al. [82]

3.3.6 Pandeo local

Uy B. [83] centra su estudio en el pandeo local de las paredes que conforman CFTs cuadrados cortos y de pequeño espesor. El artículo presenta una serie de experimentos, junto con el desarrollo y la calibración de un modelo numérico unidimensional que tienen en cuenta el pandeo local considerando un ancho de acero pandeado y por tanto inefectivo. Además introduce una distribución de tensiones residuales debido a la soldadura de las planchas para conformar el tubo. Dada la alta esbeltez no se obtiene confinamiento en el interior del tubo antes del alcanzarse la resistencia máxima, por lo que se utiliza el modelo del Código Modelo 70 (CEB-FIB)[84] para hormigón no confinado.

Se halló que los efectos de pandeo local en los especímenes ensayados eran importantes y por tanto deben ser incluidos en los códigos de diseño.

3.3.7 Conclusiones

La revisión del estado del arte muestra un desarrollo extenso en el estudio de columnas CFT compuestas. Los modelos unidimensionales pueden simular el comportamiento de las columnas con suficiente precisión, siendo computacionalmente más eficientes que los modelos tridimensionales y pudiendo integrarse con otros elementos en el cálculo de estructuras.

Existen dos grandes grupos de artículos de investigación. Aquéllos que se centran en columnas cortas, donde es importante la caracterización seccional y la caracterización de los materiales, y los estudios sobre columnas esbeltas, que además incorporan estos modelos seccionales y de material en elementos finitos viga-

columna, con formulación basada bien en fuerzas o bien en desplazamientos. A la vista de esta revisión se puede concluir que:

- Existen muchos ensayos numéricos unidimensionales con columnas de sección rectangular o cuadrada, y en menor medida circulares. Si bien el estudio de las columnas circulares tiene una menor complejidad por el hecho de registrar un confinamiento más homogéneo y menor posibilidad de pandeo local.
- Es imprescindible la adecuada caracterización de los materiales y su modelización, incluyendo los efectos tridimensionales de confinamiento del hormigón y decremento de la resistencia del acero en los modelos uniaxiales.
- Si bien el aumento de la resistencia y la ductilidad del núcleo de hormigón por confinamiento es importante en columnas cortas, sus efectos se diluyen en columnas esbeltas y en columnas con ratios de aspecto D/t altos. En estos casos el confinamiento se produce pasado el máximo de resistencia por lo que sólo mejoran la plasticidad.
- La formulación basada en fuerzas trata de forma exacta el equilibrio de esfuerzos en el elemento. Esta formulación es más precisa que la formulación aproximada basada en desplazamientos, para un mismo tamaño de malla y de puntos de integración. Sin embargo, el hecho de que la formulación basada en fuerzas se tenga que incluir en un marco de cálculo basado en desplazamientos hace que la determinación del equilibrio de esfuerzos sobre el elemento se resuelva de forma iterativa.
- En la determinación del estado del modelo es necesario calcular el estado de la sección muchas veces. Por tanto una metodología eficiente puede reducir los costes de computación y aumentar la precisión. La elección de un tipo de integración u otro dependerá del grado de detalle que se pretenda conseguir.

4. Programa experimental

4.1 Introducción

En este capítulo se describe el programa experimental realizado para investigar el comportamiento de las columnas CFT circulares esbeltas, bajo carga axial monótona, excéntrica y de simple curvatura. Para ello se observaron las conclusiones del estado del arte experimental y se creó una campaña de ensayos que permitiera la exploración de su comportamiento, centrándose en el efecto de la excentricidad y la esbeltez en columnas de hormigón de alta resistencia.

A continuación se va a definir la serie de ensayos que componen la campaña experimental. Posteriormente se explicará cómo se construyeron los especímenes y las propiedades de los materiales que los componen. También se describirán los bancos de ensayos y la instrumentación utilizada para poder realizar los test así como el procedimiento durante el ensayo. Finalmente se presentarán los resultados experimentales obtenidos.

4.2 Diseño del experimento

La respuesta monótona de las columnas CFT viene influida por diversos parámetros geométricos y mecánicos, como son la excentricidad de la carga, la esbeltez, el espesor relativo, o las propiedades mecánicas del acero y del hormigón. Para poder tener una visión completa de cuál es su efecto, se ha diseñado una campaña de experimentos que cubren los rangos de estas variables.

La Tabla 4-1 muestra los rangos de variación de las variables empleadas en este estudio y que se describen a continuación.

Parámetro	Rango
Esbeltez (L/D)	19.58 - 31.35
Ratio D/t	20 - 33.33
Excentricidad relativa (e/D)	0.12 - 0.5
Resistencia del hormigón f_c	30.54 - 107.325
Resistencia del acero f_y	320 - 325

Tabla 4-1. Rangos de variación de los parámetros de la campaña experimental

El uso de acero de alta resistencia se ve como una opción menos económica y por otro lado menos disponible en el mercado. Así la resistencia del acero no va a ser una variable de diseño. Se decide utilizar acero comercial de grado S275 JOH para los tubos estructurales. El límite elástico de la chapa con la que está fabricado el perfil estructural se garantiza que tenga un mínimo de 275MPa, pero una vez transformada en tubo, aumenta este valor, en función principalmente del número de doblados. [85]. Se realizaron ensayos del tubo y se obtuvo y la resistencia real de $f_y=320\text{MPa}$, lo cual concuerda con la calibración numérica posterior.

La esbeltez seccional, o ratio D/t , es en general importante tanto en el comportamiento seccional ya que la efectividad del confinamiento viene determinada por esta relación, como en el pandeo local. El Eurocódigo 4 limita el valor D/t en función de la resistencia del acero (Ecuación(2.1)), que para el caso de $f_y=320\text{MPa}$, el espesor relativo máximo es de $D/t=66.0$. A esta limitación se une el hecho de que los perfiles estructurales se comercializan en un rango discreto de espesores y diámetros. Para este estudio debido a la disponibilidad de los perfiles se escogieron las secciones $\text{Ø}100\times 3$, $\text{Ø}100\times 5$, $\text{Ø}125\times 5$ y $\text{Ø}160.1\times 5.7$ asegurando que no se sufriría pandeo local.

La longitud de las columnas, y por tanto la esbeltez geométrica L/D , fue tomada de forma que fuese posible realizar los test en los bancos de ensayos de laboratorio de Estructuras de la Universitat Jaume I. En concreto se escogieron dos longitudes: 2000mm y 3000mm. Además para proporcionar unas condiciones de columna simplemente apoyada, y para facilitar la excentricidad de la carga y permitir el giro, se construyeron sendos apoyos los cuales incrementan la longitud libre de la columna en 135mm en conjunto. Las excentricidades que se consiguen con estos apoyos especiales son 20mm y 50mm

Se utilizaron tres clases resistentes de hormigón: 30MPa, 70MPa, y 90MPa de resistencia nominal, de forma que se pueda trazar su efecto. Además se ensayaron elementos vacíos usados como calibración de las propiedades de los tubos estructurales y control de las series experimentales. La Fig. 4-1 muestra la denominación de cada uno de los ensayos realizados.

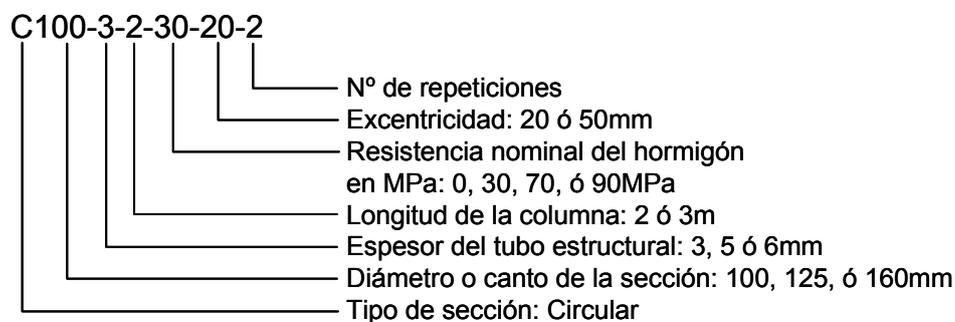


Fig. 4-1 Identificación de los experimentos

La Tabla 4-2 recoge los datos geométricos y mecánicos de la campaña de experimentos llevada a cabo. Las Fig. 4-2 a Fig. 4-5 muestran la posición que ocupan los experimentos propios, comparada con los experimentos de otros autores hallados en la literatura en función de las variables del ensayo. Puede observarse como esta campaña permite cubrir combinaciones de parámetros que no habían sido estudiadas anteriormente, como son altas esbelteces combinado con altas excentricidades relativas y hormigón de alta resistencia.

Tabla 4-2. Programa de experimentos

Id	Name	D (mm)	t (mm)	L (mm)	e (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)
C1	C100-3-2-30-20-2	100	3	2135	20	322	32.70
C2	C100-3-2-30-50-1	100	3	2135	50	322	34.50
C3	C100-3-2-70-20-1	100	3	2135	20	322	65.79
C4	C100-3-2-70-50-1	100	3	2135	50	322	71.64
C5	C100-3-2-90-20-1	100	3	2135	20	322	95.63
C6	C100-3-2-90-50-1	100	3	2135	50	322	93.01
C7	C100-3-3-00-20-1	100	3	3135	20	325	-*
C8	C100-3-3-00-50-1	100	3	3135	50	325	-*
C9	C100-3-3-30-20-1	100	3	3135	20	322	39.43
C10	C100-3-3-30-50-1	100	3	3135	50	322	36.68
C11	C100-3-3-70-20-1	100	3	3135	20	322	71.74
C12	C100-3-3-70-50-1	100	3	3135	50	322	79.55
C13	C100-3-3-90-20-1	100	3	3135	20	322	94.56
C14	C100-3-3-90-50-1	100	3	3135	50	322	90.40
C15	C100-5-2-00-20-1	101.6	5	2135	20	320	-*
C16	C100-5-2-00-20-2	101.6	5	2135	20	320	-*
C17	C100-5-2-00-50-1	100	5	2135	50	322	-*
C18	C100-5-2-30-20-1	100	5	2135	20	322	35.39
C19	C100-5-2-30-50-1	100	5	2135	50	322	30.54
C20	C100-5-2-70-20-1	100	5	2135	20	322	70.16
C21	C100-5-2-70-50-1	100	5	2135	50	322	61.00
C22	C100-5-2-90-20-1	101.6	5	2135	20	320	95.43
C23	C100-5-2-90-50-1	101.6	5	2135	50	320	81.66
C24	C100-5-3-30-20-1	101.6	5	3135	20	320	38.67
C25	C100-5-3-30-50-1	101.6	5	3135	50	320	39.56
C26	C100-5-3-70-20-1	101.6	5	3135	20	320	71.86
C27	C100-5-3-70-50-1	101.6	5	3135	50	320	72.49
C28	C100-5-3-90-20-1	101.6	5	3135	20	320	86.39
C29	C100-5-3-90-50-1	101.6	5	3135	50	320	96.74
C30	C125-5-3-90-20-1	125	5	3135	20	322	87.98
C31	C125-5-3-90-50-1	125	5	3135	50	322	96.97
C32	C125-5-3-90-20-2	125	5	3135	20	322	107.33
C33	C125-5-3-90-50-2	125	5	3135	50	322	97.92
C34	C160-6-3-90-20-1	160.1	5.7	3135	20	322	87.38
C35	C160-6-3-70-50-1	160.1	5.7	3135	50	322	74.75
C36	C160-6-3-90-20-2	160.1	5.7	3135	20	322	83.08
C37	C160-6-3-90-50-1	160.1	5.7	3135	50	322	98.50

* Columna vacía

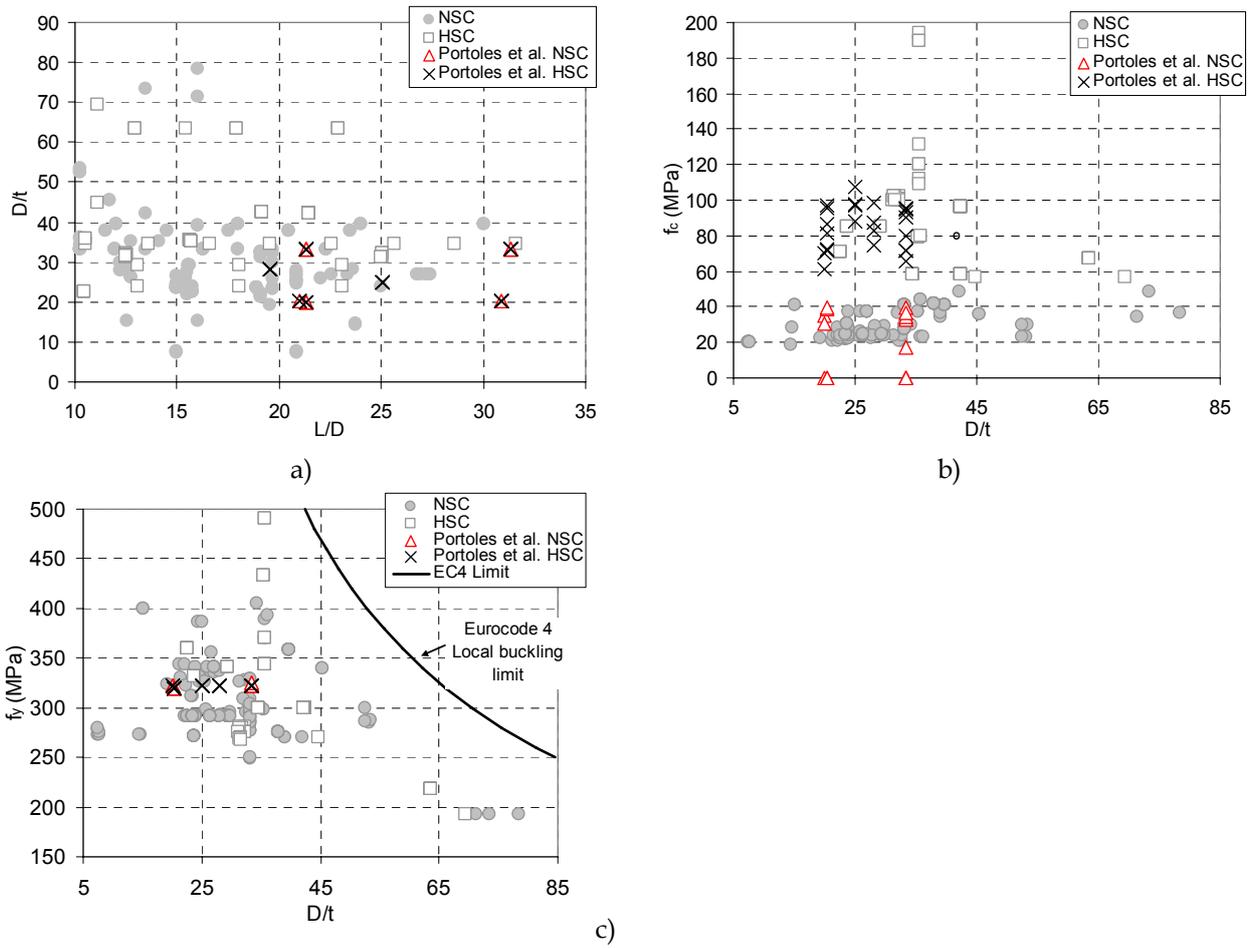


Fig. 4-2 Comparación de experimentos de la bibliografía y experimentos propios en función de a) la esbeltez geométrica L/D y el ratio D/t ; b) la esbeltez geométrica L/D y la resistencia del hormigón f_c ; c) el ratio D/t y el límite elástico del acero f_y

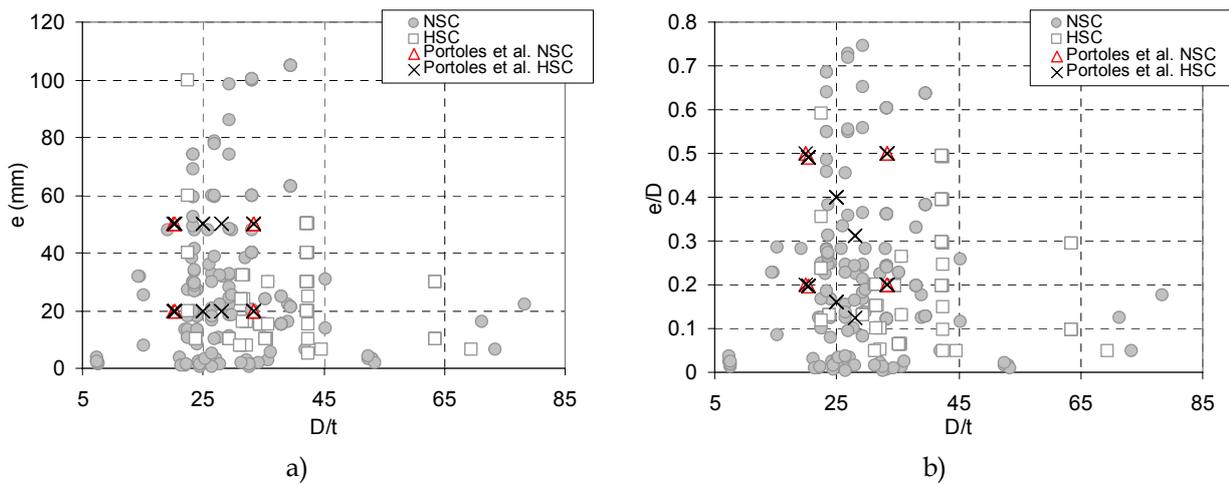
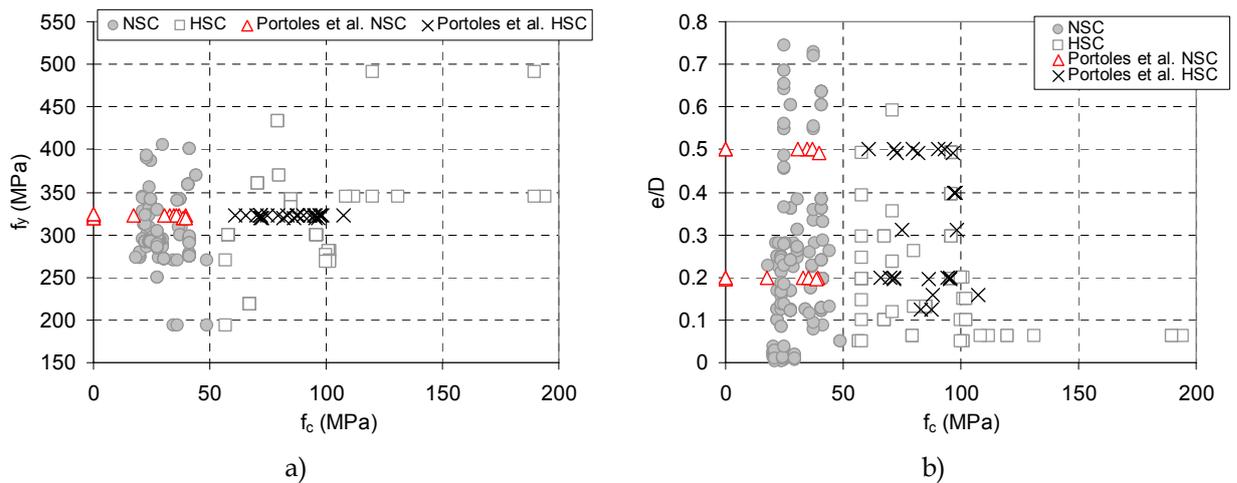
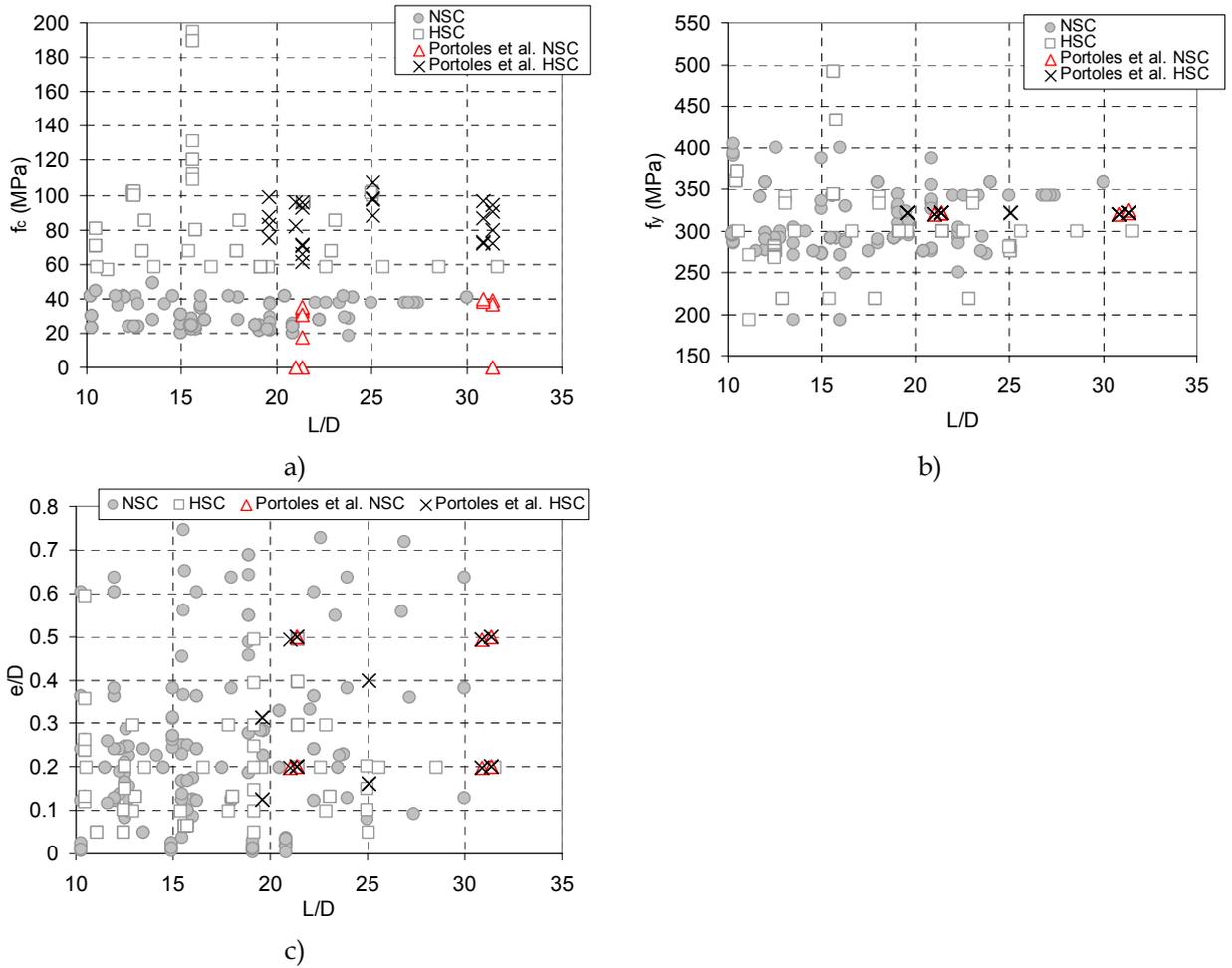


Fig. 4-3 Comparación de experimentos de la bibliografía y experimentos propios en función de D/t a) la excentricidad y b) la excentricidad relativa e/D



4.3 Especímenes de ensayo

4.3.1 Materiales

4.3.1.1 Hormigón

La construcción y el ensayo de los especímenes de la campaña experimental se llevaron a cabo en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Jaume I de Castellón. La mezcla de hormigón también se realizó in situ, para lo que se utilizaron las dosificaciones de la Tabla 4-3. El control de las propiedades del hormigón se realizó con la toma de probetas cilíndricas Ø150mm x 300mm y cúbicas de 100mm, obtenidas de la misma amasada. El molde de las probetas cilíndricas se rellenó en dos tandas, vibrando la mezcla entre medio, mientras que las cúbicas de una sola vez y se utilizó un vibrador de aguja para permitir la liberación de aire ocluido.

En algunos casos el volumen necesario para rellenar las columnas era superior al volumen de la mezcladora y se necesitaron dos amasadas, por lo que se tomaron muestras de ambas amasadas.

Las probetas fueron tapadas con un paño húmedo y desmoldeadas al día siguiente de haberlas rellenado. Posteriormente se conservaron de forma normalizada, inmersas en un tanque con agua saturada de sosa cáustica hasta el día del ensayo de la columna. Las probetas cilíndricas se refrentaron para el ensayo depositando una mezcla de azufre y arena silíceas en la cara rugosa, mientras que las cúbicas no necesitaron de preparación específica.

Para obtener el valor de la resistencia del hormigón, se utilizó el promedio de los valores de las probetas cilíndricas ensayadas. En caso de no disponer de dichos valores se utilizaron los valores promedio de resistencia de las probetas cúbicas, una vez expresadas en su equivalente cilíndrico, según el criterio del Eurocódigo 2. [11]

El módulo de elasticidad del hormigón en compresión fue obtenido conforme el Eurocódigo 2 [11] como

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad (4.1)$$

Tabla 4-3 Dosificación del hormigón

f_c nominal (MPa)	30	70	90
Cemento (kg/ m ³) CEM I 32.5 R; CEM I 52.2 R (UNE 197-1)	348 (32.5)	425 (52.2)	570 (52.2)
Arena 0-4 (kg/ m ³)	1065	918	705
Grava 4-12 (kg/ m ³) Procedente de machaqueo	666	918	890
Agua (L/ m ³)	220	180	180
Humo de Sílice (kg/ m ³) Sika Fume S-92-D	--	--	50
Fluidificante (kg/ m ³) Bettor, Glenium 303 CC al 2.5% en peso del ligante (cemento).	--	10.6	12.3

4.3.1.2 Acero

Se decide utilizar perfiles tubulares de acero estructural, de grado S275 JOH, por su disponibilidad comercial y economía. Estos tubos son fabricados a partir de chapa laminada en caliente de grado S275 y posteriormente conformados en frío para dar la forma al tubo. El tubo se termina con una soldadura eléctrica longitudinal.

Aunque el límite elástico de partida del acero del tubo viene marcado por el grado, con un valor mínimo de $f_y = 275\text{MPa}$, el proceso de conformado añade un estiramiento que provoca un aumento en dicho límite, que es función del número de dobleces que tiene el tubo. Por otro lado la soldadura longitudinal genera tensiones residuales en la vecindad de ésta. En el caso de los perfiles circulares utilizados en este estudio el límite elástico del tubo circular aumenta hasta un valor alrededor de $f_y = 320\text{MPa}$, dependiendo de la remesa del tubo. Éste valor fue obtenido mediante el ajuste del modelo numérico de columnas CFT vacías y concuerda con el obtenido experimentalmente. Los límites elásticos obtenidos de esta forma están recogidos en la Tabla 4-2.

El módulo de elasticidad se tomó como $E_a = 210\text{GPa}$, de acuerdo al Eurocódigo 3 [86]

Por otro lado, se obtuvo una tensión de rotura en el ensayo hasta rotura de una rodaja de tubo de sección $\varnothing 100 \times 3$ en compresión de valor $f_u = 357\text{MPa}$.

4.3.2 Fabricación

Para poder unir el elemento de ensayo de los apoyos externos que proporcionan la excentricidad, fue necesario añadir al tubo estructural dos planchas cuadradas de acero de 300mm x 300mm y 5mm de espesor. La plancha inferior se soldó al tubo

previamente al llenado del mismo con hormigón, y verificando la perpendicularidad de ambas piezas. La soldadura de la plancha con el tubo se realizó de forma que la soldadura longitudinal del tubo no coincidiera con la posición de las galgas extensométricas con las que se va a instrumentar la columna CFT, ya que dicha soldadura no tiene tratamiento térmico posterior e incluye tensiones residuales en su vecindad.

Para asegurar el contacto simultáneo del tubo y el núcleo con la plancha de cierre y de esta forma asegurar el reparto de cargas, se recreció el hormigón unos 2mm por encima de la boca del tubo estructural. El recrecido se consiguió por medio de un anillo alrededor de la boca del mismo (Fig. 4-6 c).

Posteriormente se procedió con el llenado del tubo que se colocaba en una posición inclinada para facilitar la salida de aire ocluido en su interior. (Fig. 4-6 b) Aproximadamente cada medio metro de altura de hormigón se introducía el vibrador de aguja en el tubo y se homogeneizaba la mezcla, permitiendo la salida del aire ocluido. Cuando el tubo estaba casi lleno, éste se colocaba en posición vertical y se terminaba de llenar. Finalmente el extremo superior del tubo se cubría con una tela húmeda y una lámina de plástico para evitar deshidrataciones en el fraguado. La Fig. 4-6 muestra el proceso.

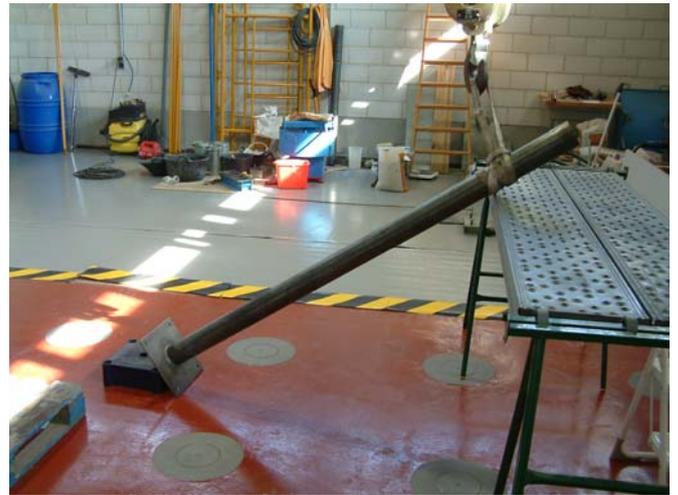
Unos días antes del ensayo, y una vez que el hormigón había fraguado, se procedió al fratasado del recrecido de hormigón hasta su enrase con la altura del tubo y posteriormente se soldó la placa superior.

Finalmente se instalaron las galgas extensométricas en su superficie, quedando el elemento completado y a la espera de ser ensayado.

Las columnas se ensayaron a los 28 días de haberse hormigonado. En varios casos fue imposible ensayarlas en dicha fecha por la disponibilidad de laboratorio. En tales casos siempre se realizaron con un mínimo de 28 días. En todos los casos, las probetas de hormigón que acompañaban a cada espécimen se ensayaron el mismo día del ensayo de la columna en todos los casos.



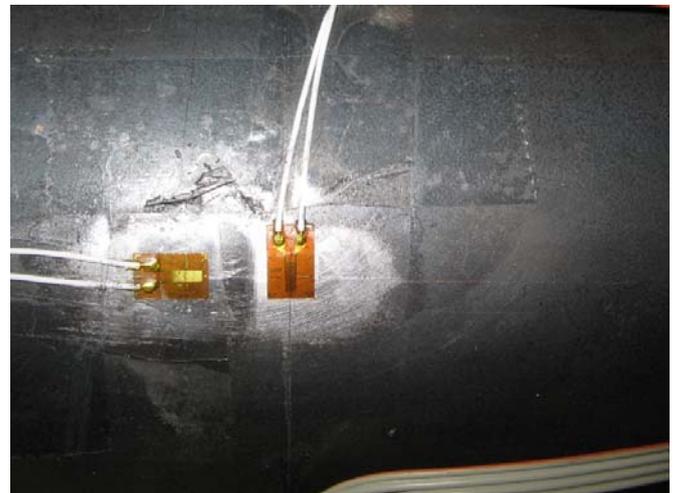
a)



b)



c)



d)

Fig. 4-6 Proceso de llenado y fabricación de las columnas CFT. a) mezcla, b) tubo estructural de 2m de longitud en posición inclinada preparado para proceder al llenado, c) llenado de una columna de 3m d) disposición de las galgas extensométricas

4.4 Descripción del banco de ensayos

4.4.1 Apoyos

Para poder realizar el ensayo de columnas bajo carga axial de compresión excéntrica ha sido necesario diseñar y construir unos apoyos específicos que permitan el giro y a su vez un rango de variación de excentricidades modulable de forma precisa para que los resultados sean fiables. Además los apoyos deben ser capaces de distribuir la carga homogéneamente a toda la sección.

Cada apoyo está formado por un conjunto de tres piezas: punzón, portapunzón y hembra (Fig. 4-7). Entre ellos forman un ensamblaje que permite el giro en el plano de la excentricidad mientras lo limita en el plano perpendicular. Esta disposición se repite en ambos extremos de la columna. Dadas las cargas elevadas y la presión que va a sufrir, el punzón se ha fabricado en acero para herramientas F5212. Las otras dos piezas se han fabricado en acero S500. El punzón va colocado en la ranura del portapunzón dispuesta a tal fin, y soldado. Se disponen dos subconjuntos, en uno de ellos el portapunzón se une a la estructura del pórtico de ensayos mientras que en el otro extremo del pilar se dispone el otro subconjunto simétricamente uniendo dicho portapunzón a la cabeza del actuador.

Otra de las piezas que forman el conjunto es una hembra que lleva mecanizadas dos acanaladuras para alojar el punzón. Estas ranuras están descentradas respecto de su eje, proporcionando la excentricidad necesaria para el ensayo (20 ó 50mm). Estas hembras se unen a los extremos de la columna por medio de pernos.

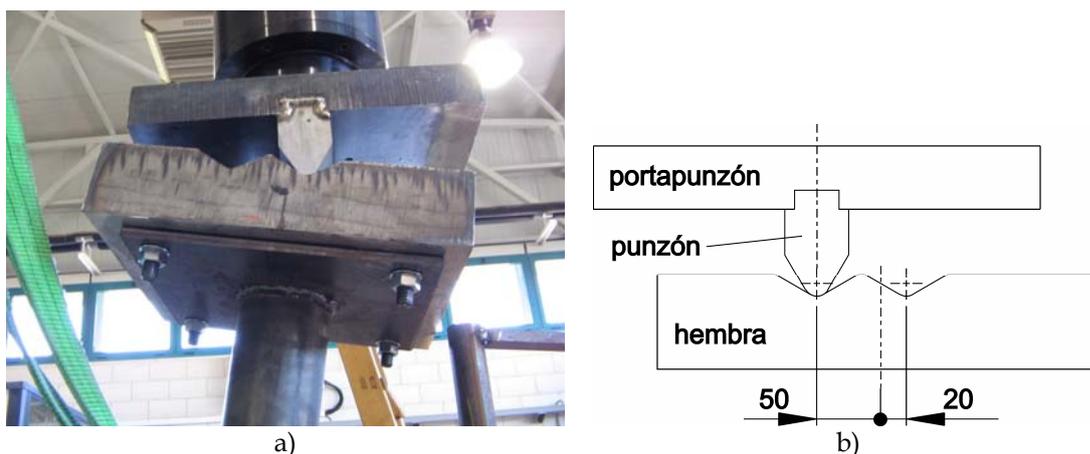


Fig. 4-7 Conjunto de apoyo. a) Apoyo superior instalado en el pórtico vertical. b) Vista esquemática

4.4.2 Pórticos de ensayos

Es necesario disponer de un sistema para la realización de los ensayos capaz de ejercer una fuerza de compresión mayor que la máxima carga teórica de los ensayos y a su vez que sea capaz de alojar especímenes de una longitud mínima de 3 metros más el espacio ocupado por los apoyos. Además debe de ser lo suficientemente rígido como para que la deformación axial del pórtico sometido a la carga de ensayo sea despreciable frente a la deformación axial del espécimen. En el laboratorio de Estructuras y Construcción de la Universitat Jaume I. de Castellón se dispone de un pórtico vertical de ensayos formado por una losa de carga y un sistema modular de barras y vigas armadas. Dicho sistema está dotado de un actuador hidráulico de 2000kN controlado por un sistema informático. Durante la realización de ensayos el pórtico vertical se configuró tal como se muestra en la Fig. 4-8.



Fig. 4-8 Pórtico vertical de 2000kN y 2.5m

La altura máxima libre del pórtico vertical es de 2.5m, por lo que las columnas de 3m de longitud no podían ensayarse. Por este motivo se diseñó y adquirió un nuevo pórtico con mayores límites en carga y longitud. Debido a la altura libre de la cubierta de laboratorio el nuevo pórtico se colocó en posición horizontal. Éste es autoportante, es decir no transmite esfuerzos a la losa de carga salvo el peso propio.

La capacidad del nuevo actuador hidráulico es de 5000kN y en él se pueden ensayar elementos de hasta 4.5m de longitud. El sistema de control está compartido con el pórtico vertical, de forma que se puede seleccionar cuál de las dos máquinas está activa. Al situarse en posición horizontal fue necesario además diseñar una serie de carros que soportasen el peso propio del actuador, de los apoyos y del elemento a ensayar, pero que no interfirieran en el ensayo. Además se rigidizaron los extremos de la máquina, donde van colocados los apoyos, para evitar el giro involuntario de los mismos y el alargamiento del pórtico. Este segundo pórtico puede observarse en la Fig. 4-9.

Durante la campaña, todos los experimentos de columnas de 3m y alguno de los de mayor carga axial resistente de las columnas de 2 m se realizaron en este pórtico horizontal, y sólo los primeros ensayos de 2m de menor carga axial resistente se realizaron en el vertical.



Fig. 4-9 Pórtico horizontal de 5000kN y 4.5m

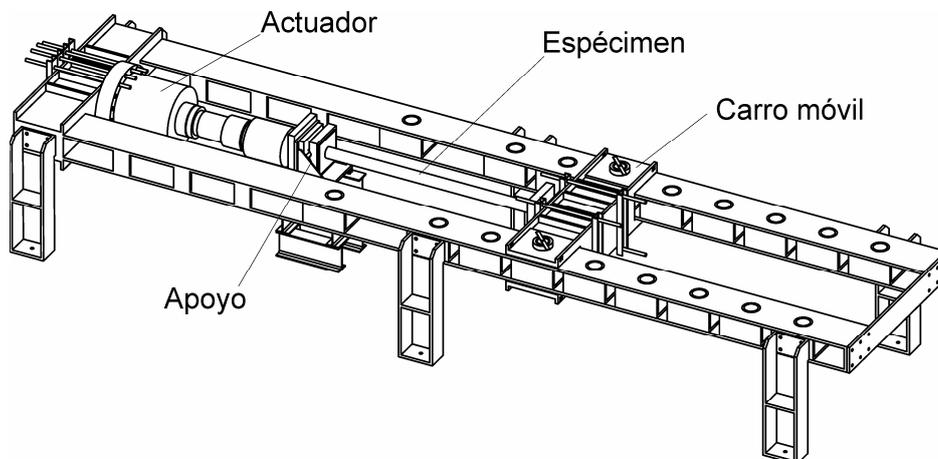


Fig. 4-10 Modelo CAD del pórtico horizontal

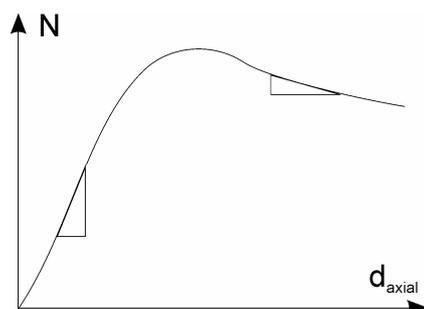
4.4.3 Sistema de control

Tanto el actuador de 2000kN perteneciente al pórtico vertical, como el actuador de 5000kN perteneciente al pórtico horizontal comparten el grupo hidráulico que alimenta los cilindros y sistema de control. Se trata de un sistema *ad hoc* y por tanto cerrado, proporcionado por la empresa Ibertest. El actuador está instrumentado con una célula de carga que mide la compresión o tensión ejercida, y por un captador de desplazamiento que mide el desplazamiento axial del actuador.

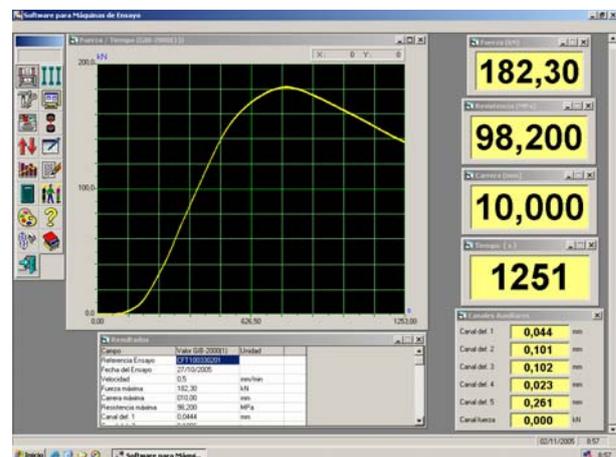
Gracias a estos instrumentos de medida, el control informático puede controlar el avance bien por fuerza o bien por desplazamiento. La curva fuerza axial - desplazamiento axial, que es la respuesta del espécimen que ve el actuador, tiene una rigidez elevada en la zona lineal de ascenso, donde pequeños incrementos de desplazamiento tienen como resultado grandes incrementos de fuerza. Por el contrario una vez se ha superado el máximo de carga, la rigidez es inferior en valor absoluto por lo que hay grandes incrementos de desplazamiento con pequeños incrementos de fuerza. Dado que se quiere obtener la respuesta post-pico y medir la ductilidad se prefirió el control por desplazamiento.

La velocidad de avance fue configurada en función de la duración del experimento y el tiempo en alcanzar la carga máxima resultando en todos los casos avances en torno a 1mm/min.

Además, el sistema controla cinco medidas adicionales de desplazamiento, por medio de captadores de tipo transformador diferencial de variación lineal (LVDT).



a)



b)

Fig. 4-11 Sistema de control. a) Curva fuerza axial-desplazamiento axial monótona típica.. b) Software Ibertest

4.5 Instrumentación y toma de datos

Para poder obtener información relevante de los parámetros del ensayo se instrumentó no solamente el espécimen, sino también el propio banco de ensayos. La instrumentación constaba de 6 galgas extensométricas situadas en la sección central del elemento, que en flexión de curvatura simple corresponde con la sección más solicitada. Tres de estas galgas estaban orientadas longitudinalmente, y otras tres circunferencialmente (Fig. 4-6d). Las galgas están colocadas en la sección en posiciones a 0° , 90° y 180° según se indica en la Fig. 4-12. La medida a 270° se corresponde con la medida a 90° por ser simétricas respecto al plano perpendicular a la flexión. Salvo errores experimentales, y tras su comprobación experimental, su valor debe coincidir, por lo que no se instaló.

Además se midió la deflexión del elemento durante el ensayo en 5 puntos situados a 25%, 37.5%, 50%, 62.5% y 75% de la longitud del elemento. Para ello se utilizaron los LVDTs que nos proporcionaba el sistema de control. Los tres centrales tenían una carrera máxima de 100mm, mientras que los extremos 40mm.

Se realizaron medidas adicionales sobre el pórtico de ensayos, para corregir las posibles deformaciones por el estiramiento del mismo. Estas medidas incluían 4 galgas extensométricas en dirección longitudinal (paralelas a la dirección de aplicación de la carga y a la directriz del espécimen), adheridas a las columnas del pórtico y un captador de desplazamiento apoyado sobre el carro móvil del mismo (Fig. 4-9).

Para poder registrar los datos generados por los captadores y galgas se utilizó un equipo de adquisición de datos con visualización por ordenador formado por un sistema MGCPlus y el programa CATMAN de la empresa HBM. De esta forma la fuerza axial, y la deflexión en cada altura de la columna se obtenían del sistema de control y las medidas de deformaciones y el voltaje de salida de la célula de carga se completaban con el sistema de adquisición de datos auxiliar. En ambos casos la frecuencia de muestreo fue de 50Hz.

Para proceder al sincronizado de ambos conjuntos de registros temporales de datos experimentales se duplicó el canal de medida de la fuerza axial en ambos sistemas. Una vez recogidos los datos estos se comparaban y se ajustaba el desfase

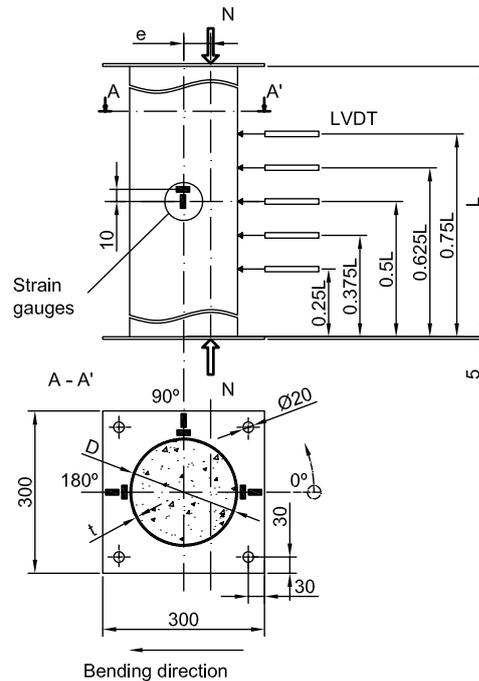


Fig. 4-12 Disposición de la instrumentación sobre la columna (sin escala)

4.6 Procedimiento durante el ensayo

Una vez preparado el espécimen para su ensayo, se le atornillaban las hembras de los apoyos, orientándolas de forma que se consiguiese la excentricidad buscada, y se colocaba en el pórtico. Una vez allí se colocaban los captadores de desplazamiento sobre una estructura auxiliar fija y se conectaba la instrumentación al sistema de adquisición de datos y al control del mismo. Posteriormente se procedió al calibrado y puesta a cero de los instrumentos de medida. Además se dispuso de una cámara de video que permitía visualizar y grabar el ensayo.

Las ventanas de los sistemas de control y adquisición permitían controlar la evolución de las variables, principalmente a través de la gráfica de fuerza axial - desplazamiento axial. El ensayo se llevaba hasta superar el máximo de resistencia y una vez dentro de la rama de descenso, hasta que se alcanzaba el límite de carrera de algún captador de desplazamiento, que en todos los casos fueron los captadores de los extremos, a $x/L = 0.25$ y $x/L = 0.75$, que eran de 40 mm de carrera. En este punto se detenía el avance del actuador, se detenía la grabación de datos por parte del sistema de adquisición y la grabación de video.

4.7 Postprocesado de los datos experimentales

Una vez realizado el ensayo, se procedía al postprocesado fuera de línea de los datos experimentales, que consistía en la sincronización de los datos registrados, una corrección de la pendiente inicial, y el filtrado y adecuación de la frecuencia de muestreo.

Las dos fuentes de datos (registros adquiridos mediante el sistema de control y mediante el sistema auxiliar de adquisición de datos) tenían un desfase temporal entre ambas, debido a que el sistema de adquisición auxiliar comenzaba a grabar previamente a que el sistema de control se pusiera en funcionamiento. Para poder corregir el desfase se procedió con un ajuste por mínimos cuadrados entre los registros de ambos sistemas.

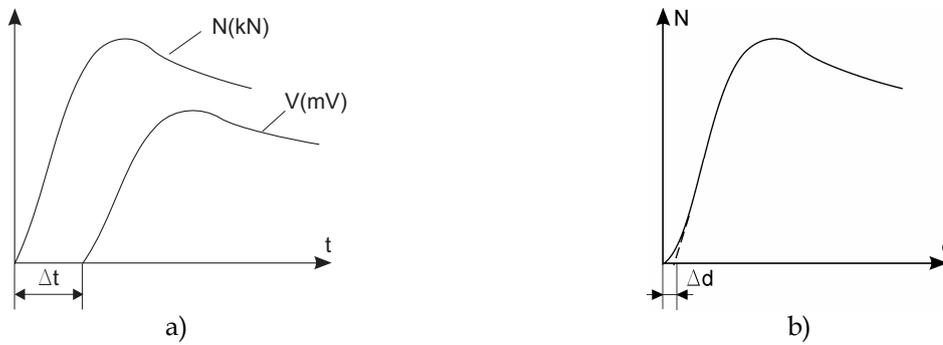


Fig. 4-13 Postprocesado de los datos experimentales. a) Corrección del desfase, b) corrección del ablandamiento

La Fig. 4-13 a) muestra la corrección del desfase. Sea $N(\text{kN})$ la fuerza axial registrada por el sistema de control, y sea $V(\text{mV})$ el voltaje medido por el sistema de adquisición de datos. Entre estas dos variables existe una relación lineal de escala y un desfase de forma que

$$N(t) = a_1 V(t + \Delta t) + a_2 \quad (4.2)$$

Conocido el desfase inicial Δt se puede hallar el valor de los coeficientes a_1, a_2 por medio de una regresión por mínimos cuadrados

$$\begin{pmatrix} N(t_1) \\ N(t_2) \\ \vdots \\ N(t_n) \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} V(t_1 + \Delta t) & 1 \\ V(t_2 + \Delta t) & 1 \\ \vdots & \vdots \\ V(t_n + \Delta t) & 1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} a_1 \\ a_2 \end{pmatrix}; \quad \tilde{\mathbf{N}} = \tilde{\mathbf{V}} \tilde{\mathbf{a}}; \quad n < m, \quad (4.3)$$

$$\tilde{\mathbf{a}} = \tilde{\mathbf{V}} \setminus \tilde{\mathbf{N}} \quad (4.4)$$

siendo n el número de registros de N y m el número de registros de V . En un sistema de ecuaciones compatible determinado el operador ' \setminus ' resuelve el mismo por

eliminación gaussiana. Si el sistema es incompatible y por tanto tiene más ecuaciones que incógnitas, el operador '\ ' implica el cálculo de la pseudo inversa, tal que

$$\tilde{\mathbf{V}} \setminus \tilde{\mathbf{N}} = \text{pinv}(\tilde{\mathbf{V}})\tilde{\mathbf{N}} = (\tilde{\mathbf{V}}^T [\tilde{\mathbf{V}}^T \tilde{\mathbf{V}}]^{-1})\tilde{\mathbf{N}} \quad (4.5)$$

El coeficiente de regresión se calcula como la norma del residuo, siendo éste

$$\mathbf{R} = \tilde{\mathbf{N}} - \tilde{\mathbf{a}}\tilde{\mathbf{V}} \quad (4.6)$$

$$r = \sqrt{\mathbf{R}^T \mathbf{R}} \quad (4.7)$$

Para cada desfase inicial Δt se obtiene un coeficiente de regresión r . El desfase será aquél que maximice el coeficiente de regresión y que más cercano a 1 se encuentre. Se observa que el residuo tiene una evolución cuadrática con el desfase por lo que obteniendo dicho coeficiente para tres valores suficientemente espaciados del desfase inicial se puede obtener la ecuación que los relaciona. Y el máximo de la función se obtiene por derivación.

$$r = b_1 \Delta t^2 + b_2 \Delta t + b_3 \quad (4.8)$$

$$\frac{dr}{d\Delta t} = 0; \quad \Delta t = -\frac{b_2}{2b_1} \quad (4.9)$$

Los registros de desplazamiento muestran una zona de ablandamiento o menor rigidez inicial (Fig. 4-13b). Esta menor rigidez es producida por el ajuste y asentamiento de las piezas que componen el pórtico así como del espécimen dentro de los apoyos. La corrección se realizó eliminando la deformación inicial del registro de desplazamiento para lo que se extrapolaron los valores de los primeros registros que tenían un comportamiento lineal. Finalmente se filtró la señal y se redujo la frecuencia de muestreo a 1 registro /seg. considerándose suficiente para el estudio monótono con la velocidad de avance indicada.

4.8 Resultados

Los resultados obtenidos en la campaña experimental se muestran a continuación. Además se ha incluido en el Anexo 11.2, a modo de ejemplo la ficha del ensayo C100-3-3-90-20-1. La Tabla 4-4 recoge los resultados experimentales más importantes para caracterizar la respuesta. Por un lado la carga axial máxima experimental (N_{\max}). Por otro lado el índice de ductilidad (DI). Se define el índice de ductilidad como

$$DI = \frac{d(85\%N_{\max})}{d(N_{\max})} \quad (4.10)$$

donde $d(N_{max})$ es la deflexión de la columna a media altura en el instante en que se alcanza la máxima carga y $d(85\%N_{max})$ es la deflexión de la columna cuando la carga se reduce a un 85% del máximo, una vez superado éste (Fig. 4-14). En algunas ocasiones se detuvo el ensayo en el momento en que algún captador de desplazamiento alcanzaba su máxima carrera, por lo que no se alcanzó el punto de medida de la ductilidad. En tales casos se realizó una extrapolación lineal con el último cuarto de los registros entre en el pico de carga máxima y el último registro. La columna de la tabla identificada como "Extrap." indica con un 1 los casos en los que se procedió de tal modo.

Tabla 4-4 Resultados experimentales

Id.	Name	d(N_{max}) (mm)	N_{max} (kN)	d(85%N_{max}) (mm)	Extrap.	DI
C1	C100-3-2-30-20-2	20.09	181.56	45.06	0	2.24
C2	C100-3-2-30-50-1	29.13	117.49	54.05	0	1.86
C3	C100-3-2-70-20-1	24.67	248.58	45.92	1	1.86
C4	C100-3-2-70-50-1	33.45	151.59	54.84	0	1.64
C5	C100-3-2-90-20-1	26.23	271.04	45.90	1	1.75
C6	C100-3-2-90-50-1	35.11	154.24	64.54	1	1.84
C7	C100-3-3-00-20-1	42.82	115.66	71.85	1	1.68
C8	C100-3-3-00-50-1	49.47	82.42	104.48	1	2.11
C9	C100-3-3-30-20-1	29.39	140.32	59.39	1	2.02
C10	C100-3-3-30-50-1	46.28	93.75	99.75	1	2.16
C11	C100-3-3-70-20-1	38.57	159.55	71.10	1	1.84
C12	C100-3-3-70-50-1	50.01	102.75	109.55	1	2.19
C13	C100-3-3-90-20-1	33.79	160.33	67.52	1	2.00
C14	C100-3-3-90-50-1	48.05	106.80	140.93	1	2.93
C15	C100-5-2-00-20-1	21.81	223.37	52.39	0	2.40
C16	C100-5-2-00-20-2	23.91	226.61	54.43	0	2.28
C17	C100-5-2-00-50-1	37.79	142.19	95.20	1	2.52
C18	C100-5-2-30-20-1	22.90	270.02	54.94	1	2.40
C19	C100-5-2-30-50-1	35.20	161.26	84.94	1	2.41
C20	C100-5-2-70-20-1	27.28	313.55	56.87	1	2.08
C21	C100-5-2-70-50-1	38.98	183.81	86.53	1	2.22
C22	C100-5-2-90-20-1	27.04	330.40	50.92	0	1.88
C23	C100-5-2-90-50-1	34.42	213.46	66.02	1	1.92
C24	C100-5-3-30-20-1	36.39	212.48	72.13	1	1.98
C25	C100-5-3-30-50-1	48.44	144.83	114.43	1	2.36
C26	C100-5-3-70-20-1	43.76	231.35	97.07	1	2.22
C27	C100-5-3-70-50-1	63.47	153.16	133.64	1	2.11
C28	C100-5-3-90-20-1	40.22	246.82	80.12	1	1.99
C29	C100-5-3-90-50-1	54.01	164.95	126.71	1	2.35
C30	C125-5-3-90-20-1	34.48	474.17	64.60	0	1.87
C31	C125-5-3-90-50-1	49.96	317.90	84.23	1	1.69
C32	C125-5-3-90-20-2	32.87	489.47	61.42	0	1.87
C33	C125-5-3-90-50-2	48.11	322.97	81.23	1	1.69
C34	C160-6-3-90-20-1	26.36	1012.47	51.77	0	1.96
C35	C160-6-3-70-50-1	39.73	642.16	72.20	1	1.82
C36	C160-6-3-90-20-2	29.43	1011.52	53.99	0	1.83
C37	C160-6-3-90-50-1	38.00	686.21	67.16	1	1.77

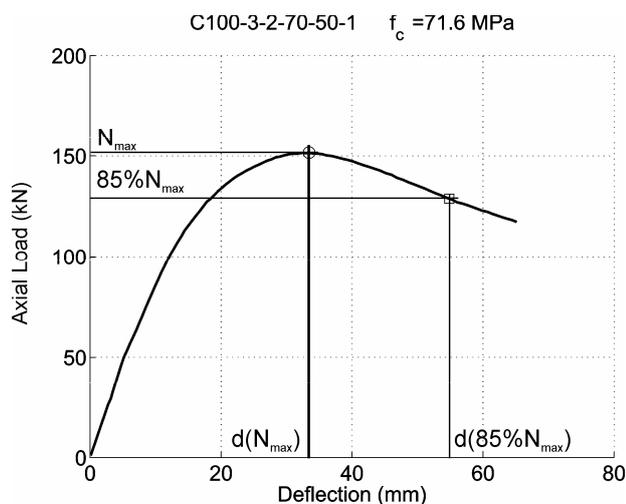


Fig. 4-14 Definición del índice de ductilidad para el ensayo C100-3-2-70-50-1

De cada uno de los ensayos se obtuvieron gráficas de resultados. Dada la extensión de estos datos se muestra como ejemplo los resultados del ensayo C100-3-2-90-50-1, una vez corregido el desfase inicial y el ajuste físico entre las piezas. La Fig. 4-15a) muestra la fuerza axial aplicada frente al desplazamiento axial. Puede verse como a partir de un 75% de la carga máxima la no linealidad es apreciable.

La Fig. 4-15b) contiene la gráfica de las medidas de deflexión tomadas por los captadores de desplazamiento en diferentes alturas de la columna, frente a la fuerza axial. Puede observarse como la deflexión a media altura de la columna ($x/L=0.5$) adelanta al resto de deflexiones. Si se representa esta deflexión en función de la posición de los captadores se obtiene la deformada de la columna. La Fig. 4-15e) muestra dicha deformada para varios instantes del ensayo, cuando la carga axial tiene un valor de $0.2N_{max}$, $0.85N_{max}$ y N_{max} . También se muestra la deformada en la zona post-pico, cuando hay aplicada una carga de valor $0.85N_{max}$, coincidiendo con el punto que se toma para el cálculo del índice de ductilidad. Junto a éstas se ha añadido la deformada teórica sinusoidal con valor máximo en el centro de la columna. Esta deformada es el primer modo de pandeo de la columna. Para el caso del ensayo mostrado se observa inicialmente diferencias entre la curva teórica y la medida, diferencias que se hacen más pequeñas con valores superiores de carga aplicada.

Las Fig. 4-15c) y d) representan las deformaciones longitudinales y circunferenciales respectivamente, de la sección a media altura de la columna CFT. Recordando la Fig. 4-12 puede identificarse la posición en la que están instaladas las galgas extensométricas (0° , 90° , 180°). La posición en 0° está en el lado de compresión de la columna, que coincide con el lado en el cual se ha aplicado la excentricidad de la carga. En esta posición la galga en dirección longitudinal muestra valores negativos (compresión) mientras que por el efecto de Poisson la deformación

circunferencial tiene valores positivos. En el lado a 180° , la deformación longitudinal es de tracción, mientras que la deformación circunferencial es de compresión. En la zona central la galga a 90° puede variar su valor (tracción o compresión) en función de dónde se encuentre la línea neutra de la sección, para cada nivel de carga axial. La forma final que alcanza la sección es compleja. Dadas las deformaciones circunferenciales se observa una sección ovalizada en la que la zona a 0° se estrecha en la dirección de la flexión y se alarga en dirección perpendicular.

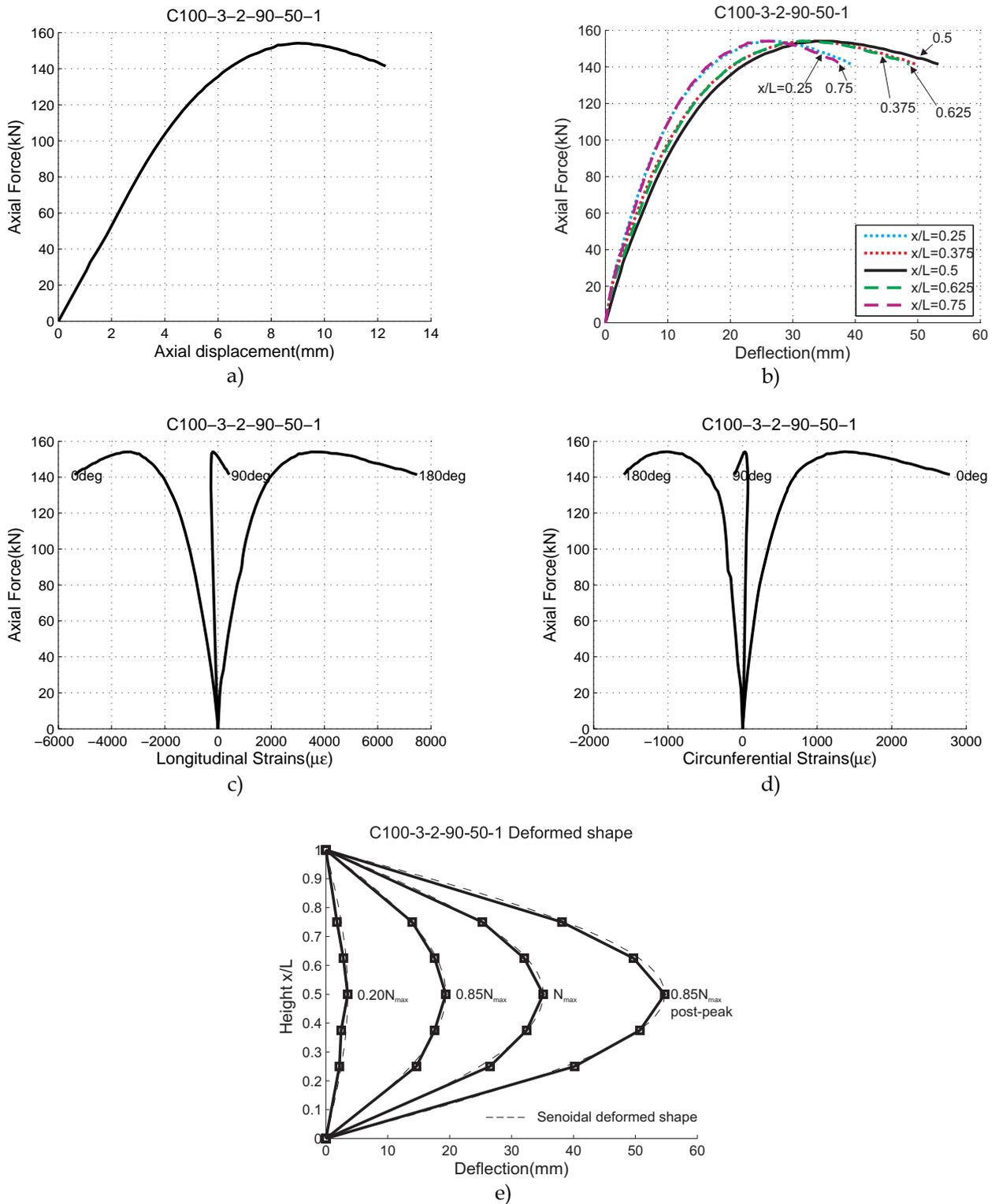


Fig. 4-15 Resultados del ensayo C100-3-2-90-50-1

5. Análisis de resultados experimentales

En este capítulo se analizan los resultados obtenidos de los ensayos experimentales descritos en el capítulo anterior. Se estudia el efecto de las variables de diseño sobre la respuesta de la columna CFT a nivel elemento y a nivel sección.

5.1 Respuesta fuerza axial – desplazamiento trasversal

La Fig. 5-1 presenta las curvas de fuerza axial frente a desplazamiento trasversal de la sección de la columna situada a media altura. En el Anexo 11.3 se incluyen estas gráficas de forma individual, junto con la simulación numérica de cada una de ellas. Estas curvas se han organizado en series según su sección y su longitud. De la Fig. 5-1a) hasta la Fig. 5-1d) muestran las series de ensayos de diámetro 100mm. Para estos ensayos la tendencia general es la esperada. Cuando la excentricidad de la carga axial o la longitud de la columna aumentan, la carga máxima resistente disminuye. Esta reducción es más apreciable cuando la excentricidad o la longitud son menores. Cuando el espesor de la pared del tubo estructural o la resistencia del hormigón aumenta, también lo hace la capacidad de carga, si bien este aumento es reducido entre hormigones de alta resistencia. Así la mejora en la respuesta entre una misma columna rellena con hormigón de 30MPa y 60MPa es mayor que la diferencia entre hormigones de 60MPa y 90MPa.

No obstante se deben apuntar algunos aspectos. A la vista de las Fig. 5-1 a) y b), y de las Fig. 5-1c) y d), puede comprobarse como las columnas de longitud inferior (series C100-3-2 y C100-5-2) tienen menor ductilidad que sus equivalentes de mayor longitud (series C100-3-3, y C100-5-3). También es interesante observar las series de 3mm de espesor y 3m de longitud (series C100-3-3) donde apenas hay diferencia en la respuesta cuando la columna se rellena con hormigón de 71MPa y 94MPa de resistencia. Esto parece apuntar que el fallo se produce por plastificación del acero, y a pesar de que se aumente la resistencia del hormigón ésta tiene poco efecto.

Para los casos con mayores excentricidades y esbelteces puede observarse como no es demasiado útil usar HSC, más caro que NSC, si lo que se intenta es aumentar la resistencia de la columna.

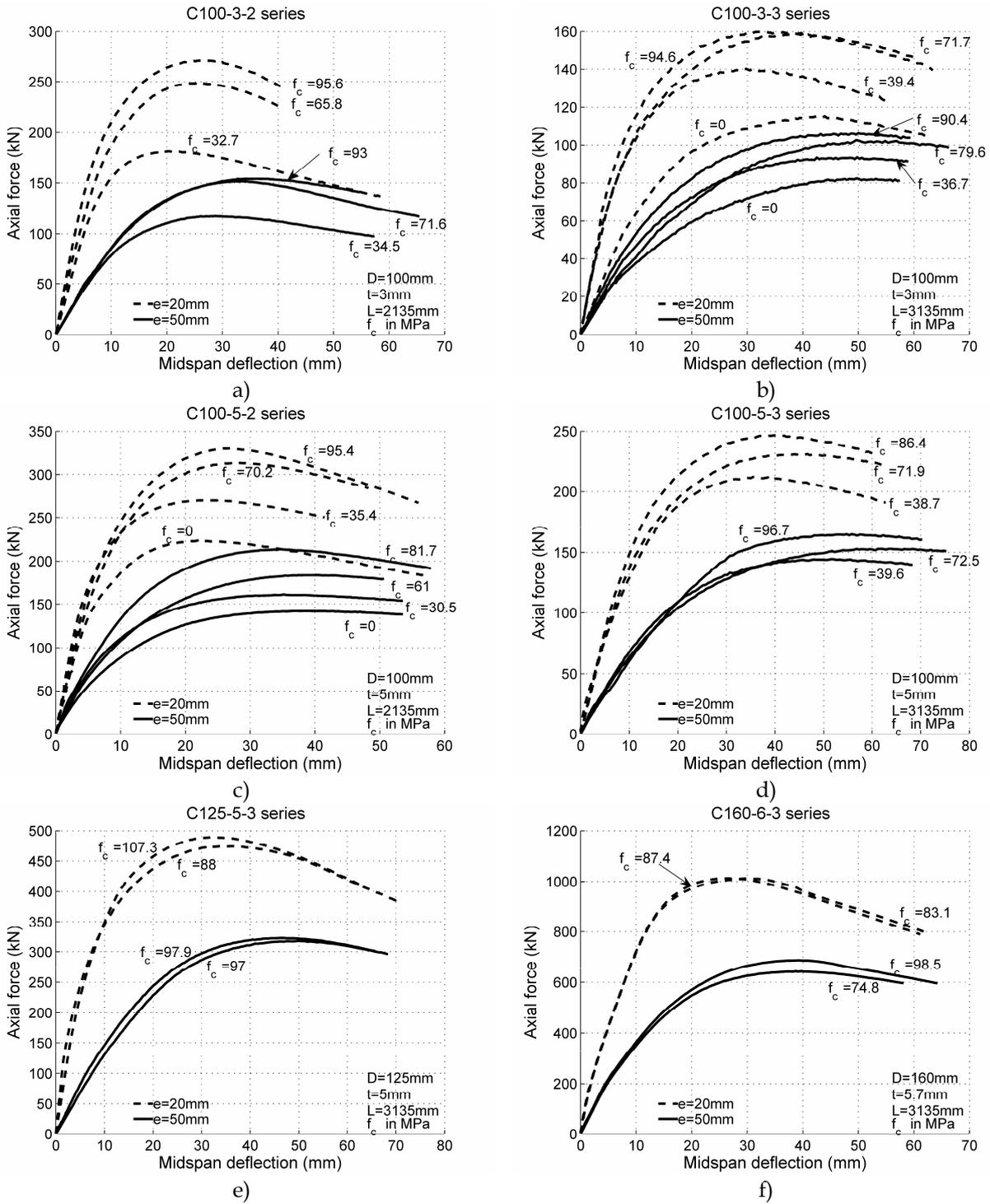


Fig. 5-1 Series de fuerza axial frente a deflexión transversal a media altura ($x/L=0.5$)

De nuevo, si se comparan los resultados de las series de las Fig. 5-1d), e) y f), puede deducirse que si se mantiene la longitud, (en este caso 3m) y se aumenta el ratio D/t (20 para C100-5, 25 para C125-5 y 28.09 para C160-6) la mejora de la capacidad de carga debida al aumento de resistencia del hormigón se reduce. Lo que indica que la mejora es mayor en secciones con D/t inferiores, ya que la pared del tubo de acero es capaz de retener mejor el núcleo. Sin embargo, aumentar el espesor del tubo de acero es una opción menos económica por lo que lo idóneo sería maximizar la ganancia de resistencia sujeta a unas limitaciones de carga de diseño y económicas.

5.2 Modo de fallo

El modo de fallo típico de todas las columnas ensayadas experimentalmente fue la inestabilidad global, y no por fallo del material como puede observarse en la Fig. 5-2a). En esta figura se representa la carga axial aplicada frente al momento flector total frente al desplazamiento transversal central de la columna C100-3-3-90-20-1. El momento flector total incluye el momento de primer orden debido a la excentricidad de la carga, y el momento de segundo orden debido al desplazamiento transversal,

$$M = M_1 + M_2 = N \cdot e + N \cdot d(N) \quad (5.1)$$

En esta figura cuando se alcanza la máxima carga axial, el momento flector todavía continúa aumentando. El comportamiento también puede observarse en la Fig. 5-2b) donde se muestra la recta de carga experimental M-N junto con el diagrama de interacción, de acuerdo con el método simplificado de cálculo del Eurocódigo 4 [1] (la línea discontinua muestra la curva de carga y la resistencia de la sección de dicho método). En esta figura, el máximo valor de carga axial de la curva experimental se produce en el interior del diagrama de interacción seccional el fallo se produce por pandeo global y no por resistencia. El resto de casos el fallo se produce de forma similar. En el anexo 11.4 pueden encontrarse las curvas de fuerza axial frente a momento flector en la sección central de las columnas agrupadas en series.

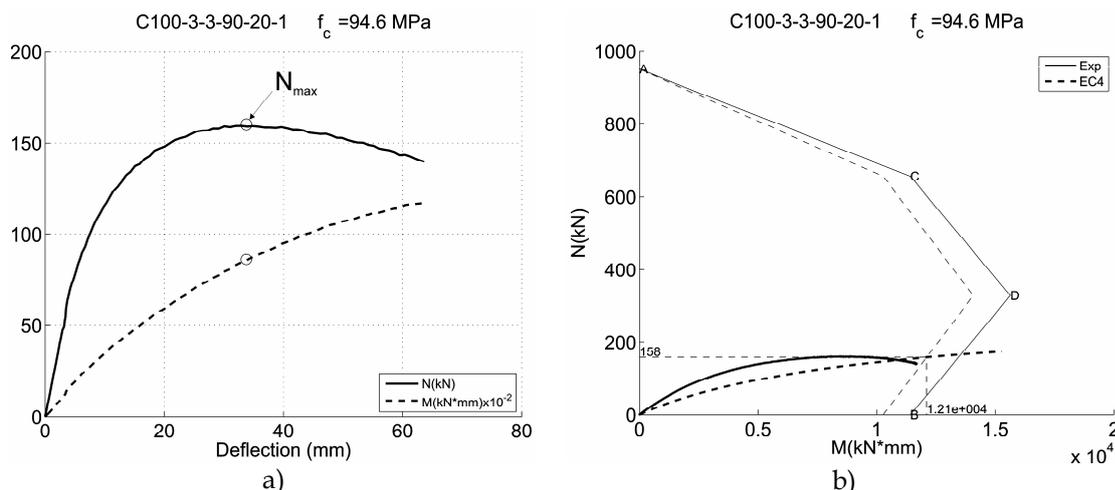


Fig. 5-2 a) Carga axial frente y momento flector de la columna C100-3-3-90-20-1y b) diagrama de interacción M-N para dicha columna

5.3 Comportamiento seccional

El comportamiento a nivel seccional o local se estudia a través de las medidas de la deformación realizadas en los ensayos experimentales. La Fig. 5-4 muestra las medidas experimentales de deformación longitudinal, ϵ_L a la izquierda, y deformación circunferencial ϵ_c en tres puntos de la sección situados a 0° , 90° y 180° de acuerdo con la disposición de la Fig. 4-12 del capítulo anterior, y la Fig. 5-3. Estas medidas pertenecen a la serie C100-5. Cada curva está identificada con el valor de la resistencia de hormigón, y un valor de $f_c=0\text{MPa}$ indica que la columna está vacía.

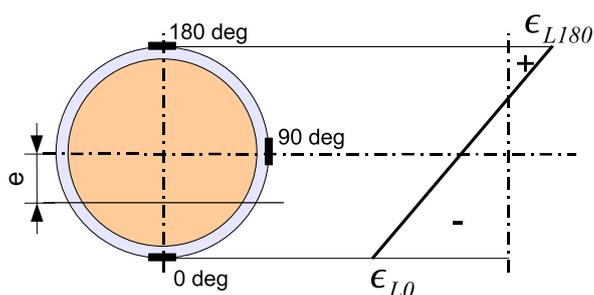


Fig. 5-3 Distribución de deformaciones longitudinales en la sección

Puede verse que la relación entre la deformación circunferencial en el punto de máxima compresión, ϵ_{c0} , y la correspondiente longitudinal en el mismo punto, ϵ_{L0} , toma un valor de forma aproximada de $\epsilon_{L0} / \epsilon_{c0} = -0.3$, lo cual muestra el coeficiente de Poisson del acero. Este valor se mantiene prácticamente constante hasta alcanzar un valor de $\epsilon_{L0} = 2000\mu\epsilon$, lo que significa que no hay confinamiento ni acción

compuesta hasta la plastificación del acero. El ratio $\varepsilon_{L0}/\varepsilon_{C0}$ cambia pasado este punto pero únicamente aparece un efecto tridimensional en la rama de descenso, lo cual tiene consecuencias sobre la ductilidad.

También puede observarse que la deformación longitudinal correspondiente a la máxima carga en el lado sometido a tracción en la sección, que coincide con el punto de medida marcado con 180° , ε_{L180} depende de la excentricidad de la carga y en menor medida de la resistencia del hormigón. Para mayores excentricidades y mayores resistencias de hormigón, la deformación aumenta. A medida que hay mayor un momento flector aplicado mayor, la línea neutra se sitúa cercana al diámetro mayor que pasa por el centro de la sección, y por tanto hay más parte de la misma trabajando a tracción. Si por el contrario hay más parte de la sección trabajando en compresión, el área comprimida tiene más relevancia y el máximo de carga se alcanza cuando el hormigón se fractura.

También puede verse que la deformación longitudinal en el lado de compresión en el momento en que se alcanza la carga máxima es similar a la deformación correspondiente a la sección totalmente plastificada, lo que coincide con el Eurocódigo 4. Este efecto es comprobado cuando se observa la deformación longitudinal en la posición a 90° (ε_{L90}). Si eje neutro está cercano al centro de la sección, dicha deformación será menor, lo cual sucede con mayores excentricidades y mayores resistencias del hormigón.

Un comentario adicional sobre el comportamiento local observado a partir de las deformaciones circunferenciales, es a cerca de la forma final de la sección. De acuerdo con Gourley et al. [36], la sección circular acaba siendo circular si la carga axial aplicada es centrada, mientras que toma una forma elíptica u ovoidal si la carga es excéntrica. Como puede observarse las deformaciones circunferenciales en la posición de 90° ($\varepsilon_{L90}, \varepsilon_{C90}$) sufren un cambio en el signo, dando lugar a una forma compleja de la sección. Así la obtención de la distribución de la presión lateral de confinamiento en el núcleo de hormigón puede ser una tarea ardua experimentalmente, ya que es función de la distancia a la línea neutra y también al estado de carga en el que se encuentra el elemento estructural.

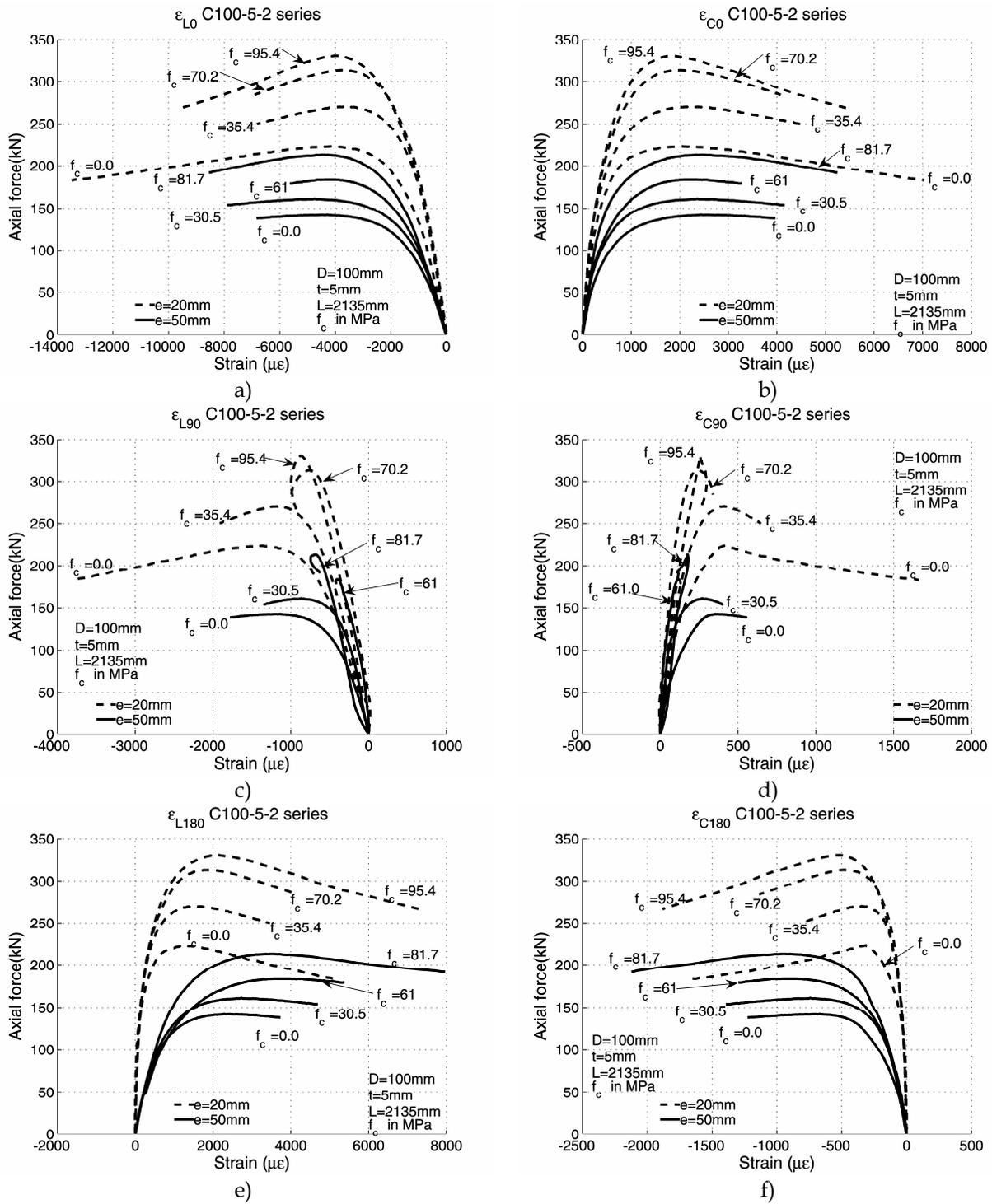


Fig. 5-4 Fuerza axial frente a las deformaciones longitudinales y circunferenciales en la sección central, a 0°, 90° y 180° de la serie C100-5-2 de acuerdo con la Fig. 4-12

5.4 Estudio paramétrico experimental. Índices de rendimiento

Uno de los objetivos planteados en esta investigación es establecer en qué situaciones puede ser apropiado el uso de hormigón de alta resistencia en comparación con hormigones normales en el interior de columnas CFT esbeltas. Para poder cuantificar esta ganancia se definen una serie de parámetros que permiten valorar el comportamiento de las columnas. Estos son el ratio de contribución de hormigón (CCR, *Concrete Contribution Ratio*), el índice de resistencia (SI, *Strength Index*) y el índice de ductilidad (DI, *Ductility Index*). La Tabla 5-1 recoge los valores de los índices de rendimiento junto con los parámetros sobre los que se ha medido la respuesta. Se encuentran agrupados en series con la misma sección (mismo diámetro y espesor del tubo estructural) variando la resistencia del hormigón. Todas las series tienen como referencia una columna vacía. En algunos casos no fue posible realizar el ensayo experimental de la columna vacía, por lo que los valores mostrados se corresponden con los resultados de una simulación numérica utilizando el modelo numérico descrito en el capítulo 7.

5.4.1 Ratio de contribución del hormigón (CCR)

El ratio de contribución del hormigón (concrete contribution ratio o CCR), y que es definido como el ratio entre la capacidad de carga máxima de la columna CFT y la capacidad de la columna vacía,

$$CCR = \frac{N_{\max}}{N_{\max, \text{vacía}}} \quad (5.2)$$

Dado que hay muchas variables que afectan a este índice, se han seleccionado tres variables combinadas como las más relevantes para mostrar la ganancia con respecto a hormigones normales. Estas variables son la cuantía mecánica de acero o cuantía de acero o índice de confinamiento (θ), la esbeltez relativa ($\bar{\lambda}$) y la resistencia del hormigón (f_c)

La cuantía de acero es comúnmente utilizada en el diseño de elementos de hormigón armado. Y expresa el cociente entre la capacidad a compresión de la región de acero frente a la capacidad del hormigón,

$$\theta = \frac{A_a f_y}{A_c f_c} = \left(\left(\frac{D/t}{D/t - 2} \right)^2 - 1 \right) \frac{f_y}{f_c} \quad (5.3)$$

Para columnas cortas está directamente relacionada con el confinamiento obtenido. Este valor se encuentra relacionado con el ratio de contribución del acero, definido en el Eurocódigo 4,

$$\delta = \frac{A_a f_y}{A_a f_y + A_c f_c} \quad (5.4)$$

de forma que

$$\theta = \frac{\delta}{1 - \delta} \quad (5.5)$$

A diferencia de la esbeltez geométrica (L/D), la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$, que también se encuentra definida en el Eurocódigo 4, incluye además las propiedades de los materiales empleados

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (5.6)$$

La Fig. 5-5 presenta los valores de CCR en términos de f_c , θ , y $\bar{\lambda}$ para los experimentos con diámetro $D=100\text{mm}$. Se han agrupado en series cuya variación es la resistencia del hormigón y muestran la ganancia que puede obtenerse usando columnas CFT comparando la columna vacía de la misma serie.

La Fig. 5-5 a) muestra la ganancia de resistencia de la columna al ser rellena con hormigón. Se puede observar como el incremento de esta ganancia es inferior cuando la resistencia del hormigón es alta, como se observó de las gráficas de fuerza axial (Fig. 5-1) En muchos casos no tiene sentido incrementar la resistencia de 70 a 90MPa. El mayor CCR se obtiene en las columnas de menor longitud y menor excentricidad.

Sin embargo, no se pueden extraer las mismas conclusiones en el caso de un espesor de la pared del tubo de 5mm (Fig. 5-5 b) En este caso hay más cantidad de acero trabajando en la sección. A diferencia de lo que podría esperarse, los tubos de sección C100-5 de mayor longitud tienen un CCR mayor. Si se compara el CCR de los casos de $L=2\text{m}$ en la Fig. 5-5 b), (C100-5, $D/t=20$), toma valores inferiores a los de la figura Fig. 5-5 a) (C100-3, $D/t=33.3$), mientras que para los casos con $L=3\text{m}$ el CCR es mayor en los casos de pared más gruesa.

A partir de las figuras Fig. 5-5 e) y f) se obtienen conclusiones similares, donde el CCR se presenta en términos de esbeltez. Es importante recordar que la esbeltez relativa depende de la resistencia del hormigón y que ésta aumenta si la resistencia lo hace.

Las figuras Fig. 5-5 c) y d) muestran el CCR en función del índice de confinamiento, que tienen una relación inversamente proporcional con la resistencia del hormigón. Un aumento de dicha resistencia hace disminuir el índice de confinamiento, y por tanto se observa una evolución inversa a la de las figuras Fig. 5-5 a) y b). Es interesante que las series C100-3 tienen un índice de confinamiento inferior a 1 y las series C100-5 tienen un valor superior. El valor de $\theta = 1$ indica que en el caso de una carga axial centrada sobre columna corta, la mitad de la resistencia la soportaría el tubo de acero y la otra mitad el núcleo de hormigón. Dado que el espesor de la pared del tubo en los casos de C100-3 es inferior, la resistencia del hormigón tiene un peso relativo mayor. Algunos autores como Johansson [10] han indicado que hay un cambio de comportamiento cuando el confinamiento sobrepasa el valor $\theta = 1$. Probablemente esta sea la razón de la tendencia diferente entre las series C100-3 y C100-5

En resumen, rellenar un tubo estructural con hormigón de alta resistencia tiene un mayor efecto sobre el CCR si las columnas son cortas y centradas (e/D bajo y L/D bajo), y por tanto el comportamiento seccional se ve gobernado en mayor medida por la compresión y no por la flexión de la columna. El cambio sobre CCR al pasar de una columna vacía a una columna rellena con hormigón normal es mayor que el cambio en el comportamiento entre un hormigón de resistencia intermedia (70MPa) a otro hormigón de alta resistencia (90MPa). Se intuye que puede existir un valor de saturación al cual tienden estas gráficas, y que sólo puede determinarse con ensayos de hormigón de muy alta resistencia o por medio de modelos numéricos

Tabla 5-1 Índices de rendimiento experimentales

e=20mm series:	f_c	e/D	D/t	L/D	$\bar{\lambda}$	θ	CCR	SI	DI
C100-3-2-fc-20	0	0.20	33.33	21.35	0.77			0.45	2.74
	32.70	0.20	33.33	21.35	0.90	1.30	1.37	0.35	2.24
	65.79	0.20	33.33	21.35	1.05	0.64	1.88	0.33	1.86
	95.63	0.20	33.33	21.35	1.17	0.44	2.05	0.28	1.75
C100-3-3-fc-20	0	0.20	33.33	31.35	1.14			0.39	1.68
	39.43	0.20	33.33	31.35	1.37	1.08	1.21	0.25	2.02
	71.74	0.20	33.33	31.35	1.58	0.59	1.38	0.20	1.84
	94.56	0.20	33.33	31.35	1.71	0.45	1.39	0.17	2.00
C100-5-2-fc-20	0	0.20	20.32	21.01	0.77			0.46	2.40
	35.39	0.20	20.00	21.35	0.88	2.13	1.21	0.38	2.40
	70.16	0.20	20.00	21.35	1.00	1.08	1.40	0.34	2.08
	95.43	0.20	20.32	21.01	1.05	0.77	1.48	0.30	1.88
C100-5-3-fc-20	0 (*)	0.20	20.32	30.86	1.14			0.32	2.31
	38.67	0.20	20.32	30.86	1.29	1.91	1.35	0.29	1.98
	71.86	0.20	20.32	30.86	1.45	1.03	1.47	0.24	2.22
	86.39	0.20	20.32	30.86	1.51	0.85	1.57	0.23	1.99
C125-5-3- fc -20	0 (*)	0.16	25.00	25.08	0.92			0.42	2.33
	87.98	0.16	25.00	25.08	1.28	0.66	1.86	0.31	1.87
	107.33	0.16	25.00	25.08	1.35	0.54	1.92	0.28	1.87
C160-6-3- fc -20	0 (*)	0.12	28.09	19.58	0.71			0.54	2.98
	83.08	0.12	28.09	19.58	1.00	0.62	2.12	0.43	1.83
	87.38	0.12	28.09	19.58	1.01	0.59	2.12	0.42	1.96
e = 50 mm series	f_c	e/D	D/t	L/D	$\bar{\lambda}$	θ	CCR	SI	DI
C100-3-2- fc -50	0 (*)	0.20	33.33	21.35	0.77			0.31	2.57
	34.50	0.50	33.33	21.35	0.91	1.23	1.28	0.22	1.86
	71.64	0.50	33.33	21.35	1.07	0.59	1.66	0.19	1.64
	93.01	0.50	33.33	21.35	1.16	0.46	1.69	0.16	1.84
C100-3-3- fc -50	0	0.50	33.33	31.35	1.14			0.28	2.11
	36.68	0.50	33.33	31.35	1.35	1.16	1.14	0.17	2.16
	79.55	0.50	33.33	31.35	1.62	0.53	1.25	0.12	2.19
	90.40	0.50	33.33	31.35	1.68	0.47	1.30	0.12	2.93
C100-5-2- fc -50	0	0.50	20.00	21.35	0.79			0.30	2.52
	30.54	0.50	20.00	21.35	0.87	2.47	1.13	0.24	2.41
	61.00	0.50	20.00	21.35	0.97	1.24	1.29	0.21	2.22
	81.66	0.49	20.32	21.01	1.02	0.90	1.50	0.21	1.92
C100-5-3- fc -50	0 (*)	0.20	20.32	30.86	1.14			0.23	2.09
	39.56	0.49	20.32	30.86	1.30	1.86	1.29	0.19	2.36
	72.49	0.49	20.32	30.86	1.45	1.02	1.36	0.16	2.11
	96.74	0.49	20.32	30.86	1.55	0.76	1.47	0.15	2.35
C125-5-3- fc -50	0 (*)	0.16	25.00	25.08	0.92			0.31	2.46
	96.97	0.40	25.00	25.08	1.31	0.60	1.71	0.20	1.69
	97.92	0.40	25.00	25.08	1.31	0.60	1.73	0.20	1.69
C160-6-3- fc -50	0 (*)	0.31	28.09	19.58	0.71			0.40	3.00
	74.75	0.31	28.09	19.58	0.97	0.69	1.79	0.29	1.82
	98.50	0.31	28.09	19.58	1.05	0.52	1.91	0.26	1.77

(*) El valor de resistencia ha sido determinado numéricamente

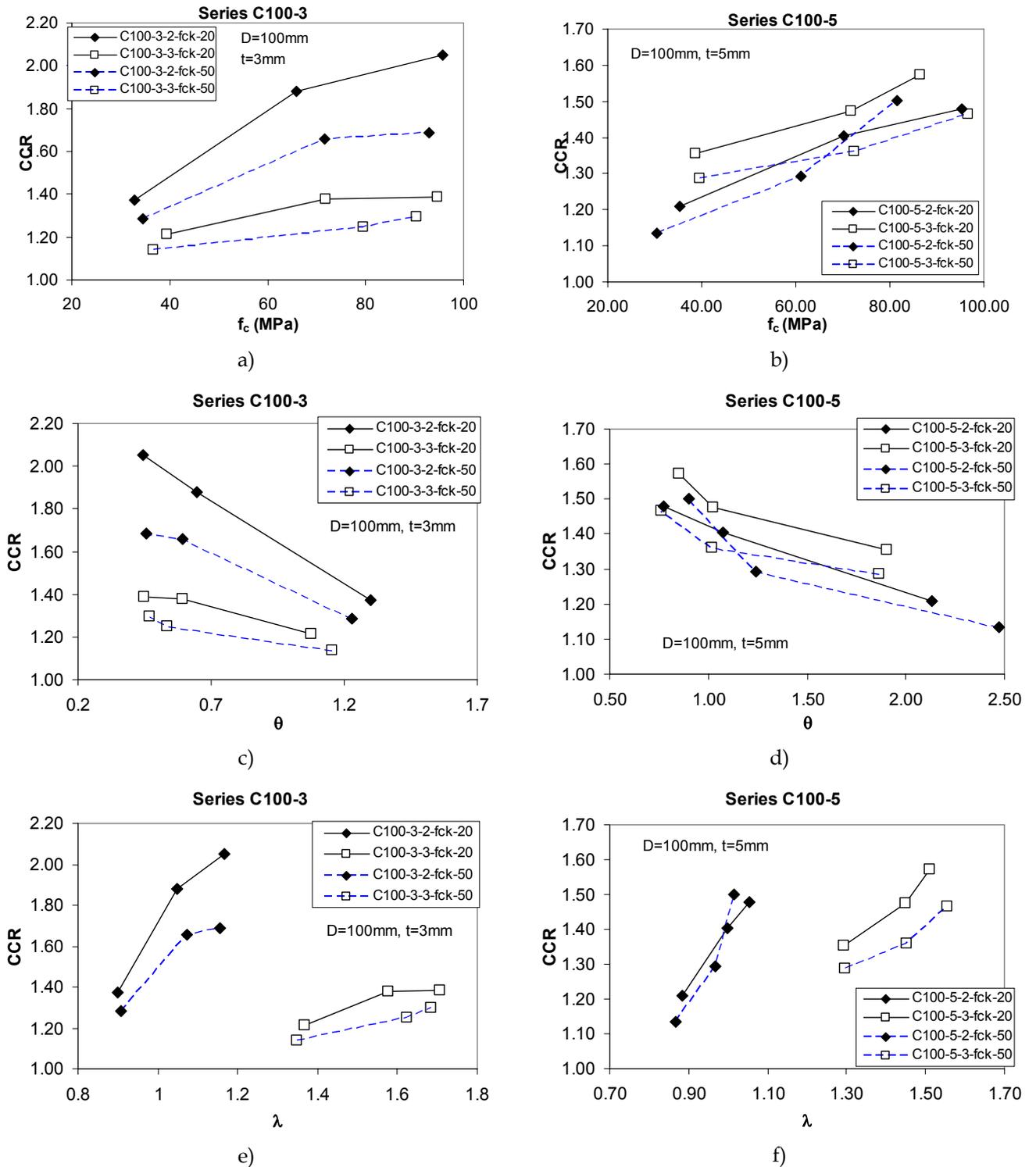


Fig. 5-5 Ratio de contribución del hormigón para las columnas de diámetro D=100mm

5.4.2 Índice de resistencia

Se define el índice de resistencia (SI) como

$$SI = \frac{N_{\max}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{\max}}{A_a f_y + A_c f_c} \quad (5.7)$$

Este índice sirve para comparar la resistencia máxima de una columna esbelta con la resistencia de la sección compuesta, sin la inclusión del efecto por confinamiento. Es similar al coeficiente de reducción por pandeo de un elemento en compresión axial centrada (χ) utilizado en las curvas europeas de pandeo [86], pero no puede relacionarse con ninguna de éstas directamente, ya que además el SI incluye el efecto de la excentricidad de la carga.

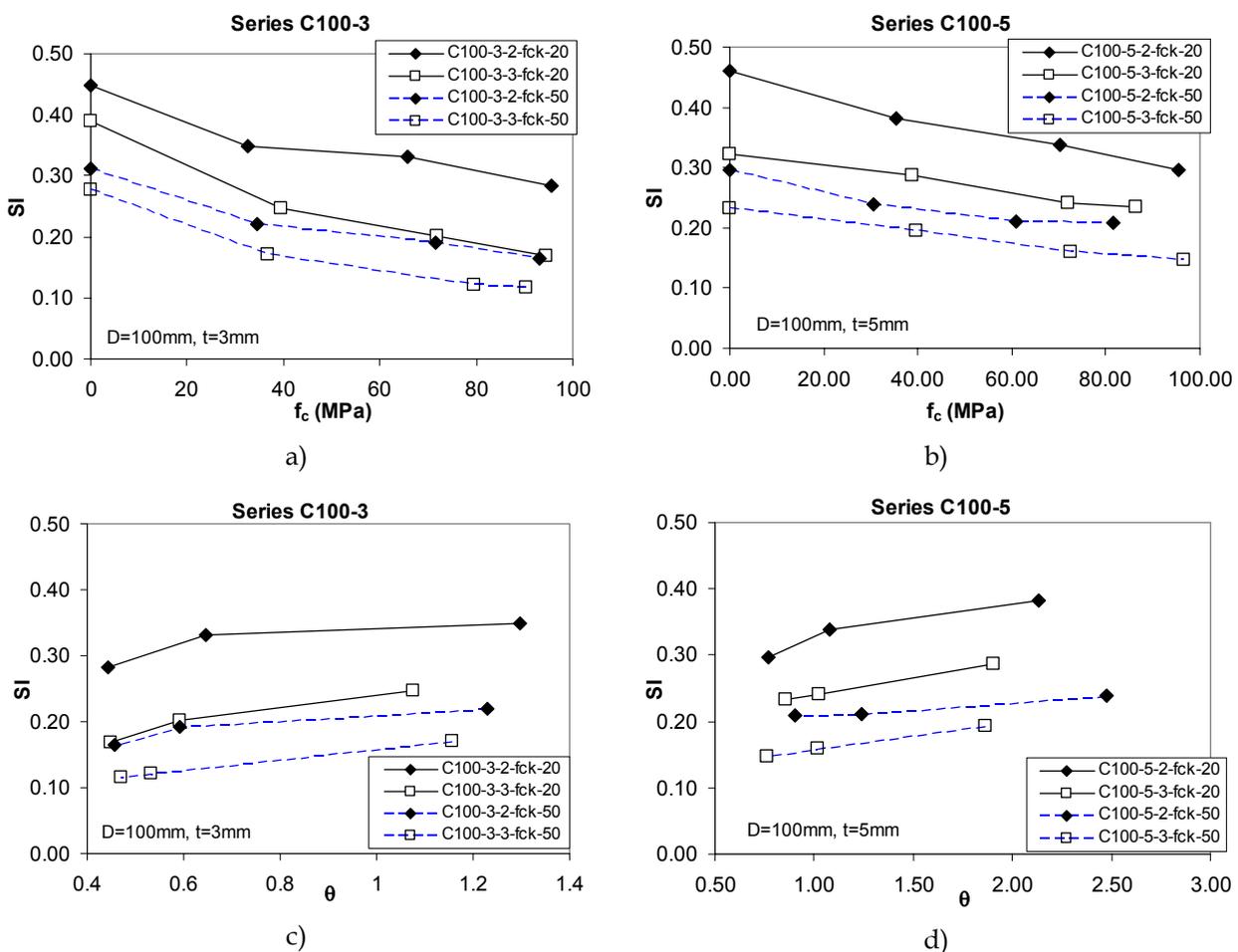
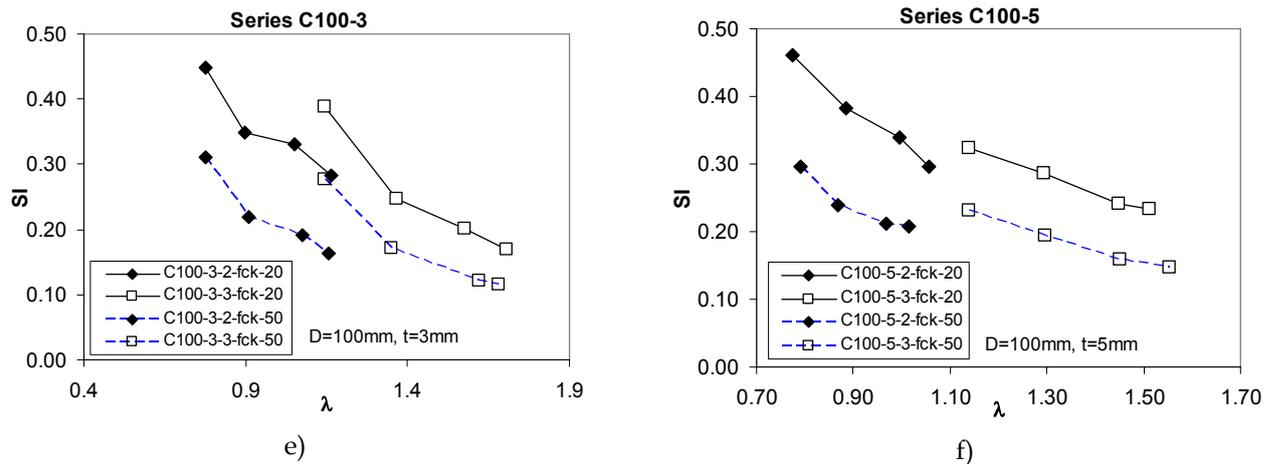


Fig. 5-6 Índice de resistencia de las columnas de diámetro $D=100\text{mm}$

Fig. 5-6 Índice de resistencia de las columnas de diámetro $D=100\text{mm}$ (continuación)

Cabe pensar que el SI depende fuertemente de aquéllos parámetros que hacen diferente a la columna del comportamiento seccional con carga centrada, es decir la longitud y la excentricidad de la carga. A medida que la excentricidad de primer orden o bien la deflexión debida a los momentos de segundo orden aumentan, la caída del SI es mayor. Sin embargo, esto no es del todo cierto. La Fig. 5-6 muestra la evolución de SI de nuevo frente a la resistencia del hormigón, la cuantía de acero y la esbeltez relativa para los experimentos con diámetro nominal de $D=100\text{mm}$. Las figuras Fig. 5-6 a), b) y e) muestran que si la resistencia del hormigón aumenta, existe un aumento de esbeltez y por tanto el parámetro SI disminuye.

Por otro lado, la reducción en el SI es mayor para hormigones de resistencia normal, que para hormigones de alta resistencia. El SI se reduce más cuando f_c pasa de 30MPa a 60MPa que cuando se pasa de 60MPa a 90MPa . Dado que la resistencia máxima de una columna aumenta con el aumento de resistencia del hormigón, y como se vio anteriormente se produce una saturación de su efecto para valores altos de resistencia del hormigón, y dado que el denominador de SI aumenta linealmente con ésta, el ratio SI disminuye más rápidamente con f_c bajos que con f_c altos.

Comparando el efecto de la sección de C100-3 a C100-5 se observa que los valores de SI son similares, ya que el parámetro SI no muestra la resistencia de la sección en sí, sino la pérdida relativa de resistencia. Esta afirmación es cierta siempre y cuando no existan efectos de confinamiento sobre la capacidad de carga máxima, que es lo que ocurre en columnas esbeltas de carga excéntrica. Si se comparan las gráficas Fig. 5-6 c) y d) se observa como por un lado las curvas son bastante planas, con niveles similares de SI. Para valores de $\theta > 1$ la variación es pequeña, mientras que para valores $\theta < 1$ existe una reducción del SI.

En el caso de las secciones de mayor diámetro ($D=125\text{mm}$, $D=160\text{mm}$), el SI es mayor que en las columnas de diámetro $D=100\text{mm}$ (Tabla 5-1) De nuevo es un efecto relativo. Al aumentar el diámetro, la inercia de la sección aumenta más rápidamente

que el área, por lo que la esbeltez relativa disminuye, y por tanto se parece más a una columna corta y el SI mejora.

Es interesante representar la influencia que tiene la excentricidad en los experimentos más largos (incluyendo todos los diámetros y espesores de tubo). La Fig. 5-7 muestra este efecto e incluye el factor de reducción χ según la curva europea de pandeo 'a' del Eurocódigo 3 [86], que es la correspondiente a columnas rellenas de hormigón, de sección circular. Se observa como las curvas experimentales son similares a la evolución de la curva de pandeo para columnas centradas. La reducción de la máxima carga tiene mayor influencia para excentricidades menores ($e=20\text{mm}$), que para excentricidades mayores ($e=50\text{mm}$). Esto es debido al que los efectos de segundo orden y las imperfecciones son relativamente más importantes para pequeñas excentricidades que para grandes.

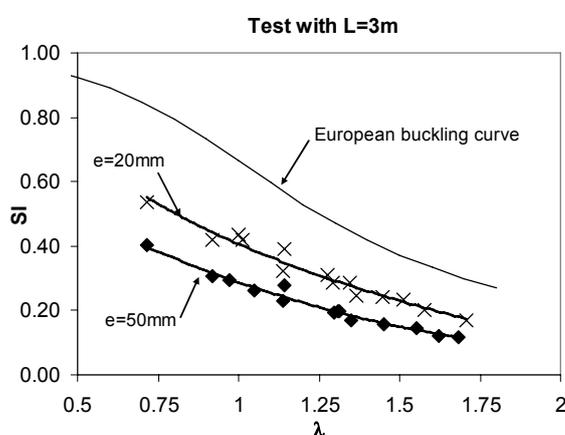


Fig. 5-7 Dependencia del índice de resistencia (SI) con la esbeltez y la excentricidad para test experimentales de $L=3\text{m}$

5.4.3 Índice de ductilidad

La ductilidad de las columnas compuestas es una de las mayores ventajas en comparación con estructuras de hormigón armado, especialmente cuando se utiliza hormigón de alta resistencia. El índice de ductilidad se define como el ratio entre la deflexión correspondiente al 85% de la carga, en la respuesta post pico y la correspondiente a la carga máxima,

$$DI = \frac{d(85\%N_{\max})}{d(N_{\max})} \quad (5.8)$$

La Tabla 5-1 recoge los resultados experimentales para el índice de ductilidad, también es importante comparar estos resultados con las gráficas de fuerza axial frente a deformación transversal de la Fig. 5-1.

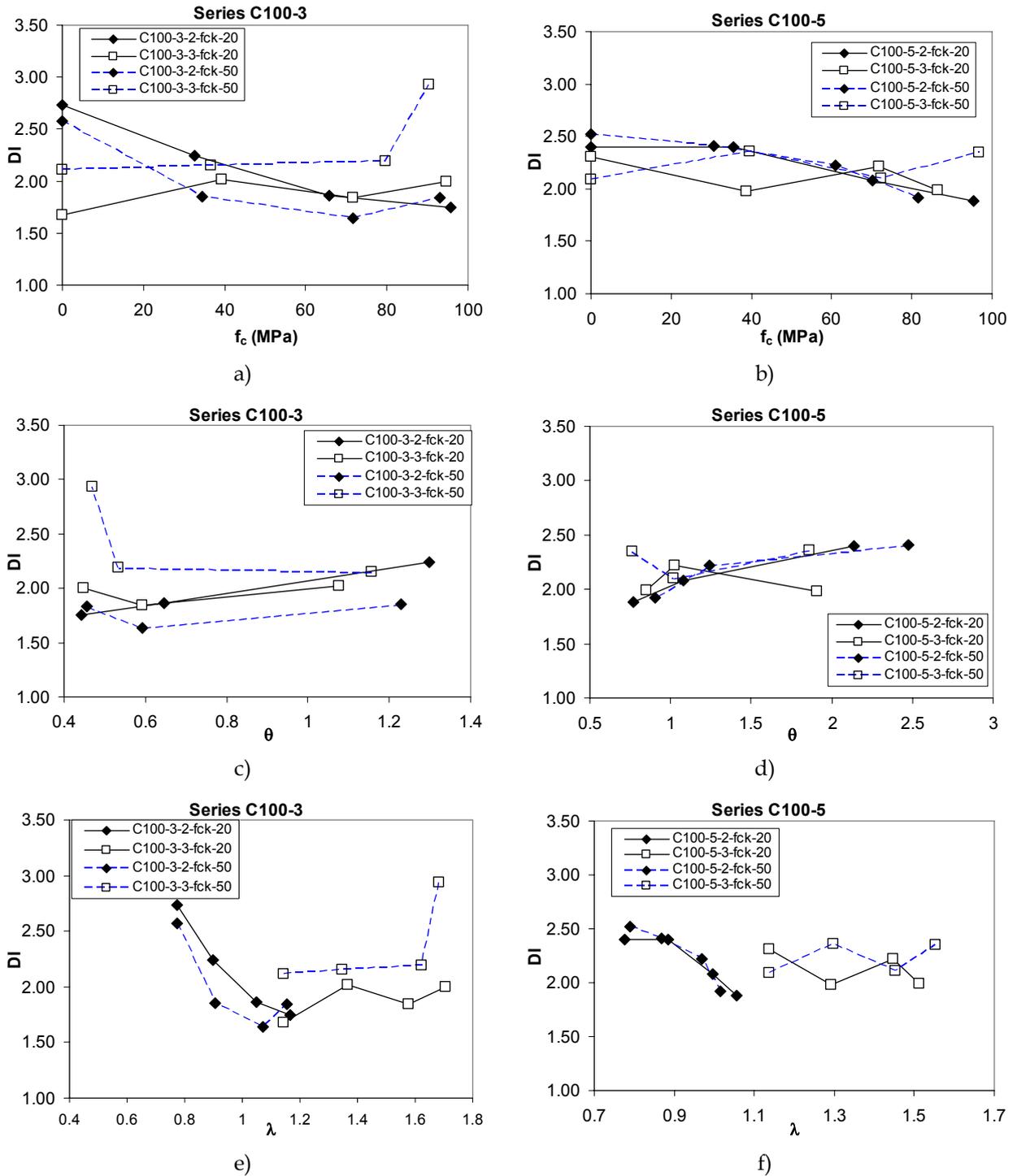


Fig. 5-8 Índice de ductilidad de las columnas de diámetro D=100mm

A la vista de las gráficas del índice de ductilidad en función de las variables f_c, θ, λ para las secciones C100-3 y C100-5 (Fig. 5-8) pueden hacerse una serie de observaciones. En el caso de la sección C100-3 las gráficas no muestran una tendencia clara con el aumento de f_c o la disminución de θ . El valor medio de la ductilidad permanece en niveles similares, entorno a $DI=2$, pero son necesarios más puntos intermedios para poder interpretar la variación de la ductilidad con el aumento de

resistencia del hormigón. En cambio en la serie C100-5 sí existe una tendencia más clara. Cuando θ disminuye (ó f_c aumenta), la ductilidad disminuye, coincidiendo con las observaciones realizadas por O'Shea y Bridge para columnas cortas. [20,21]

Comparando las series C100-3 y C100-5 se observa claramente cómo los ensayos con mayor espesor ofrecen una mayor ductilidad. Dado que la cuantía de acero es superior en estos casos, ofrece además más capacidad para confinar el hormigón después de haber alcanzado el máximo de resistencia.

Si la excentricidad relativa (e/D) ó a la esbeltez (L/D) aumentan más parte de la sección pasará a trabajar en tracción por lo que el efecto relativo de la resistencia del hormigón debe ser pequeño. Sin embargo, las diferencias observadas en las gráficas con diferentes excentricidades y longitudes no son claramente apreciables. Es por tanto necesario para obtener una tendencia visible, completar esta afirmación con más puntos intermedios que sólo pueden lograrse con un modelo numérico adecuado y un estudio paramétrico.

Finalmente, para los casos de columnas rellenas con HSC, la ductilidad aumenta si la esbeltez aumenta. En los elementos más esbeltos el momento flector sobre la sección más solicitada es mayor, por lo tanto habrá más parte de la sección sometida a tracción.

5.5 Conclusiones

En este capítulo se han presentado los resultados de 37 ensayos experimentales de columnas CFT esbeltas. Estos ensayos se han centrado en la influencia del hormigón de alta resistencia en columnas esbeltas con alta excentricidad.

Se ha demostrado que para los casos de columnas más esbeltas y con mayor excentricidad, el incremento de resistencia de la columna y por tanto de CCR que se obtiene al utilizar hormigón de 70MPa o 90MPa de resistencia es pequeño.

El modo de fallo general de las columnas CFT ensayadas es por pandeo global, plastificando primero el lado de la sección en compresión

El índice de resistencia, SI , que compara la resistencia de la columna con la resistencia de una sección con carga de compresión centrada muestra cómo se ve influenciado por aspectos relacionados con el fallo global y no seccional, como son la excentricidad e/D y la esbeltez L/D , reduciéndose el valor de SI con el aumento de éstos.

Sin embargo, a pesar de que no se obtiene una ganancia en la resistencia superior con HSC comparado con hormigones de resistencia intermedia, todavía conserva una ductilidad del mismo orden que la del tubo vacío, por lo que rellenar con hormigones de resistencia media (70MPa) resulta de interés en aplicaciones sísmicas y dinámicas.

6. Estudio comparativo con el Eurocódigo 4

6.1 Introducción

En este capítulo se desarrolla la validación del método simplificado de cálculo presentado en el Eurocódigo 4 [1] (EC4), para columnas esbeltas rellenas de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial monótona excéntrica. Primero se relatan los antecedentes que han dado lugar al EC4, y algunos casos notables de investigaciones donde se ha utilizado esta norma en los últimos años. Posteriormente, se explica el método de cálculo de forma resumida y finalmente se evalúa en grado de aproximación de la carga de diseño a los experimentos así como el efecto de varias variables.

6.2 Antecedentes

Existen varios métodos de cálculo para columnas mixtas en los diferentes países como Japón, Estados Unidos, Canadá, China, Australia o Europa. Sin embargo, estos métodos no son comparables entre ellos ya que se basan en hipótesis iniciales diferentes. Por ejemplo, el método japonés se basa en considerar el tubo estructural de acero como una robusta armadura y sigue el procedimiento de cálculo de las estructuras de hormigón armado. En cambio el método europeo se basa en la adición de las resistencias de cada uno de los componentes que integran la columna y las curvas europeas de pandeo.

Dichas curvas se desarrollaron en los años '70 para el cálculo de columnas de acero, por lo que fue necesaria una revalidación experimental y teórica, para poder utilizarlas con columnas mixtas. El CIDECT comenzó sus investigaciones sobre columnas mixtas en los años '60, que junto con las investigaciones de Guiaux y Janss [87], Viridi y Dowling [88] y Roik et al. [89], resultaron en una serie de monografías [3] y reglas de cálculo que fueron adoptadas posteriormente por el EC4.

Esta metodología está sujeta a unos límites de aplicabilidad que se recogen en la Tabla 6-1. Las investigaciones más recientes han explorado estos límites buscando la factibilidad del método fuera de éstos, y en caso de que no fuera posible proponiendo modificaciones.

Tabla 6-1 Límites de aplicabilidad del Eurocódigo 4 [1]

Límite	Apartado	Resumen
Tipo de columna	6.7.1(2)	Columnas compuestas y elementos a compresión de secciones envueltas en hormigón total o parcialmente, y perfiles tubulares rellenos de hormigón de sección circular o rectangular (en general secciones doblemente simétricas) Columnas de sección constante en toda su longitud
Acero	6.7.1(2)	Según el Eurocódigo 3. Grados de S235 a S460
Hormigón	6.7.1(2)	Clases resistentes de C20/25 a C50/60
Ratio de contribución de acero	6.7.1(4)	$0.2 < \delta < 0.9$
Esbeltez relativa	6.7.3.1(1)	$\bar{\lambda} \leq 2$
Cuantía de armaduras	6.7.3.1(2)	$\rho < 6\%$
Pandeo local	6.7.1(9)	Limita el espesor mínimo de la pared del tubo de acero. Para columnas circulares rellenas de hormigón $\max(D/t) = 93 \frac{235}{f_y}, \text{ con } f_y \text{ en N/mm}^2$
Coefficientes parciales de seguridad para resistencias	2.4.1.2	Acero estructural (EN 1993) $\gamma_{M0} = 1.1$ Hormigón (EN 1992) $\gamma_c = 1.5$ Armaduras (EN 1992) $\gamma_s = 1.15$

Bergman [90] analiza varios casos de columnas CFT rellenas de hormigón de alta resistencia ($f_c=92.3\text{N/mm}^2$). En éstas el EC4 predice con buena aproximación la resistencia de las columnas circulares. En el caso de elementos de menor resistencia el método está de lado de la seguridad, mientras que para elementos con mayor resistencia no se pudo determinar pues se alcanzó el límite de carga de la máquina de ensayo.

Saw y Liew [91] comparan el EC4 con la norma inglesa BS 5400, [92] y la americana AISC LRFD [93]. Observan que los límites de aplicabilidad para la esbeltez relativa a partir de los cuales se considera que no hay confinamiento cambian según cada normativa. Los autores recomiendan el EC4 porque cubre un amplio rango de los últimos hallazgos de las investigaciones en columnas compuestas.

Giakoumelis y Lam [94] estudiaron 15 columnas cortas bajo carga axial experimentalmente. El EC4 proporcionaba una buena predicción para CFTs llenos de HAR, con un ratio test/EC4 alrededor de la unidad.

Zeghiche y Chaoui [95] comparan sus ensayos con el método del EC4. Para elementos cortos o elementos largos con curvatura simple ($e_1=e_2$) mostró buena

correlación, Sin embargo, en elementos de doble curvatura ($e_1=-e_2$) las cargas predichas fueron superiores a las experimentales resultando un cálculo no seguro.

Goode et al. [39,96,97], realizan un trabajo de recopilación de experimentos creando una extensa base de datos que incluye 1819 test con diversas secciones y soportando varios tipos de esfuerzos. Dicha base de datos puede consultarse en la página web <http://web.ukonline.co.uk/asccs2/> [98]. Los resultados experimentales fueron comparados con el EC4 y discutidos posteriormente. Aproximadamente un 30% de los casos caían fuera de los límites de aplicabilidad del método. Los autores consideran que el EC4 puede utilizarse con confianza en el diseño de CFTs ya que se obtuvo un valor medio del ratio experimento/EC4 de 1.11 en la carga máxima. Sin embargo, 17% de los test resistían menos que la carga predicha, lo cual puede considerarse inaceptable. Observando más detenidamente los resultados vieron que para columnas CFT circulares el método de cálculo puede extenderse a resistencia del hormigón de $f_c=75\text{MPa}$, y que valores superiores serían aceptables, pero son necesarios más ensayos para comprobarlo. Por otro lado cuando el elemento tenía una mayor esbeltez relativa, el ratio test/EC4 aumentaba hacia el lado de la seguridad. En secciones tanto circulares como rectangulares con un espesor de pared inferior al límite permitido por el pandeo local resultaban en un detrimento del ratio test/EC4, pero que podría seguir utilizándose el método de cálculo si se le aplica un coeficiente reductor de 0.75 a la carga predicha.

6.3 Cálculo de columnas compuestas mediante el Eurocódigo 4

El cálculo de las columnas compuestas se debe hacer para los estados límite últimos, bajo las condiciones más desfavorables de acciones, debiendo demostrar que la resistencia de la sección no supera su límite, y que la estabilidad global queda asegurada.

$$S_d \leq R_d \quad (6.1)$$

En el Eurocódigo 4, en su apartado 6.7 explica la realización de dicho cálculo y permite usar dos métodos: un método general, que tenga en cuenta los efectos de segundo orden, las tensiones residuales, la inestabilidad local, la fisuración del hormigón, la retracción y fluencia y la plastificación del acero; y un método simplificado para columnas doblemente simétricas, y de sección uniforme sobre la longitud del elemento.

El método simplificado de cálculo se basa en las curvas europeas de pandeo, y tiene en cuenta la influencia de la inestabilidad, y a las curvas de interacción de esfuerzos de la sección transversal en lo que respecta a la determinación de la resistencia de la sección.

Para completar el capítulo se va a describir el método simplificado que se ha utilizado en el cálculo de la resistencia de las columnas de sección circular de acero, rellenas de hormigón. Las expresiones se han simplificado al caso de columnas sin armaduras.

De entre los límites de aplicabilidad que aparecen en la Tabla 6-1, cabe destacar:

- Resistencia del hormigón máxima permitida: C50/60. Gran parte de los ensayos realizados en esta tesis superan este valor, por lo que se va a comprobar su utilización en hormigones de alta resistencia
- El ratio de contribución de acero, debe ser superior a 0.2 e inferior a 0.9. Por encima de 0.9 se considera que la columna es de hormigón armado y se calcula como tal, por debajo se considera que es de acero y se calcula como tal. El ratio de contribución de acero queda definido como:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{A_a f_{yd} + A_c f_{cd}} \quad (6.2)$$

- El ratio D/t se limita para evitar la posibilidad de pandeo local. Para las columnas compuestas de sección circular este valor vale

$$\max(D/t) = 93 \frac{235}{f_y} \quad (6.3)$$

- La esbeltez relativa, definida más adelante, se limita a un máximo de $\lambda \leq 2$. De esta forma se descarta el peligro de fallo por inestabilidad, al ser la columna compacta.

6.3.1 Resistencia de la sección

La sección circular es de clase 2, lo que significa que los esfuerzos internos se determinan siguiendo un análisis estructural elástico, y se comparan las resistencias plásticas de las secciones. La resistencia plástica en compresión de una sección compuesta puede ser calculada tomando un diagrama de tensiones rectangulares en los que se ha desarrollado totalmente su resistencia. De esta forma se puede calcular como

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + k A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (6.4)$$

donde

- $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{Ma}}$; $f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c}$; $f_{sd} = \frac{f_s}{\gamma_s}$ son las resistencias de diseño;

- $A_s f_{sd}$ es el término correspondiente a la resistencia plástica de las armaduras. Dado que las columnas analizadas no tienen armaduras, este término se ha eliminado de las ecuaciones siguientes;
- En el caso de las secciones circulares rellenas, el coeficiente k que tiene en cuenta la influencia de las cargas de larga duración (retracción y fluencia) toma el valor de $k=1$. Es decir no es necesario considerarla ya que se logra un incremento de resistencia a compresión del hormigón en el interior del tubo y a que evita el descascarillado del hormigón. En el caso de las columnas CFT cuadradas y rectangulares tomaría un valor de $k=0.85$.

Si existen fuerzas de cortadura que superen la mitad de la resistencia plástica a cortadura de la sección se debe disminuir la resistencia de diseño del acero dentro del área de cortadura

$$\text{Si } V_{a,Ed} > \frac{1}{2} V_{pl,a,Rd} \rightarrow f'_{yd} = (1 - \rho) f_{yd}$$

$$V_{pl,a,Rd} = A_v \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$A_v = 2 d t, \text{ para sección circular}$$

$$\rho = \left(2 \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$
(6.5)

En el caso que nos atañe, las fuerzas de cortadura son mucho más pequeñas que la resistencia por lo que no se han tenido en cuenta.

Así mismo dado que en columnas CFT puede haber confinamiento, éste debe de tenerse en cuenta aumentando la resistencia del hormigón y reduciendo la resistencia del acero. La resistencia plástica queda expresada como

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + \left(1 + \eta_c \frac{t f_y}{D f_c} \right) A_c f_{cd}$$
(6.6)

En el caso de que $\bar{\lambda} > 0.5$ o que $e/D \geq 0.1$, los coeficientes de confinamiento del acero y del hormigón toman los valores $\eta_a = 1, \eta_c = 0$ respectivamente, indicando que no hay efecto de confinamiento en el aumento de resistencia plástica de la columna. Estos coeficientes se calculan como

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0})(10e/D)$$

$$\eta_c = \eta_{c0}(1 - 10e/D)$$
(6.7)

Donde η_{a0}, η_{c0} son los coeficientes cuando la excentricidad es cero (carga centrada) y vienen expresados en función de la esbeltez relativa como

$$\eta_{a0} = \frac{1}{4}(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1 \tag{6.8}$$

$$\eta_{c0} = 4.9 - 18.5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0$$

La esbeltez relativa del plano de flexión considerado, $\bar{\lambda}$, se define como

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \tag{6.9}$$

donde $N_{pl,Rk}$ es la resistencia plástica característica a compresión de la sección tomando las resistencias características, es decir con todos los coeficientes de seguridad del material iguales a la unidad, y N_{cr} es la resistencia crítica de la sección a pandeo (Euler)

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L_k^2} \tag{6.10}$$

y donde $(EI)_{eff}$ es la rigidez a flexión efectiva

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + k_e E_{cm} I_c \tag{6.11}$$

siendo $k_e = 0.6$ un factor de corrección, e I_a, I_c los momentos de inercia de la sección de hormigón sin fisurar y de acero.

Si hay confinamiento, la resistencia plástica a compresión depende de la esbeltez relativa, y dado que ésta depende a su vez de la resistencia plástica característica, el cálculo se transforma en iterativo.

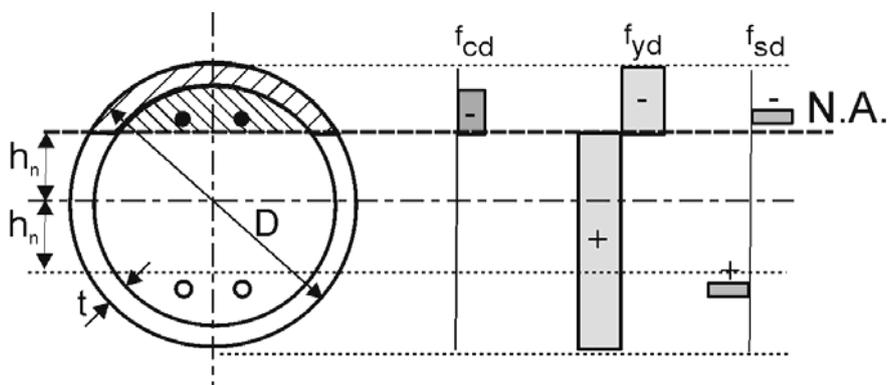


Fig. 6-1 Distribución de tensiones plásticas en la sección sometida a flexocompresión.

Si la sección además de estar sometida a compresión está sometida a flexión se supone una distribución de tensiones que corresponde a la plastificación total de la sección y que en la zona a tracción el hormigón está agrietado y se desprecia su resistencia. De esta forma el momento flector resistente y el axil resistente pueden calcularse como

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \sum w_i f_i = w_{at} f_{yd} - w_{ac} f_{yd} - w_{cc} f_{cd} \\ N_{Rd} &= \sum A_i f_i = A_{at} f_{yd} - A_{ac} f_{yd} - A_{cc} f_{cd} \end{aligned} \quad (6.12)$$

Siendo w_i módulos plásticos de cada una de las zonas de la sección.

Para cada posición de la línea neutra se obtienen unos valores M_{Rd} , N_{Rd} . Moviendo la línea neutra se obtiene una colección de puntos que representan las combinaciones de momento flector y axil que es capaz de resistir la sección y que forman el diagrama de interacción. El Eurocódigo 4 permite aproximar lo por una curva poligonal, que une cuatro puntos A-C-D-B (Fig. 6-2)

Punto A. Corresponde con el caso en que toda la sección se encuentra comprimida y no hay momento flector. En ese caso

$$\begin{aligned} N_A &= N_{pl,Rd} \\ M_A &= 0 \end{aligned} \quad (6.13)$$

Punto B. Corresponde al caso en el que solamente hay momento flector y no hay axil total, de forma que las tensiones de tracción se compensan con las de compresión.

$$\begin{aligned} N_B &= 0 \\ M_B &= M_{pl,Rd} \end{aligned} \quad (6.14)$$

En tal caso la línea neutra se sitúa a una altura h_n del eje de simetría. Suponiendo que el espesor de la pared del tubo circular de acero es suficientemente pequeño en comparación con su diámetro, se puede aproximar al correspondiente a una sección rectangular donde se sustituye el ancho de la sección por el diámetro. Cuando se realiza esta aproximación se está cometiendo una desviación inferior al 3%. En tal caso la altura h_n puede expresarse como

$$h_n = \frac{A_c f_{cd}}{2D f_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})} \quad (6.15)$$

A partir de esta altura se pueden obtener los módulos plásticos de la banda de altura h_n , y a partir de éstos, se calcula en momento flector como:

$$\begin{aligned}
 w_{pcn} &= (D - 2t)h_n^2 \\
 w_{pan} &= D h_n^2 - w_{pcn} \\
 M_{nRd} &= w_{pan} f_{yd} + \frac{w_{pcn} f_{cd}}{2} \\
 M_{pl,Rd} &= M_{max,Rd} - M_{nRd}
 \end{aligned}
 \tag{6.16}$$

Donde $M_{max,Rd}$ es el momento máximo que puede resistir la sección y que se alcanza en el punto D

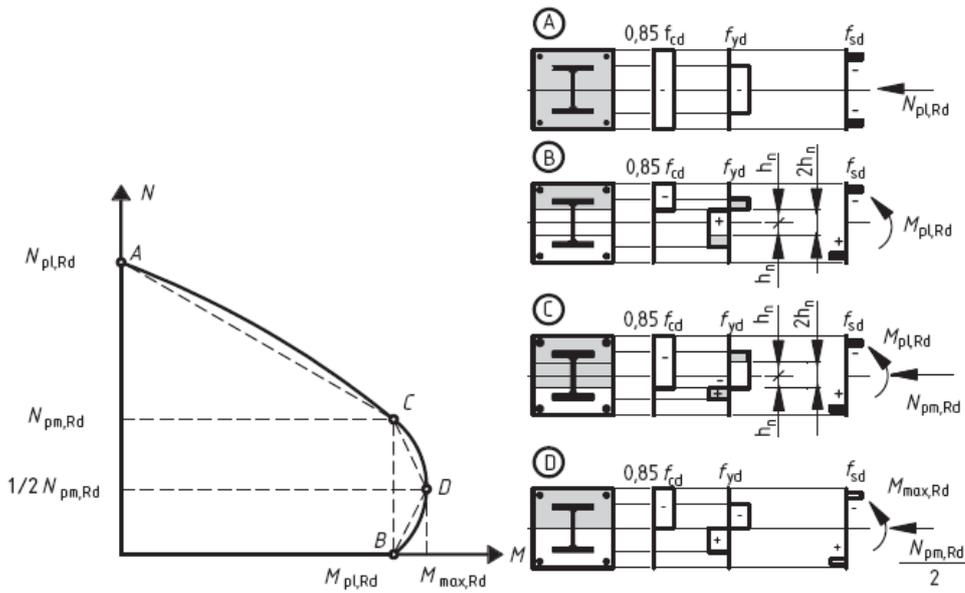


Fig. 6-2 Diagrama de interacción simplificado y las correspondientes distribuciones de tensiones.[1]

Punto D. En este punto se produce el mayor momento flector. En este caso la línea neutra se sitúa sobre el eje de simetría

$$\begin{aligned}
 N_D &= \frac{1}{2} N_{pm,Rd} \\
 M_D &= M_{max,Rd}
 \end{aligned}
 \tag{6.17}$$

$$\begin{aligned}
 M_{max,Rd} &= \frac{w_{pc} f_{cd}}{2} + w_{pa} f_{yd} \\
 w_{pc} &= \frac{(D - 2t)^3}{6}; \quad w_{pa} = \frac{D^3}{6} - w_{pc}
 \end{aligned}
 \tag{6.18}$$

Punto C. Finalmente este punto se corresponde con una situación intermedia entre los puntos A y D. tiene el mismo momento flector que el punto B y la línea neutra se sitúa a una distancia h_n por debajo del eje de simetría.

$$N_C = N_{pm,Rd} = A_c f_{cd}$$

$$M_D = M_{pl,Rd}$$
(6.19)

6.3.2 Resistencia del elemento a flexión uniaxial

La Fig. 6-3 muestra el método de cálculo de una columna sometida a flexión y compresión uniaxial combinada, utilizando la curva de interacción de la sección transversal. Se producirá el fallo cuando la trayectoria de carga en la sección más solicitada de la columna alcance su límite de resistencia, marcado por el diagrama de interacción de la sección:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} \leq \alpha_L$$
(6.20)

donde M_{Ed} es el momento que solicita la sección más desfavorable y que debe de tener en cuenta las imperfecciones y los efectos de segundo orden, y $M_{pl,N,Rd} = f(N_{Ed})$ es el valor del momento plástico resistente de la sección, para un nivel determinado de axil, y que se obtiene del diagrama de interacción, y donde α_L es un coeficiente que toma un valor de 0.9 para clases de acero de S235 a S355, y 0.8 para clases S420 a S460. Dicho coeficiente escala el diagrama de interacción en el eje de momentos, reduciendo el valor del momento plástico que puede resistir la sección.

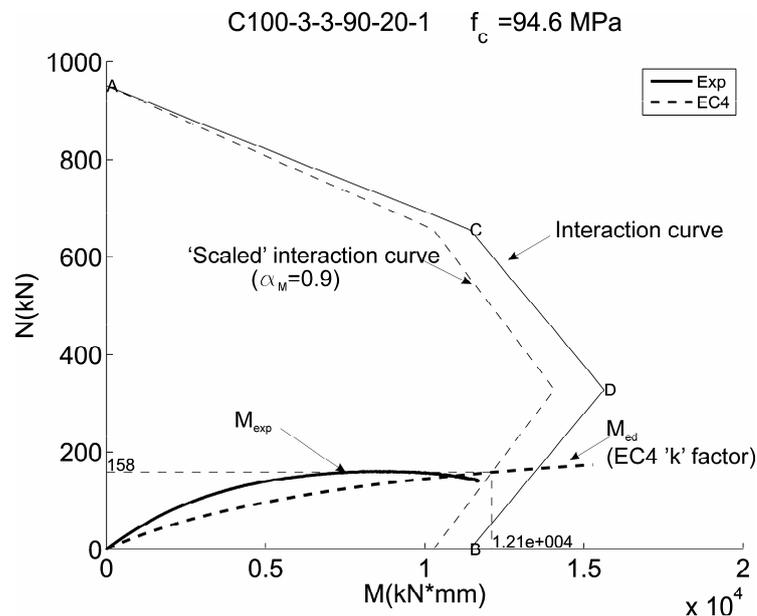


Fig. 6-3 Diagrama de interacción y línea de carga (M_{Ed}) para una columna CFT rellena de HSC

La recta de carga inicial para un momento de primer orden, tiene una expresión $M_{Ed,0} = N_{Ed} e$, siendo 'e' la excentricidad de la carga en los dos extremos del elemento. Para tener en cuenta las imperfecciones se le añade una excentricidad

adicional que en el caso de perfiles circulares rellenos con cuantía de armaduras inferior a $\rho_s \leq 3\%$ toma un valor de $e_{imp} = L/300$.

Por otro lado, para tener en cuenta los efectos de segundo orden el momento de primer orden se amplifica por medio de un coeficiente k , de forma que

$$M_{Ed} = N_{Ed} (e + e_{imp}) k, \quad (6.21)$$

siendo:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} \geq 1 \quad (6.22)$$

$N_{cr,eff}$ es el axil crítico de pandeo del eje relevante considerando una rigidez a flexión efectiva de valor

$$(EI)_{eff} = k_0 (E_a I_a + k_{eII} E_c I_c) \quad (6.23)$$

con $k_0 = 0.9$ y $k_{eII} = 0.5$ factores de calibración y corrección respectivamente

β es el factor de momento equivalente para tener en cuenta la distribución de momentos en el elemento. Para el caso de una distribución uniforme $\beta = 1.1$

Finalmente, para hallar la resistencia del elemento tendrá que resolverse el sistema

$$\left. \begin{aligned} M_{Ed} &= N_{Ed} (e + e_{imp}) k \\ M_{Ed} &= \alpha_L M_{pl,N,Rd} (N_{Ed}) \end{aligned} \right\} \quad (6.24)$$

6.4 Análisis de resultados del cálculo con el Eurocódigo 4.

En este apartado se ha validado la aplicabilidad del EC4 para el cálculo de columnas de perfiles tubulares circulares rellenas de hormigón de hasta alta resistencia, esbeltas y con carga axial excéntrica, explorando los límites de éste en cuanto a la resistencia del hormigón.

En la validación se han tenido en cuenta una serie de hipótesis. Dado que se conocen las propiedades de los materiales empleados experimentalmente se han tomado los coeficientes parciales de seguridad del material $\gamma_{Ma}, \gamma_c, \gamma_s$ iguales a la unidad. La determinación del límite elástico del acero y del hormigón se ha tomado conforme al Eurocódigo 3 y Eurocódigo 2 respectivamente. Así

$$E_a = 210000\text{MPa}; E_c = 22000 \left(\frac{f_c}{10} \right)^{0.3}$$

Los ensayos de perfiles vacíos no han sido incluidos ya que deben ser calculados con el Eurocódigo 3.

Todos los test tienen una esbeltez relativa $\bar{\lambda} > 0.5$ o una excentricidad $e/D > 0.1$ lo que significa que según el método de cálculo el incremento de resistencia de la sección debido al confinamiento es despreciable.

La Tabla 6-2 incluye los valores de carga axial calculados con el EC4 junto con los valores experimentales y el ratio ξ que define la relación entre la resistencia de la columna determinada experimentalmente y la propuesta por el código de diseño.

$$\xi = \frac{N_{\max, \text{exp}}}{N_{\max, \text{EC4}}} \quad (6.25)$$

Este ratio significa que si $\xi > 1$ el diseño es seguro. Para las columnas analizadas el valor medio del ratio es 1.02, y su desviación standard 0.07, lo cual muestra la bondad del método. Sin embargo, 37% de los test tienen un valor de $\xi < 1$, lo cual puede ser inseguro. No obstante la importancia es relativa ya que la desviación standard es muy baja y sólo 5 test están por debajo de $\xi = 0.95$

La Fig. 6-4 muestra la correlación entre la carga máxima experimental y la previsión del EC4. Todos los valores se encuentran dentro de la zona de $\pm 15\%$, y casi todos dentro de la zona de $\pm 10\%$. Puede verse que para aquellos test con mayor carga axial el ratio de precisión ξ aumenta, alejándose de 1, pero de lado de la seguridad.

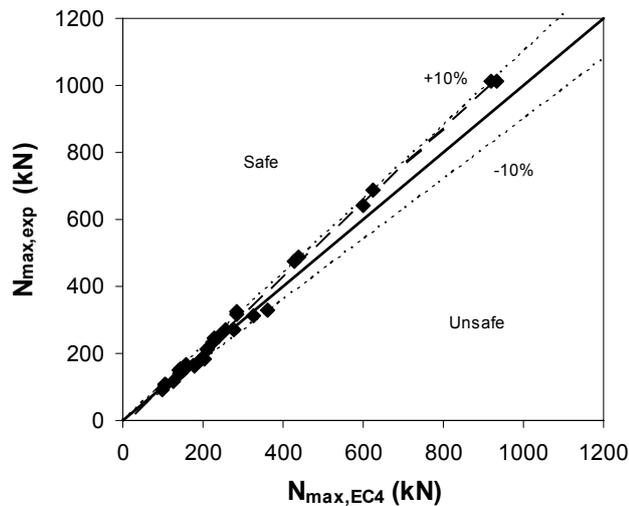


Fig. 6-4 Grado de precisión de las cargas últimas experimentales y la previsión del EC4

Tabla 6-2 Propiedades de los ensayos y resultados

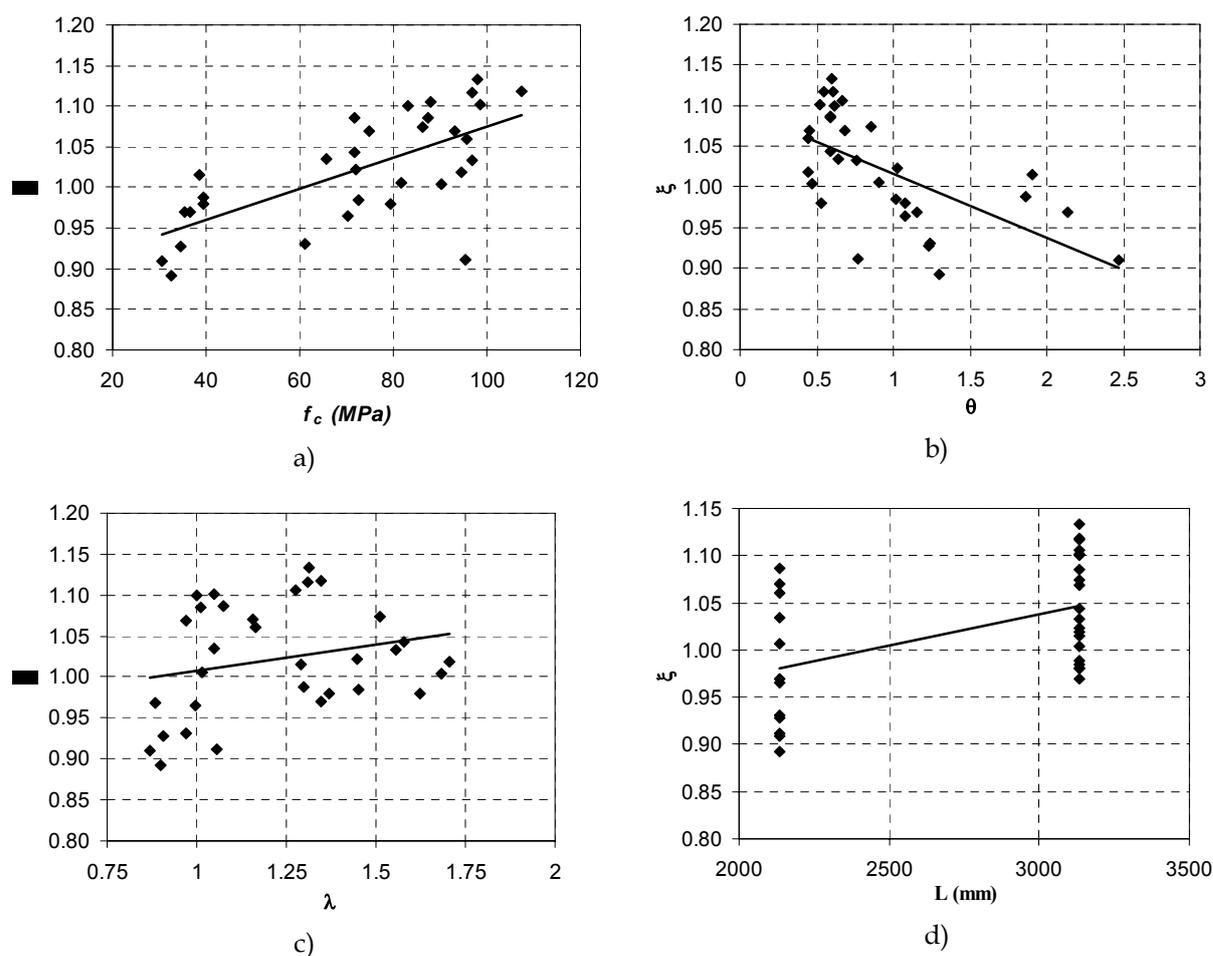
Id	Nombre	D mm	t mm	L mm	e mm	f_y (MPa)	f_c (MPa)	N_{u,exp} (kN)	N_{u,EC4} (kN)	ξ
C1	C100-3-2-30-20-1	100	3	2135	20	322	32.70	181.56	203.49	0.89
C2	C100-3-2-30-50-1	100	3	2135	50	322	34.50	117.49	126.60	0.93
C3	C100-3-2-70-20-1	100	3	2135	20	322	65.79	248.58	240.23	1.03
C4	C100-3-2-70-50-1	100	3	2135	50	322	71.64	151.59	139.58	1.09
C5	C100-3-2-90-20-1	100	3	2135	20	322	95.63	271.04	255.69	1.06
C6	C100-3-2-90-50-1	100	3	2135	50	322	93.01	154.24	144.19	1.07
C7	C100-3-3-00-20-1	100	3	3135	20	325	0	115.66		**
C8	C100-3-3-00-50-1	100	3	3135	50	325	0	82.321		**
C9	C100-3-3-30-20-1	100	3	3135	20	322	39.43	140.32	143.19	0.98
C10	C100-3-3-30-50-1	100	3	3135	50	322	36.68	93.75	96.72	0.97
C11	C100-3-3-70-20-1	100	3	3135	20	322	71.74	159.55	152.90	1.04
C12	C100-3-3-70-50-1	100	3	3135	50	322	79.55	102.75	104.86	0.98
C13	C100-3-3-90-20-1	100	3	3135	20	322	94.56	160.33	157.41	1.02
C14	C100-3-3-90-50-1	100	3	3135	50	322	90.40	106.8	106.31	1.00
C15	C100-5-2-00-20-1	101.6	5	2135	20	320	0	223.37		**
C16	C100-5-2-00-20-2*	101.6	5	2135	20	320	0	226.61		**
C17	C100-5-2-00-50-1	100	5	2135	50	322	0	142.19		**
C18	C100-5-2-30-20-1	100	5	2135	20	322	35.39	270.02	278.64	0.97
C19	C100-5-2-30-50-1	100	5	2135	50	322	30.54	161.26	177.31	0.91
C20	C100-5-2-70-20-1	100	5	2135	20	322	70.16	313.55	324.95	0.96
C21	C100-5-2-70-50-1	100	5	2135	50	322	61.00	183.81	197.39	0.93
C22	C100-5-2-90-20-1	101.6	5	2135	20	320	95.43	330.4	362.45	0.91
C23	C100-5-2-90-50-1	101.6	5	2135	50	320	81.66	213.46	212.17	1.01
C24	C100-5-3-30-20-1	101.6	5	3135	20	320	38.67	212.48	209.32	1.02
C25	C100-5-3-30-50-1	101.6	5	3135	50	320	39.56	144.83	146.51	0.99
C26	C100-5-3-70-20-1	101.6	5	3135	20	320	71.86	231.35	226.23	1.02
C27	C100-5-3-70-50-1	101.6	5	3135	50	320	72.49	153.16	155.50	0.98
C28	C100-5-3-90-20-1	101.6	5	3135	20	320	86.39	246.82	229.77	1.07
C29	C100-5-3-90-50-1	101.6	5	3135	50	320	96.74	164.95	159.64	1.03
C30	C125-5-3-90-20-1	125	5	3135	20	322	87.98	474.17	428.81	1.11
C31	C125-5-3-90-50-1	125	5	3135	50	322	96.97	317.9	284.71	1.12
C32	C125-5-3-90-20-2*	125	5	3135	20	322	107.33	489.47	437.93	1.12
C33	C125-5-3-90-50-2*	125	5	3135	50	322	97.92	322.97	285.01	1.13
C34	C160-6-3-90-20-1	160.1	5.7	3135	20	322	87.38	1012.5	933.15	1.08
C35	C160-6-3-70-50-1	160.1	5.7	3135	50	322	74.75	642.16	600.71	1.07
C36	C160-6-3-90-20-2*	160.1	5.7	3135	20	322	83.08	1011.5	919.49	1.10
C37	C160-6-3-90-50-1	160.1	5.7	3135	50	322	98.50	686.21	622.82	1.10
Valor medio										1.02
Desv. Std.										0.07

* Tests C16, C32, C33 y C36 fueron repetidos para confirmar la consistencia. ** La carga máxima de los test de columnas vacías debe obtenerse de acuerdo al Eurocódigo 3

La tendencia del ratio ξ puede ser evaluado en términos de las variables de diseño como se muestra en la Fig. 6-5. De ésta puede observarse que prácticamente todos los ensayos de columnas rellenas de hormigón de alta resistencia tienen un grado de precisión $\xi > 1$ excepto 4 de ellos. Pero cuando f_c aumenta también lo hace el ratio ξ , alejándose de 1 pero de lado de la seguridad.

No se observa una dependencia clara con e/D o D/t pero ξ tiende a aumentar de lado de la seguridad cuando la longitud L aumenta. Por otro lado la dispersión del ratio ξ disminuye cuando L/D aumenta.

Observando las figuras Fig. 6-5 b) y c), puede decirse que muchos de los casos cuyo $\xi < 1$ tienen en común que $\theta > 1$ ($\delta > 0.5$), con bajas esbelteces relativas $\lambda < 1$. Esto indica que el EC4 predice con menor precisión los casos en los que la sección es "masiva". En este sentido las diferencias observadas pueden tener origen en la determinación de la resistencia de diseño o en $N_{pl,Rd}$ o de la rigidez del elemento $(EI)_{eff}$.



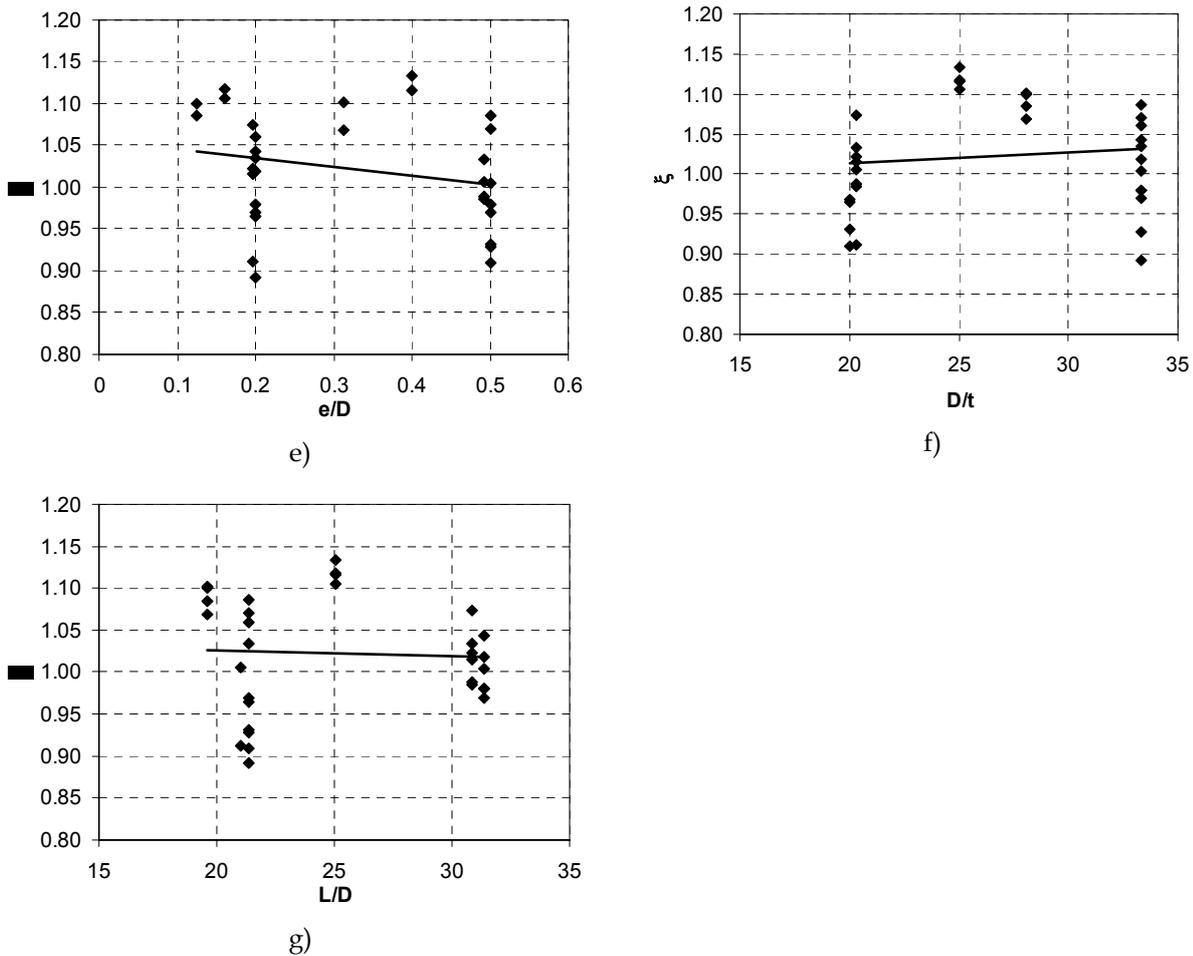


Fig. 6-5 Influencia de las variables de diseño en el ratio ξ

6.5 Conclusiones

En la validación del EC4 con 37 columnas de perfiles tubulares circulares rellenos de hormigón de alta resistencia esbeltas, se predice el resultado con suficiente aproximación, con un ratio ξ medio de 1.02 y una desviación standard de 0.07.

El EC4 puede extenderse hasta 100MPa de resistencia de hormigón con confianza en columnas CFT circulares esbeltas. De hecho el ratio ξ aumenta de lado de la seguridad cuando aumenta la resistencia del hormigón.

A medida que el peso relativo del acero en la resistencia es mayor, con un valor de $\theta > 1$ ($\delta > 0.5$) y para esbelteces relativas bajas ($\bar{\lambda} < 1$) el ratio $\xi < 1$, es decir el EC4 resulta inseguro. Esto puede deberse a la predicción de la resistencia axial máxima de la sección, $N_{pl,Rd}$ o de la rigidez efectiva a flexión (EI), que deberían ser estudiadas en más detalle.

Por tanto para poder indagar en profundidad y conseguir resultados más fiables, es necesario incrementar la cantidad de datos, para lo que se hace necesaria la obtención de un modelo numérico preciso.

7. Modelo numérico unidimensional

7.1 Introducción

En este capítulo se propone un modelo numérico unidimensional, basado en la técnica de los elementos finitos, para el análisis del comportamiento y resistencia de soportes compuestos por perfiles tubulares circulares de acero (soportes CFT), rellenos de hormigón de alta resistencia, esbeltos, y bajo condiciones de carga de compresión monótona excéntrica. Este modelo se basa en la técnica numérica de los elementos finitos unidimensionales con integración por fibras. Las ecuaciones constitutivas de los materiales han sido ajustadas para representar el estado tensional en el que se encuentran. El modelo tiene la particularidad de utilizar formulación corrotacional para las deformaciones y formulación basada en la interpolación de las fuerzas, con un esquema iterativo de resolución.

A continuación se describe brevemente el modelo numérico haciendo hincapié en los aspectos más relevantes. Se puede encontrar una explicación detallada de la técnica de elementos finitos usada en las publicaciones de Filippou y Fenves [99], Zienkiewicz y Taylor [100], y Crisfield [101].

Posteriormente se expone la calibración y validación del modelo para representar los ensayos experimentales de este estudio. El modelo numérico implementado ha mostrado un grado de precisión aceptable en comparación con los resultados obtenidos de ensayos experimentales propios consiguiendo un buen ajuste en todos ellos.

En el capítulo siguiente se utiliza el modelo para realizar un estudio paramétrico de las variables que envuelven el comportamiento de las columnas CFT, incluso más allá de límite establecido por los códigos de diseño.

7.2 Programa FedeeasLab

El modelo de la columna ha sido implementado en el programa [FedeeasLab](#). [102] Se trata de un toolbox para Matlab® desarrollado y mantenido por el Prof. Filip C. Filippou del Civil and Environmental Engineering Dept. de la University of California at Berkeley. Este toolbox tiene por objeto el análisis no lineal de estructuras bajo carga estáticas y dinámicas. El programa ha sido utilizado en el

desarrollo de nuevos elementos y modelos de material así como en la simulación de pequeños modelos estructurales en investigación y en docencia.

Su desarrollo comienza en 1998 para dar soporte a las clases de análisis estructural de la University of California at Berkeley y progresó como una herramienta de desarrollo en investigación. Las mayores contribuciones provienen del programa FEAP desarrollado por el Prof. Robert L. Taylor [100]

La naturaleza interpretada del lenguaje Matlab hace que los tiempos de ejecución sean mayores a los tiempos de ejecución de los paquetes de elementos finitos implementados en lenguajes compilados como Fortran o C++. Sin embargo, la sencillez del lenguaje hace que FedasLab sea idóneo para el prototipado de nuevos elementos, estrategias de resolución o nuevos materiales, pero no para problemas a gran escala. Para tal fin existe otro programa denominado OpenSees [103], implementado en el lenguaje C y Tcl/Tk. Éste es capaz de trabajar con modelos de mayor tamaño, y se utiliza, entre otros, en análisis sísmico y mecánica del suelo.

Durante la estancia de investigación realizada por el autor de esta tesis en la University of California, Berkeley se desarrolló, calibró y ajustó el modelo aquí presentado utilizando el entorno del programa de FedasLab.

7.3 Características generales del modelo

Para la simulación de las columnas CFT se han utilizado elementos unidimensionales, con geometría 2D, y con elasticidad distribuida en su longitud. Se asumen las siguientes hipótesis:

- Los esfuerzos de torsión y cortante son despreciables frente a los de flexocompresión, donde la hipótesis de Navier-Bernuilli puede aplicarse
- Las secciones permanecen planas después de la flexión. Es decir no se consideran desplazamientos relativos en la dirección longitudinal, entre el núcleo de hormigón y el tubo de acero.
- Se ha considerado adherencia perfecta entre el núcleo y el tubo, tanto longitudinal, como circunferencialmente. Como se explicó en la sección 2.2.2, esto no es cierto ya que inicialmente el mayor coeficiente de Poisson del tubo exterior de acero frente al núcleo de hormigón hace disminuir la adhesión en la interfase de los dos materiales, pudiéndose separar
- La fisuración del hormigón se considera distribuida y normal al eje de la columna. No se ha considerado la resistencia del hormigón en tracción.
- No se ha considerado el pandeo local de las paredes del perfil metálico, ya que el núcleo evita el pandeo hacia el interior. El Eurocódigo 4, según la ecuación (6.3) indica que para un acero de $f_y = 325\text{MPa}$, el máximo ratio $\max(D/t)=65.07$. Dado el mayor ratio de los ensayos es 33.3, no se considera tal efecto

7.4 Descripción del modelo numérico

7.4.1 Método de resolución numérica. Algoritmo de Newton-Raphson modificado.

En el análisis no lineal por medio de elementos finitos es habitual utilizar un método de resolución Newton-Raphson multipaso, incremental-iterativo, para determinar la respuesta de la estructura sujeta a una historia de carga.

La respuesta de una estructura puede ser descrita por la condición de equilibrio entre el vector de fuerzas generalizadas externas y las fuerzas resistentes. Dadas las propiedades geométricas y mecánicas de un modelo estructural, el equilibrio de fuerzas en el sistema debe cumplir que

$$\mathbf{P}_u(\mathbf{U}_i) = \mathbf{P}_i - \mathbf{P}_r(\mathbf{U}_i) = \mathbf{0}, \quad (7.1)$$

- donde \mathbf{P} es el vector de fuerzas externas aplicadas en la estructura. Se asume que este vector es independiente de los desplazamientos de la estructura de forma que se mantienen su magnitud y dirección constantes. En caso contrario, si las fuerzas externas siguieran los desplazamientos se tendrían las denominadas fuerzas seguidoras;
- $\mathbf{P}_r(\mathbf{U})$ es el vector de fuerzas resistentes. Este vector es la suma de las fuerzas resistentes de cada elemento una vez ensambladas, y son función de los desplazamientos generalizados de la estructura \mathbf{U} .
- $\mathbf{P}_u(\mathbf{U})$ es el vector de fuerzas desequilibradas o función residuo.

Cuando el sistema de ecuaciones (7.1) es no lineal debido bien a la no linealidad del material o a la no linealidad geométrica, la estrategia de resolución es encontrar el vector de desplazamientos generalizados \mathbf{U} , que hacen que la función residuo $\mathbf{P}_r(\mathbf{U})$ se anule. Para desarrollar un algoritmo de resolución se aplica el método de Newton-Raphson (N-R). La función residuo puede expandirse en series de Taylor sobre un vector de desplazamientos inicial

$$\mathbf{P}_u(\mathbf{U}) = \mathbf{P}_u(\mathbf{U}_0) + \left. \frac{\partial \mathbf{P}_u(\mathbf{U})}{\partial \mathbf{U}} \right|_0 (\mathbf{U} - \mathbf{U}_0) + \frac{1}{2} \left. \frac{\partial^2 \mathbf{P}_u(\mathbf{U})}{\partial \mathbf{U}^2} \right|_0 (\mathbf{U} - \mathbf{U}_0)^2 + \dots \quad (7.2)$$

Aproximando el desarrollo al término de primer orden y desarrollando la expresión anterior se tiene

$$\begin{aligned}
 \mathbf{P}_u(\mathbf{U}) &\approx [\mathbf{P} - \mathbf{P}_r(\mathbf{U}_0)] + \left[\frac{\partial \mathbf{P}}{\partial \mathbf{U}} - \frac{\partial \mathbf{P}_r(\mathbf{U})}{\partial \mathbf{U}} \Big|_0 \right] (\mathbf{U} - \mathbf{U}_0); \\
 \mathbf{P}_u(\mathbf{U}) &\approx \mathbf{P} - \mathbf{P}_r(\mathbf{U}_0) - \frac{\partial \mathbf{P}_r(\mathbf{U})}{\partial \mathbf{U}} \Big|_0 (\mathbf{U} - \mathbf{U}_0); \\
 \mathbf{P} - \mathbf{P}_r(\mathbf{U}_0) &\approx \frac{\partial \mathbf{P}_r(\mathbf{U})}{\partial \mathbf{U}} \Big|_0 (\mathbf{U} - \mathbf{U}_0) = \mathbf{K}_t(\mathbf{U}_0) \Delta \mathbf{U}
 \end{aligned} \tag{7.3}$$

donde $\frac{\partial \mathbf{P}_r(\mathbf{U})}{\partial \mathbf{U}} \Big|_0 = \mathbf{K}_t(\mathbf{U}_0)$ es el gradiente de la función residuo y que se denomina matriz de rigidez tangente de la estructura en el punto \mathbf{U}_0 , y $\mathbf{U} = \mathbf{U}_0 + \Delta \mathbf{U}$ es el vector de desplazamientos actualizado.

Con el desarrollo del sistema no lineal en series linealizado se procede de forma incremental. Dado un punto inicial \mathbf{U}_0 se procede a corregir el valor hasta encontrar el valor que anula a la función residuo con el incremento producido por el cambio de estado de la función,

$$\Delta \mathbf{U}_i = \mathbf{K}_t(\mathbf{U}_i) \setminus [\mathbf{P} - \mathbf{P}_r(\mathbf{U}_i)] \tag{7.4}$$

$$\mathbf{U}_{i+1} = \mathbf{U}_i + \Delta \mathbf{U}_i \tag{7.5}$$

El operador división izquierda “\” identifica al método de resolución del sistema de ecuaciones por medio de eliminación gausiana. Existen varias posibilidades para chequear el error como que el módulo del vector de los residuos sea menor que la tolerancia especificada, $\|\mathbf{P}_u(\mathbf{U}_i)\| < \text{tol}$ o que el módulo de la corrección sea menor que la tolerancia, $\|\Delta \mathbf{U}_i\| < \text{tol}$. En este caso el criterio seguido es que el incremento de trabajo relativo al inicial sea menor que la tolerancia especificada,

$$\frac{\Delta \mathbf{U}_i^T \mathbf{P}_{ui}}{\Delta \mathbf{U}_0^T \mathbf{P}_{u0}} < \text{tol} \tag{7.6}$$

El algoritmo de N-R sólo converge si la predicción inicial está en las cercanías de la solución. Cuanto mayor sea la carga externa, más alejado estará el estado inicial de la solución. Por otro lado si el gradiente de la función residuo cambia rápidamente, la convergencia de la solución es más complicada. Por este motivo en lugar de aplicar toda la carga de una vez, ésta se aplica poco a poco, de forma incremental de tal forma que el vector de carga aplicada sea un múltiplo del de referencia $\mathbf{P} = \lambda \mathbf{P}_{\text{ref}}$, con λ un escalar. Se utiliza como carga externa del estado actual, la carga del estado anterior más un incremento proporcional a la carga de referencia.

$$\mathbf{P}^k = \mathbf{P}^{k-1} + \Delta \lambda^k \mathbf{P}_{\text{ref}}, k=1,2,\dots \text{ núm. de pasos} \tag{7.7}$$

7.4.2 Control automático de la respuesta. Control entre pasos de carga.

Si el incremento del factor de carga, $\Delta\lambda$, permanece constante durante el incremento de la carga, cuando la rigidez del modelo disminuye, puede resultar en grandes desplazamientos, la predicción de la solución se aleja de la real y aumenta el incremento de trabajo relativo tomado como medida de la convergencia. Por otro lado, si $\Delta\lambda$ es demasiado pequeño se pierde esfuerzo de cálculo al inicio, cuando la rigidez es prácticamente lineal y tiene pequeño interés.

Parece pues más adecuado que el incremento del factor de carga sea variable y se adapte a la rigidez del modelo, de forma que se puedan aplicar incrementos del factor de carga grandes cuando la rigidez no cambia demasiado e incrementos del factor de carga pequeños cuando la rigidez es menor y cambia más rápidamente. En este estudio se ha utilizado el parámetro de rigidez propuesto por Bergan et al. [104]. Este parámetro es el producto escalar del vector de carga de referencia, \mathbf{P}_{ref} y el vector de desplazamientos causados por éste, denominados desplazamientos tangentes, \mathbf{U}_t

$$Sp = \mathbf{P}_{\text{ref}}^T \mathbf{U}_t = \mathbf{P}_{\text{ref}}^T (\mathbf{K}_t^{-1} \mathbf{P}_{\text{ref}}) \quad (7.8)$$

Dado que el vector de referencia no cambia entre los pasos o incrementos de carga, es la inversa de la matriz de rigidez la que afecta al parámetro de rigidez. Cuanto más dúctil sea la respuesta, mayor será el valor del desplazamiento tangencial y por tanto mayor será el parámetro de rigidez. Bergan et al. [104] propusieron la siguiente relación para ajustar el incremento del factor de carga.

$$\Delta\lambda^k = \Delta\lambda_0 \left(\frac{Sp^0}{Sp^k} \right)^\gamma, \text{ donde } \gamma \in [0.8, 1.5] \quad (7.9)$$

$$Sp^0 = \mathbf{P}_{\text{ref}}^T ([\mathbf{K}_t^0]^{-1} \mathbf{P}_{\text{ref}}); Sp^k = \mathbf{P}_{\text{ref}}^T ([\mathbf{K}_t^k]^{-1} \mathbf{P}_{\text{ref}})$$

En la mayoría de los casos un valor de $\gamma = 1$ es adecuado.

7.4.3 Control automático de la respuesta. Control entre iteraciones.

El control incremental de carga entre los pasos de carga permite al algoritmo de N-R aproximarse a la carga máxima, pero no puede aventurarse en busca de soluciones en la respuesta post-pico. En un caso con ablandamiento el incremento del parámetro de carga debería poder ser negativo, para así reducir la carga aplicada con respecto al paso anterior, siguiendo la curva real. Por ello no sólo es necesario controlar la carga entre pasos de carga, sino también entre iteraciones.

La carga en cada iteración tendrá un valor

$$\mathbf{P}_i = \mathbf{P}_{i-1} + \Delta\lambda_i \mathbf{P}_{\text{ref}}, \quad i=1,2,\dots \quad (7.10)$$

Siendo i el número de iteraciones, con $\mathbf{P}_0 = \mathbf{P}^k$, carga inicial en el paso actual

Por tanto sustituyendo en la ecuación de equilibrio

$$\begin{aligned} \Delta\mathbf{U}_i &= \mathbf{K}_t(\mathbf{U}_i) [\mathbf{P}_i - \mathbf{P}_r(\mathbf{U}_i)] = \mathbf{K}_t(\mathbf{U}_i) [\mathbf{P}_{i-1} + \Delta\lambda_i \mathbf{P}_{\text{ref}} - \mathbf{P}_r(\mathbf{U}_i)] = \\ &= \Delta\lambda_i \mathbf{K}_t(\mathbf{U}_i) \mathbf{P}_{\text{ref}} + \mathbf{K}_t(\mathbf{U}_i) [\mathbf{P}_{i-1} - \mathbf{P}_r(\mathbf{U}_i)] \end{aligned}$$

$$\Delta\mathbf{U}_i = \Delta\lambda_i \Delta\mathbf{U}_{ii} + \Delta\mathbf{U}_{ri} \quad (7.11)$$

Existen varios esquemas propuestos para la determinación del incremento del factor de carga entre iteraciones [99-101,105] entre los que cabe destacar, el control de un determinado grado de libertad, el mínimo de la norma del vector de desplazamientos (Chan [106]), el trabajo externo constante (Powell and Simons [107]), o estrategias de control de la longitud de arco, que permiten superar puntos límite como valores máximos o mínimos, como el propuesto por Crisfield [108]

En este estudio se ha utilizado el mínimo de la norma del vector de desplazamientos. Se busca el valor mínimo de la norma del vector de desplazamientos[106]

$$\frac{\partial}{\partial \Delta\lambda_i} (\Delta\mathbf{U}_i^T \Delta\mathbf{U}_i) = 0; \rightarrow \Delta\lambda_i = -\frac{\mathbf{U}_{ii}^T \Delta\mathbf{U}_{ri}}{\mathbf{U}_{ii}^T \mathbf{U}_{ii}} \quad (7.12)$$

Incluyendo el control del factor de carga tanto entre los pasos como entre las iteraciones, el algoritmo de N-R queda finalmente expresado en el algoritmo de la Fig. 7-1.

Dadas las propiedades geométricas y mecánicas de un modelo estructural, y dado un vector de carga de referencia \mathbf{P}_{ref} y un incremento del factor de carga inicial $\Delta\lambda_0$

Para $k=1,2,\dots$, núm. de pasos

1. Determinar la predicción inicial de la solución en el paso de carga k , basada en la solución del paso de carga anterior $\mathbf{U}_0^k = \mathbf{U}^{k-1}$, con $\mathbf{U}_0^0 = \mathbf{0}$

2. Determinar el estado del modelo bajo los desplazamientos actuales $\mathbf{K}_t(\mathbf{U}_0^k)$, $\mathbf{P}_r(\mathbf{U}_0^k)$

3. Determinar el incremento del factor de carga según el factor de rigidez

$$Sp^0 = \mathbf{P}_{\text{ref}}^T \left([\mathbf{K}_t^0]^{-1} \mathbf{P}_{\text{ref}} \right), \quad Sp^k = \mathbf{P}_{\text{ref}}^T \left([\mathbf{K}_t^k]^{-1} \mathbf{P}_{\text{ref}} \right) \Rightarrow, \quad \Delta\lambda^k = \Delta\lambda_0 \left(\frac{Sp^0}{Sp^k} \right)^\gamma, \quad \text{con } \gamma = 1$$

4. Determinar las fuerzas aplicadas en los grados de libertad libres $\mathbf{P}^k = \mathbf{P}^{k-1} + \Delta\lambda^k \mathbf{P}_{\text{ref}}$, con $\mathbf{P}^0 = \mathbf{0}$

5. Determinar la corrección de la solución resolviendo el de n_f ecuaciones x n_f incógnitas $\Delta\mathbf{U}_0^k = \mathbf{K}_t(\mathbf{U}_0^k) \left[\mathbf{P}^k - \mathbf{P}_r(\mathbf{U}_0^k) \right]$

6. Actualizar la solución del sistema $\mathbf{U}_1^k = \mathbf{U}_0^k + \Delta\mathbf{U}_0^k$

7. Para $i=1,2,\dots$ (se omite el superíndice k)

7.5 Determinar el estado del modelo bajo los desplazamientos actuales $\mathbf{K}_t(\mathbf{U}_i)$, $\mathbf{P}_r(\mathbf{U}_i)$

7.6 Determinar el incremento del factor de carga según el mínimo residuo de los

$$\text{desplazamientos } \Delta\lambda_i = - \frac{\mathbf{U}_{ti}^T \Delta\mathbf{U}_{ri}}{\mathbf{U}_{ti}^T \mathbf{U}_{ti}}$$

7.7 Determinar la corrección de la solución $\Delta\mathbf{U}_i = \mathbf{K}_t(\mathbf{U}_i) \left[\mathbf{P}_i - \mathbf{P}_r(\mathbf{U}_i) \right]$

7.8 Actualizar la solución del sistema $\mathbf{U}_{i+1} = \mathbf{U}_i + \Delta\mathbf{U}_i$

7.9 Iterar hasta que $\frac{\Delta\mathbf{U}_i^T \mathbf{P}_{ui}}{\Delta\mathbf{U}_0^T \mathbf{P}_{u0}} < \text{tol}$

8. Aumentar el paso de carga $k=k+1$

Fig. 7-1 Algoritmo de Newton-Raphson modificado, con control de carga entra pasos e iteraciones y actualización de la matriz de rigidez en cada uno.

DETERMINACIÓN DEL ESTADO DEL MODELO Formulación en desplazamientos

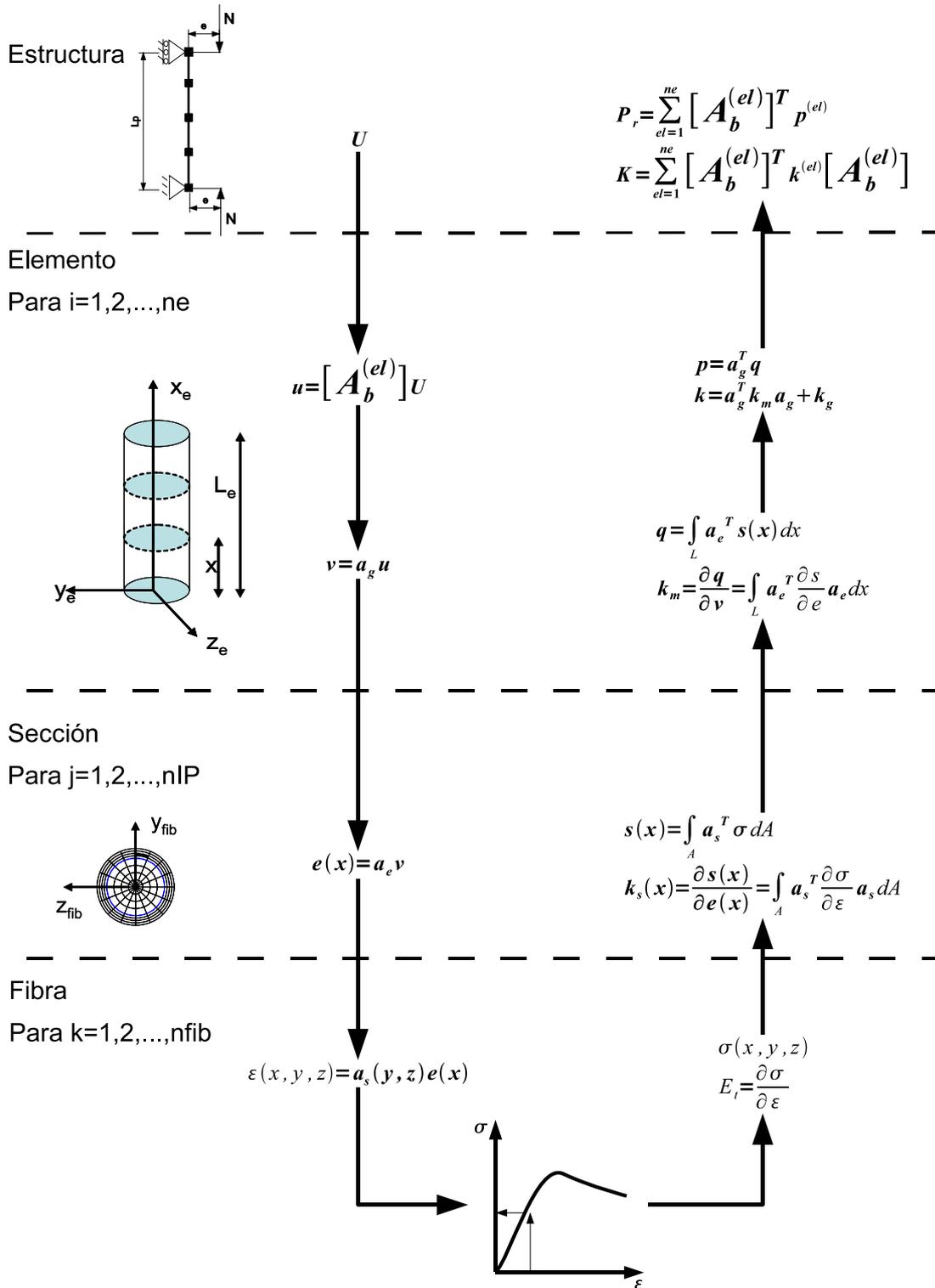


Fig. 7-2 Determinación del estado del modelo numérico de elementos finitos.

7.9.1 Determinación del estado del modelo

Dada la estimación inicial del vector de desplazamientos U_i , para corregir dicha estimación en el método de N-R es necesario determinar del estado del modelo estructural, en cada una de las iteraciones y en cada uno de los pasos de carga.

El proceso de determinación del estado se basa en integrar y recoger la aportación de cada elemento a la matriz de rigidez tangente $K_t(U_i)$, y al vector de fuerzas resistentes de la estructura. $P_r(U_i)$. La Fig. 7-2 resume este proceso. Puede encontrarse en Filippou y Fenves [99] una definición detallada de los pasos que se realizan.

Sea U la predicción del vector de desplazamientos de los g.d.l. de la estructura en coordenadas globales, en la iteración 'i', y sea u el vector de desplazamientos de los g.d.l. de un elemento en coordenadas globales, entonces la ecuación de compatibilidad de la estructura en cada uno de sus grados de libertad puede expresarse según la ecuación

$$u = A_b U \quad (7.13)$$

donde A_b es la matriz booleana de asignación de los g.d.l. de la estructura en g.d.l. del elemento. Si bien el ensamblaje se expresa a través de esta matriz, resulta sencillo obtener el vector u a partir de la indexación o mapeado utilizando la conectividad del elemento.

De los seis grados de libertad que tiene un elemento viga de dos nodos en el plano, sólo tres de éstos son linealmente independientes. Se elige el conjunto de desplazamientos básicos v de forma que

$$v = a_g u \quad (7.14)$$

donde a_g es la matriz de compatibilidad de desplazamientos. -en el caso más general esta matriz es no lineal, y v está definido más adelante.

Sea $e(x) = [\varepsilon_0(x), \kappa(x)]^T$ el vector de deformaciones de una sección a lo largo del elemento, éste vector se relaciona con los desplazamientos en los extremos del elemento a partir de la matriz de deformación del elemento a_e , de forma que

$$e(x) = a_e v \quad (7.15)$$

Para conocer el estado tensional de la sección es necesario conocer el estado tensional de cada punto de ésta. Para ello la sección se discretiza en una serie de

fibras. Sea $\varepsilon(x, y, z)$ la deformación axial en cualquier fibra de la sección, aplicando la hipótesis de Navier-Bernuilli

$$\varepsilon(x, y, z) = [1 \quad -y] \begin{Bmatrix} \varepsilon \\ \kappa \end{Bmatrix} = \mathbf{a}_s(y, z) \mathbf{e}(x) \quad (7.16)$$

donde $\mathbf{a}_s(y, z)$ es la matriz de compatibilidad de la sección.

Una vez se tiene la deformación de cada una de las fibras puede obtenerse la tensión y el módulo de rigidez tangente correspondiente a dicha deformación, a partir de la ecuación constitutiva del material del que está compuesta la fibra.

$$\sigma = f(\varepsilon, \varepsilon_{i-1}) \quad (7.17)$$

$$E_t = \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon}, \text{ módulo de elasticidad tangente del material} \quad (7.18)$$

En aplicaciones monótonas la relación entre ε_x y σ_x es independiente del camino de carga seguido, en cambio en aplicaciones dinámicas y sísmicas es necesario considerar modelos histeréticos, en los que la relación $\varepsilon - \sigma$ no sólo depende del estado actual sino del camino seguido en estados anteriores.

Llegados a este punto se aplican las ecuaciones de equilibrio, para obtener el estado del modelo en cada uno de los niveles: fibra, sección, elemento o estructura.

Sea \mathbf{q} el vector de fuerzas básicas, y sea \mathbf{v} el vector de desplazamientos básicos del elemento, aplicando el principio de los trabajos virtuales se tiene

$$\delta \mathbf{v}^T \mathbf{q} = \int_V \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} dV \quad (7.19)$$

donde $\boldsymbol{\varepsilon}$ es el tensor de deformaciones con sus componentes reorganizadas en forma de vector y $\boldsymbol{\sigma}$ es el tensor de tensiones, con sus componentes organizadas de la misma forma. En muchas aplicaciones estructurales en elementos viga el trabajo interno se limita al trabajo producido por la tensión normal al eje x y al producido por la tensión tangencial, por tanto

$$\delta \mathbf{v}^T \mathbf{q} = \int_V (\delta \varepsilon_x \sigma_x + \delta \gamma \tau) dV \quad (7.20)$$

Si el trabajo virtual producido por las tensiones tangenciales es suficientemente inferior al producido por las tensiones normales entonces

$$\delta \mathbf{v}^T \mathbf{q} = \int_V \delta \varepsilon_x \sigma_x dV = \int_L \left(\int_A \delta \varepsilon_x \sigma_x dA \right) dx \quad (7.21)$$

Desarrollando esta expresión

$$\int_A \delta \varepsilon_x \sigma_x dA = \delta \mathbf{e}(x)^T \int_A \mathbf{a}_s(y, z)^T \sigma dA = \delta \mathbf{e}(x)^T \int_A \begin{bmatrix} 1 \\ -y \end{bmatrix} \sigma dA = \delta \mathbf{e}(x)^T \mathbf{s}(x), \text{ donde} \quad (7.22)$$

$$\mathbf{s}(x) = \int_A \mathbf{a}_s(y, z)^T \sigma dA \quad (7.23)$$

Y el cambio de los esfuerzos en la sección con respecto a las deformaciones de la misma es la denominada matriz de rigidez de la sección

$$\mathbf{k}_s = \frac{\partial \mathbf{s}}{\partial \mathbf{e}} = \int_A \mathbf{a}_s^T \frac{\partial \sigma}{\partial \mathbf{e}} dA = \int_A \mathbf{a}_s^T \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} \mathbf{a}_s dA \quad (7.24)$$

En el caso de una relación no lineal de tensión - deformación del material, no es posible evaluar las integrales (7.23) y (7.24) de forma analítica, por lo que es necesario utilizar la integración numérica tal que

$$\int_A g(y, z) dA = \sum_{i \text{ fib}=1}^{\text{nfib}} \omega_i g(y_{i \text{ fib}}, z_{i \text{ fib}}) \quad (7.25)$$

Se pueden utilizar diferentes reglas de integración pero existen discontinuidades asociadas a la distribución de σ y E_t que hacen que, sobre todo en aplicaciones de carga cíclicas, se prefieran esquemas de integración de orden bajo, siendo comunes las reglas del punto medio, trapezoidal, o la regla de Simpson.

Retomando el principio de los trabajos virtuales aplicado sobre el elemento, se puede obtener el vector de fuerzas básicas en el elemento como

$$\delta \mathbf{v}^T \mathbf{q} = \int_L \delta \mathbf{e}^T \mathbf{s}(x) dx = \int_L \delta \mathbf{v}^T \mathbf{a}_e^T \mathbf{s}(x) dx \quad (7.26)$$

$$\mathbf{q} = \int_L \mathbf{a}_e^T \mathbf{s}(x) dx \quad (7.27)$$

Y la variación de las fuerzas básicas con respecto a los desplazamientos básicos

$$\frac{\partial \mathbf{q}}{\partial \mathbf{v}} = \frac{\partial}{\partial \mathbf{v}} \int_L \mathbf{a}_e^T \mathbf{s} dx = \int_L \mathbf{a}_e^T \frac{\partial \mathbf{s}}{\partial \mathbf{e}} \frac{\partial \mathbf{e}}{\partial \mathbf{v}} dx = \int_L \mathbf{a}_e^T \frac{\partial \mathbf{s}}{\partial \varepsilon} \mathbf{a}_e dx \quad (7.28)$$

Estas integrales también deben de resolverse de forma numérica. En este caso es más idóneo es utilizar los métodos de Gauss o de Gauss - Lobatto, ya que optimizan la precisión de la integral para un número dado de puntos de integración. El esquema de integración de Gauss-Lobatto es particularmente bueno cuando se tiene una mayor plastificación de los extremos del elemento, ya que incluye los nodos extremos en el conjunto de puntos de integración.

$$\int_L \mathbf{g}(\mathbf{x}) dA = \sum_{is=1}^{nIP} \omega_{is} \mathbf{g}(y_{is}, z_{is}) \quad (7.29)$$

Sea \mathbf{p} el vector de fuerzas del elemento expresadas en coordenadas globales. En un elemento de dos nodos, en el plano cada nodo tiene tres grados de libertad: dos traslaciones según los ejes y una rotación. Del total de 6 componentes de este vector, aplicando las ecuaciones de equilibrio, sólo tres de éstas son independientes. Este conjunto de fuerzas se denomina fuerzas básicas del elemento, \mathbf{q} (Fig. 7-3).

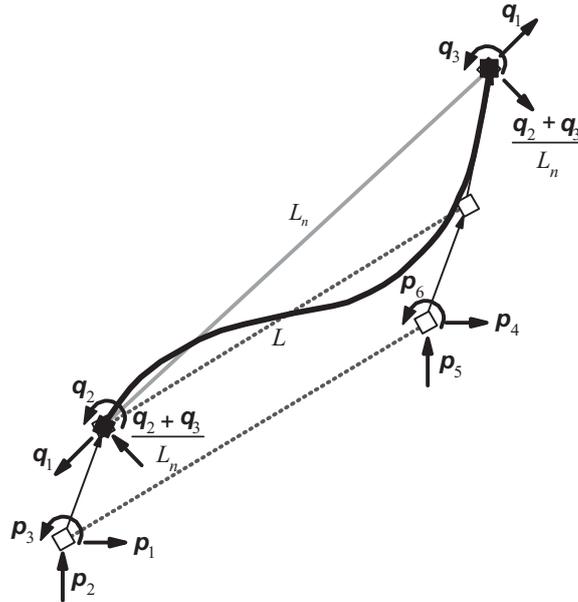


Fig. 7-3 Relación entre las fuerzas de elemento y las fuerzas básicas. Filippou y Fenves [99]

Aplicando el principio de los trabajos virtuales

$$\delta \mathbf{u}^T \mathbf{p} = \delta \mathbf{v}^T \mathbf{q}; \rightarrow \delta \mathbf{u}^T \mathbf{p} = \delta \mathbf{u}^T \mathbf{a}_g^T \mathbf{q},$$

por tanto

$$\mathbf{p} = \mathbf{a}_g^T \mathbf{q} \quad (7.30)$$

donde \mathbf{a}_g^T es la traspuesta de la matriz de compatibilidad. Se denomina matriz de rigidez del elemento \mathbf{k} a la variación de las fuerzas del elemento en coordenadas globales \mathbf{p} , con los desplazamientos del elemento en coordenadas globales \mathbf{u} , de forma que

$$\mathbf{k} = \frac{\partial \mathbf{p}}{\partial \mathbf{u}} = \frac{\partial}{\partial \mathbf{u}} (\mathbf{a}_g^T \mathbf{q}) = \frac{\partial \mathbf{a}_g^T}{\partial \mathbf{u}} \mathbf{q} + \mathbf{a}_g^T \frac{\partial \mathbf{q}}{\partial \mathbf{u}} = \mathbf{k}_g + \mathbf{k}_m \quad (7.31)$$

El primer término, \mathbf{k}_g , es la matriz rigidez geométrica que expresa el cambio en la rigidez debido a la geometría deformada, mientras que el segundo término, \mathbf{k}_m , es la

matriz de rigidez del material y expresa el cambio en la rigidez del elemento debida al cambio en el material.

Finalmente, y en ausencia de cargas distribuidas en la longitud del elemento, se procede al ensamblaje del vector de cargas resistentes y de la matriz de rigidez tangente de la estructura,

$$\mathbf{P}_r(\mathbf{U}) = \sum_{el} \mathbf{P}^{(el)} = \sum_{el} \left(\mathbf{A}_b^{(el)} \right)^T \mathbf{p}^{(el)} \quad (7.32)$$

$$\mathbf{K}_t(\mathbf{U}) = \frac{\partial \mathbf{P}_r(\mathbf{U})}{\partial \mathbf{U}} = \sum_{el=1}^{ne} \mathbf{A}_b^{(el)T} \frac{\partial \mathbf{p}^{(el)}(\mathbf{U})}{\partial \mathbf{U}} = \sum_{el=1}^{ne} \mathbf{A}_b^{(el)T} \frac{\partial \mathbf{p}^{(el)}}{\partial \mathbf{u}} \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial \mathbf{U}} = \sum_{el=1}^{ne} \mathbf{A}_b^{(el)T} \frac{\partial \mathbf{p}^{(el)}}{\partial \mathbf{u}} \mathbf{A}_b^{(el)} \quad (7.33)$$

$$\mathbf{K}_t(\mathbf{U}) = \sum_{el=1}^{ne} \mathbf{A}_b^{(el)T} \mathbf{k}_{et} \mathbf{A}_b^{(el)}$$

El conjunto de grados de libertad se puede dividir en dos, el primero contiene los grados de libertad libres de las estructura con desplazamiento desconocido, y un segundo grupo contiene los g.d.l. con desplazamiento impuesto o restringido. Normalmente si se trata de apoyos externos el valor de este desplazamiento impuesto será 0. Además en cada g.d.l. restringido aparecerá una fuerza de reacción que haga posible ese desplazamiento impuesto. Es sistema de ecuaciones puede entonces reorganizarse los g.d.l., y particionarse en del siguiente modo

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{P}_f \\ \mathbf{P}_r \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ff} & \mathbf{K}_{fr} \\ \mathbf{K}_{rf} & \mathbf{K}_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_f \\ \mathbf{U}_r \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{P}_{of} \\ \mathbf{P}_{or} \end{Bmatrix} \quad (7.34)$$

$$\mathbf{U}_f = \mathbf{K}_{ff}^{-1} (\mathbf{P}_f - \mathbf{P}_{of} - \mathbf{K}_{fr} \mathbf{U}_r) \quad (7.35)$$

7.10 Características particulares del modelo numérico

7.10.1 Ecuaciones de compatibilidad en la formulación corrotacional

De los seis grados de libertad que tiene un elemento viga de dos nodos, sólo tres de éstos son linealmente independientes. Se elige el conjunto de desplazamientos básicos \mathbf{v} de forma que

$$\mathbf{v} = \begin{Bmatrix} L_n - L \\ u_3 - \beta \\ u_6 - \beta \end{Bmatrix} \quad (7.36)$$

Siendo L_n es la longitud del elemento después de la deformación, y β la rotación relativa entre la posición indeformada y la posición deformada, una vez separado el movimiento de sólido rígido. v_1 .corresponde con el alargamiento del elemento, v_2 y

v_3 son los giros de los nodos extremos de la barra, medidos desde la cuerda del elemento deformado hasta la tangente a la deformada del elemento en los nodos.

$$L_n = \sqrt{(\Delta X + \Delta u_x)^2 + (\Delta Y + \Delta u_y)^2}$$

$$\Delta u_x = u_4 - u_1; \quad \Delta u_y = u_5 - u_2;$$

$$\beta = \arctan \frac{\frac{\Delta \bar{u}_y}{L}}{1 + \frac{\Delta \bar{u}_x}{L}}, \text{ siendo} \tag{7.37}$$

$\bar{\mathbf{u}}$ el vector de desplazamientos en coordenadas locales

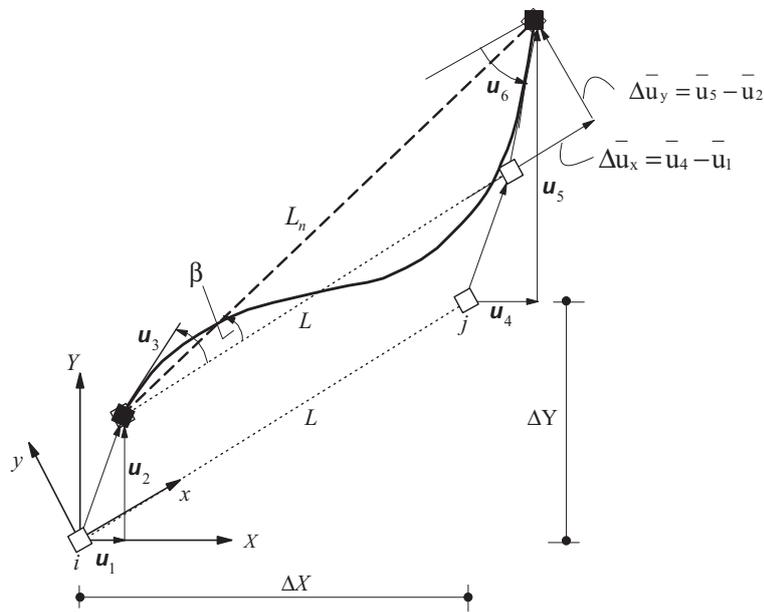


Fig. 7-4 Compatibilidad de desplazamientos del elemento en la configuración deformada. Filippou y Fenves [99]

Entonces la relación entre desplazamientos y deformaciones queda representada por la expresión

$$\delta \mathbf{v} = \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial \mathbf{u}} \delta \mathbf{u} = \mathbf{a}_g \delta \mathbf{u}, \tag{7.38}$$

donde \mathbf{a}_g es la matriz de compatibilidad del elemento que los relaciona. Esta matriz relaciona directamente los g.d.l. en coordenadas globales con los desplazamientos básicos. \mathbf{a}_g ya incluye el cambio de ejes locales a globales.

$$\mathbf{a}_g = \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial \mathbf{u}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial(L_n - L)}{\partial \mathbf{u}} \\ \frac{\partial(u_3 - \beta)}{\partial \mathbf{u}} \\ \frac{\partial(u_6 - \beta)}{\partial \mathbf{u}} \end{bmatrix}_{3 \times 6} \quad (7.39)$$

Si la magnitud de los desplazamientos, y del giro β son pequeños, la matriz de compatibilidad puede aproximarse al caso lineal. Si por el contrario se trata de un problema en el que aparecen grandes desplazamientos es necesario considerar las ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos en la configuración deformada. Una de las posibles medidas de la deformación para grandes desplazamientos es la corrotacional.

Crisfield [109] define una formulación corrotacional consistente, derivando directamente la ecuación (7.39). De esta forma se obtiene que

$$\frac{\partial \mathbf{v}}{\partial \mathbf{u}} = \begin{bmatrix} -\mathbf{i}_d^T & 0 & \mathbf{i}_d^T & 0 \\ \frac{1}{L_n} \mathbf{n}_d^T & 1 & -\frac{1}{L_n} \mathbf{n}_d^T & 0 \\ \frac{1}{L_n} \mathbf{n}_d^T & 0 & -\frac{1}{L_n} \mathbf{n}_d^T & 1 \end{bmatrix}_{3 \times 6} \quad (7.40)$$

\mathbf{i}_d , \mathbf{n}_d son el vector unitario de la cuerda del elemento en la posición deformada y el vector normal a dicha cuerda respectivamente

$$\mathbf{i}_d = \begin{Bmatrix} \frac{\Delta X + \Delta u_x}{L_n} \\ \frac{\Delta Y + \Delta u_y}{L_n} \end{Bmatrix}; \quad \mathbf{n}_d = \begin{Bmatrix} -\frac{\Delta Y + \Delta u_y}{L_n} \\ \frac{\Delta X + \Delta u_x}{L_n} \end{Bmatrix} \quad (7.41)$$

Recordando la expresión (7.31) la matriz de rigidez del elemento tiene dos contribuciones, por un lado la matriz de rigidez geométrica, que tiene en cuenta cambios en la geometría y a que el equilibrio de fuerzas se obtiene para la configuración deformada. Por otro lado la matriz de rigidez del material, que tiene en cuenta la no linealidad material

$$\begin{aligned}
 \mathbf{k} &= \frac{\partial \mathbf{p}}{\partial \mathbf{u}} = \frac{\partial}{\partial \mathbf{u}} (\mathbf{a}_g^T \mathbf{q}) = \frac{\partial \mathbf{a}_g^T}{\partial \mathbf{u}} \mathbf{q} + \mathbf{a}_g^T \frac{\partial \mathbf{q}}{\partial \mathbf{u}} \\
 \mathbf{k}_m &= \mathbf{a}_g^T \frac{\partial \mathbf{q}}{\partial \mathbf{u}} = \mathbf{a}_g^T \frac{\partial \mathbf{q}}{\partial v} \frac{\partial v}{\partial \mathbf{u}} \mathbf{a}_g \\
 \mathbf{k}_g &= \frac{\partial \mathbf{a}_g^T}{\partial \mathbf{u}} \mathbf{q}
 \end{aligned} \tag{7.42}$$

Por tanto es necesario volver a derivar respecto al vector de desplazamientos en los extremos del elemento, para obtener la matriz de rigidez geométrica

7.10.2 Formulaci3n basada en fuerzas

La obtenci3n de las deformaciones de la secci3n en la formulaci3n basada en fuerzas toma como principio la resoluci3n de las ecuaciones de equilibrio del elemento viga en la configuraci3n no deformada

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial N}{\partial x} + w_x(x) &= 0 \\
 \frac{\partial^2 M}{\partial x^2} - w_y(x) &= 0
 \end{aligned} \tag{7.43}$$

Siendo $w_x(x), w_y(x)$ las componentes axial y transversal de la carga distribuida en el elemento. Estas ecuaciones pueden ser resueltas con independencia de los desplazamientos y de la respuesta del material, de forma que

$$\mathbf{s}(x) = \begin{Bmatrix} N(x) \\ M_z(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{x}{L} - 1 & \frac{x}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{Bmatrix} + \mathbf{s}_w(x) = \mathbf{b}(x)\mathbf{q} + \mathbf{s}_w(x) \tag{7.44}$$

En un m3todo resoluci3n global basado en desplazamientos las fuerzas internas que no est3n expl3citas. Para su obtenci3n es necesaria la resoluci3n de las ecuaciones no lineales (7.44) de forma impl3cita a trav3s de iteraci3n [77] o a trav3s de la disminuci3n del residuo en las iteraciones del procedimiento de Newton-Raphson [72]

$$\mathbf{b}(x)\mathbf{q} + \mathbf{s}_w(x) - \mathbf{s}(\mathbf{e}(x)) = 0 \tag{7.45}$$

7.10.3 Guiado de la respuesta del modelo num3rico.

A la vista de los resultados experimentales se ha considerado que unos diez puntos en la rama de ascenso son suficientes. Para ello se ajust3 el incremento de carga m3xima y la carga de referencia. Cuanto mayor sea la carga m3xima que

alcanza el modelo aumenta tanto mayor debe de ser el incremento del factor de carga para mantener aproximadamente constante el número de pasos de carga por ello se utilizó como estimador de la carga máxima la calculada por medio del Eurocódigo 4, N_{EC4} , de forma que

$$\begin{aligned} P_{ref} &= 1/100 \\ \Delta\lambda_0 &= 0.02 N_{EC4} (\text{kN}) + 2.5 \end{aligned} \tag{7.46}$$

Pasado el pico la respuesta experimental general es de ablandamiento. Para calcular el índice de ductilidad (ecuación (5.8)) es necesario obtener el desplazamiento cuando la carga está en un 85% de la alcanzada en el máximo. Se guió al modelo numérico de forma que siguiera aumentando el número de pasos de carga hasta alcanzar dicho valor de la carga de referencia.

7.11 Calibración del modelo numérico

7.11.1 Modelo de elementos finitos

Dado que la excentricidad de la carga es idéntica en ambos extremos, la columna va a sufrir una flexión de simple curvatura, con la misma excentricidad en los extremos. El valor máximo, y por lo tanto del momento aplicado, se encuentra en la zona central de la misma, a media altura. La respuesta de la estructura se está midiendo en términos de fuerza - desplazamiento transversal de ese punto medio. Para poder proceder a la medida de este desplazamiento es necesario colocar un nodo de la malla FEM en dicho punto, dividiendo el modelo de la columna en un número par de elementos. (Fig. 7-5). El número de elementos finitos ha sido ajustado para obtener una respuesta precisa dentro del menor tiempo de cálculo. La Tabla 7-1 muestra los resultados de varios análisis del test C100-3-2-90-20-1, variando el número de elementos finitos. A medida que la columna tiene más elementos, ésta se vuelve más flexible. Se decide que cuatro elementos son suficientes para la precisión y tiempo de cálculo requerido.

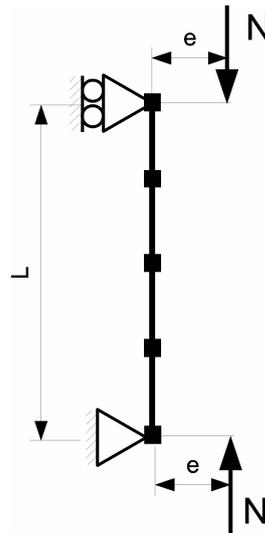


Fig. 7-5 Modelo de elementos finitos de la columna CFT

Tabla 7-1 Ajuste del número de elementos

Test C100-3-2-90-20-1					
$\Delta\lambda_0 = 5.0$					
Formulación basada en fuerzas, determinación iterativa,					
Acero: Giuffre-Menegotto-Pinto; Hormigón: Collins					
$N_{max,exp}=271.04kN, e_{imp}=0$					
núm. elementos	nº pasos de carga	tiempo (s)	N_{max} (kN)	num/exp	
2	16	40.29	287.72	0.94	
4	17	78.51	271.18	1.00	
6	17	114.91	266.81	1.02	
8	17	151.88	265.23	1.02	

La plasticidad del elemento se consideró distribuida ya que se buscaba obtener el estado de algunas fibras críticas para poder comparar las deformaciones medidas en los experimentos, con las numéricas.

Observada la respuesta de la estructura con cada una de las formulaciones se decidió utilizar la formulación basada en fuerzas. La determinación del estado del elemento se determinó por integración numérica. Es importante incluir el efecto de los nodos extremos de cada elemento finito, pues es en estos donde se localizan los mayores esfuerzos y la mayor plastificación. Por tanto se utilizó un esquema de integración numérica de Gauss-Lobatto con cuatro puntos de integración. De acuerdo con Filippou y Fenves [99], estos puntos de integración son suficientes para la precisión requerida.

Desde un principio se mantuvo la formulación corrotacional para los desplazamientos, y así poder obtener la deformada de forma precisa en la configuración deformada

En cuanto al tipo de formulación del elemento se contemplaron varias posibilidades que quedan recogidas en la Tabla 7-2. La formulación basada en desplazamientos necesitaba de entre 7 a 8 iteraciones para encontrar el equilibrio en cada paso de carga, de igual modo que la formulación mixta, empeorando la convergencia y aumentando el tiempo de cálculo. Con la formulación iterativa basada en fuerzas se encontraba normalmente el equilibrio en tres iteraciones. Por tanto se decidió utilizar esta última formulación.

Tabla 7-2 Ajuste de la formulación del elemento

Test C100-3-2-90-20-1				
$\Delta\lambda_0 = 5.0$				
Nº elem=4; nº puntos de integración =4 Gauss-Lobato				
Acero: Giuffre-Menegotto-Pinto; Hormigón: Hajjar-Gourley,				
$N_{max,exp}=271.04kN$, $e_{imp}=L/600$				
(DF=formulación basada en desplazamientos,				
witerFF= formulación basada en fuerzas con esquema iterativo de resolución,				
witerMF= formulación mixta con esquema iterativo de resolución)				
Formulación	nº pasos de carga	tiempo (s)	N_{max} (kN)	num/exp
DF	22	159.52	271.38	1.00
witerFF	17	77.21	271.18	1.00
witerMF	21	278	271.1	1.00

7.11.2 Modelo seccional

El método de los elementos finitos requiere la determinación del estado de las secciones situadas en los puntos de integración, y la evaluación de las fuerzas internas a través de la integración del campo de tensiones. Estas operaciones se realizan muchas veces a lo largo de la ejecución del programa, siendo determinantes en el peso del tiempo de cálculo. En este caso se busca conocer a través del modelo numérico los valores de deformación en varios puntos situados en el perímetro de la sección central de la columna por lo que se decide utilizar la integración por fibras.

El esquema numérico de integración utilizado es la regla del punto medio. La sección se ha subdividido en una malla regular en direcciones radial y circunferencial.

El tamaño de la malla se ha calibrado para obtener convergencia un tiempo de cálculo razonable. Se observó que para modelos constitutivos del hormigón con un cambio brusco de resistencia poco después de alcanzar el máximo, como por ejemplo el propuesto por el Código Modelo 90 [84], era necesario aumentar el número de fibras de hormigón para asegurar la convergencia. Se cree que esto es debido a que cuando se supera el máximo de resistencia del hormigón, la carga que previamente soportaba toda la sección en ese momento pasa a repartirse mayoritariamente en la región de acero, que no puede soportarla y colapsa. Esta no es una situación real. El hormigón todavía retiene una tensión residual después del máximo, por lo que

todavía es capaz de aguantar cierta cantidad de carga, aunque de menor magnitud lo que resulta en un ablandamiento de la respuesta de la estructura en su conjunto.

La Tabla 7-3 muestra los resultados del ajuste para el test C100-3-2-90-20-1 de las fibras radiales y circunferenciales, en términos de número de pasos de carga, tiempo de cálculo, carga máxima numérica y convergencia.

Tabla 7-3 Ajuste del número de fibras

Test C100-3-2-90-20-1						
Formulación basada en fuerzas, determinación iterativa,						
nrfib=n° de fibras radiales, exteriores-interiores						
nthfib=n° de fibras circunferenciales, exteriores-interiores						
$N_{max,exp}=271.04kN$, $e_{imp}=L/600$						
Acero: Giuffre-Menegotto-Pinto; Hormigón: Código modelo 90						
nrfib	nthfib	Pasos de carga	Tiempo (s)	N_{max} (kN)	exp/num	¿Converge?
1x8	16x16	12	103.77	272.77	0.99	No
2x8	16x16	11	68.89	272.83	0.99	No
4x8	16x16	11	94.24	272.84	0.99	No
8x8	16x16	11	136.22	278.84	0.97	No
Acero: Giuffre-Menegotto-Pinto; Hormigón: Hajjar-Gourley						
nrfib	nthfib	Pasos de carga	Tiempo (s)	N_{max} (kN)	exp/num	¿Converge?
1x8	16x16	17	73.7	271.11	1.00	Sí
2x8	16x16	17	78.73	271.11	1.00	Sí
2x4	16x16	17	40.8	269.29	1.01	Sí
2x2	16x16	17	33.45	261.67	1.04	Sí

La figura siguiente muestra la discretización final utilizada. Se han considerado 2 fibras radiales para el tubo estructural y 8 para en núcleo, mientras que en dirección circunferencial se han considerado 16 fibras, tanto para el núcleo como para el tubo.

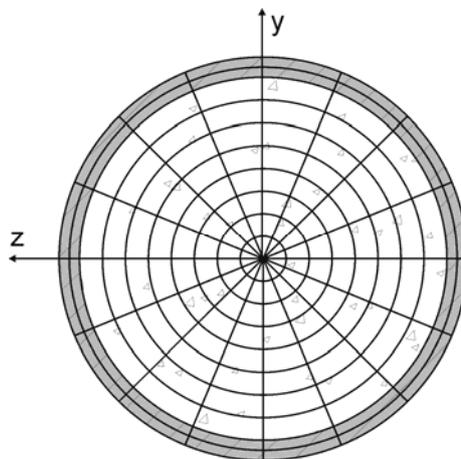


Fig. 7-6 Discretización de la sección en fibras radiales y circunferenciales

7.11.3 Ecuaciones constitutivas

En el interior de una columna CFT el núcleo de hormigón se encuentra en un estado tensional 3D mientras que el tubo acero se encuentra en un estado bidimensional. El hormigón mejora sus propiedades debido al confinamiento del tubo, y el acero disminuye su capacidad de soportar carga, ya que no solamente ha de soportar la parte correspondiente a la carga axial, sino que también ha de retener al núcleo. Dado que en este estudio numérico no se ha modelado la interacción entre ambas regiones, núcleo y tubo, y dado que las ecuaciones constitutivas son unidimensionales, se ha de incluir el efecto del confinamiento modificando la relación $\sigma - \varepsilon$ de los materiales.

7.11.3.1 Acero

Se ha utilizado del modelo de Giuffre-Menegotto-Pinto [110] Para la simulación del acero del tubo estructural. Éste reproduce con buena aproximación el comportamiento de diferentes tipos de acero.

Cuatro parámetros definen el modelo. Por un lado el módulo de elasticidad 'E', y el límite elástico 'f_y' definen la zona elástica, y el módulo de rigidez secundario 'E_h', del material plastificado, y el exponente 'r' definen la zona plástica. El exponente 'r' afecta a la curvatura del diagrama.

La ecuación de Giuffre-Menegotto-Pinto se define como

$$Y = bX + (1 - b) \frac{X}{(1 - |X|^r)^{\frac{1}{r}}}, \text{ donde} \quad (7.47)$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E}, \quad b = \frac{E_h}{E}, \quad X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}, \quad \sigma = f_y Y$$

El módulo de elasticidad se ha tomado de acuerdo al Eurocódigo 3 [86] con un valor de E=210000MPa, mientras que el resto de parámetros se han obtenido ajustando el modelo a los ensayos de columnas vacías de referencia. La Fig. 7-7 muestra la respuesta del modelo uniaxial de acero utilizado en la simulación de la columna C100-5-2-00-50-1.

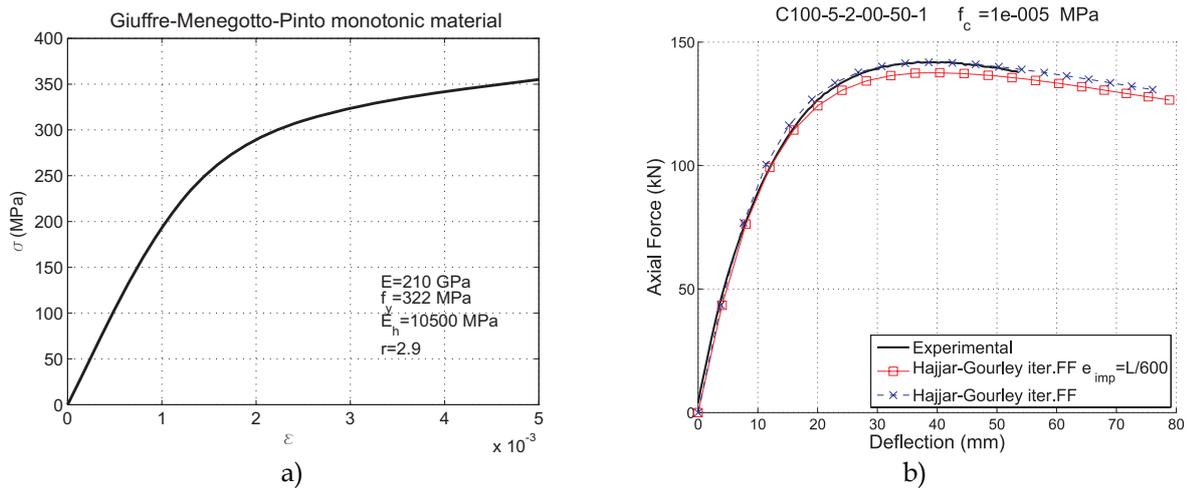


Fig. 7-7 Modelo constitutivo de Giuffre-Menegotto-Pinto para el acero. a) curva tensión-deformación uniaxial y b) respuesta para la columna vacía C100-5-2-00-50-1

7.11.3.2 Hormigón

El modelo constitutivo para el hormigón debe representar un estado triaxial de tensiones proporcionado por el confinamiento pasivo y que sea extensible a hormigones de alta resistencia. La Fig. 7-8 ilustra la envolvente de la respuesta del hormigón. Se ha despreciado la respuesta del hormigón en tracción, considerando que en dicha situación está totalmente fisurado. En la respuesta a compresión se ha empleado el modelo descrito por Hajjar y Gourley [50], y que está basado en el modelo de Tomii y Sakino [49]. La rama ascendente en compresión está basada en el modelo propuesto por Collins et al. [51] para hormigón sin confinar.

La Fig. 7-9 ilustra la diferencia en la respuesta de la columna C100-3-2-90-20-1 utilizando el modelo de Collins y el de Hajjar y Gourley. Dado que la pendiente de caída de Collins es mucho más pronunciada, ya que al no modelizar los efectos de confinamiento, el modelo no es capaz de converger más allá del máximo de carga axial.

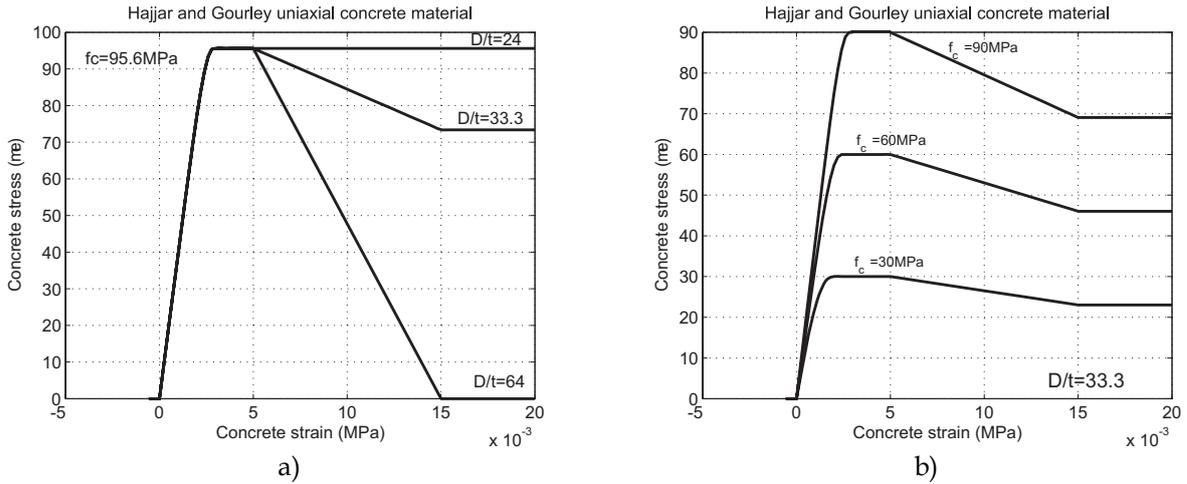


Fig. 7-8 Respuesta tensión-deformación uniaxial del modelo de Hajjar y Gourley [50] para varios ratios D/t y varias resistencias de hormigón (f_c)

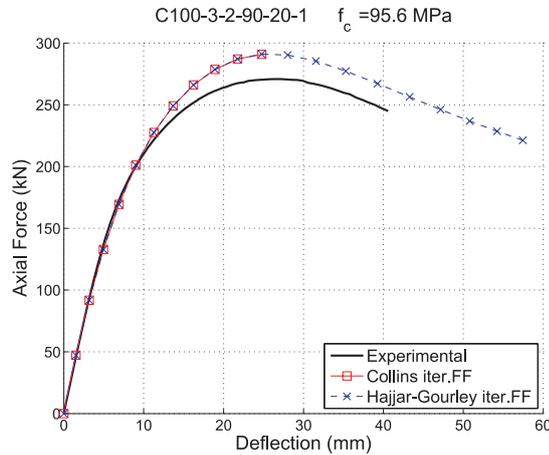


Fig. 7-9 Comparación de los modelos constitutivos de Collins[51] y de Hajjar-Gourley [50]

Cuando el núcleo de hormigón comienza a fracturarse, su dilatación alcanza a la dilatación del acero, apareciendo entonces confinamiento. Debido a los valores del ratio D/t y a la esbeltez del elemento se supone que el hormigón comienza a estar confinado poco antes de alcanzar el máximo de carga, por lo el confinamiento no afectará a la resistencia del hormigón, ' f_c ' pero sí a la respuesta post-pico, evitando un comportamiento frágil e incluso dúctil. Este comportamiento fue observado por Tomii y Sakino [49] en columnas de sección cuadrada, pero también ocurre en el caso de circulares esbeltas y con excentricidad elevada. Por tanto se va a utilizar la ecuación constitutiva de Tomii y Sakino para la rama de descenso en columnas de sección circular esbeltas excéntricas.

Una vez alcanzado el máximo de resistencia, ésta se mantiene hasta una deformación de $\epsilon_{c1} = 0.005$. Pasada esta deformación, si el ratio $D/t < 24$ entonces la resistencia se mantiene constante. A medida que aumenta el ratio D/t la resistencia del hormigón disminuye hasta un valor residual en el momento en que la

deformación alcanza un valor de $\varepsilon_{c1} = 0.015$. A partir del cual se mantiene constante en este valor. Si el ratio $D/t > 64$, entonces este valor residual cae a cero. Las ecuaciones siguientes definen este modelo.

$$\sigma = \begin{cases} 0 & \varepsilon_c \leq 0 \\ f_c \frac{X \cdot n}{n-1 + X^{n \cdot k}} & 0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0} \\ f_c & \varepsilon_{c0} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1} \\ f_c + (\sigma_{res} - f_c) \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{c1}} & \varepsilon_{c1} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ \sigma_{res} & \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \end{cases}, \text{donde} \quad (7.48)$$

$$E_c = 3320 \sqrt{\frac{f_c}{6900}}; \quad n = 0.8 + \frac{f_c}{17}; \quad \text{con } f_c \text{ en MPa}$$

$$\varepsilon_c = -\varepsilon; \quad \varepsilon_{c1} = \frac{f_c}{E_c} \frac{n}{(n-1)}; \quad \varepsilon_{c1} = 0.005; \quad \varepsilon_{c2} = 0.015; \quad X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}};$$

$$\sigma_{res} = \begin{cases} f_c \frac{D}{t} \leq 24 \\ f_c \left(1.6 - 0.025 \frac{D}{t} \right) & 24 < \frac{D}{t} \leq 64 \\ 0 & 64 < \frac{D}{t} \end{cases} \quad (7.49)$$

7.11.4 Excentricidad adicional por imperfecciones

Uno de los aspectos que más afectan a la respuesta de la columna es la excentricidad adicional de la carga debida a las tolerancias de rectitud del tubo estructural por el proceso de fabricación. Experimentalmente no fue posible registrar tales excentricidades, por lo que se determinaron por medio de un ajuste del modelo numérico.

La tolerancia marca una región en el interior del cual debe encontrarse el elemento. Dado que el primer modo de pandeo de la columna toma una deformada sinusoidal, se creyó adecuado distribuir la excentricidad con la misma forma, tal que la posición inicial de los nodos de la estructura viene determinada por la expresión

$$y(x) = e_{imp} \sin\left(\frac{x}{L} \pi\right) \quad (7.50)$$

La norma UNE-EN 10219-1:2007 [111] contempla una tolerancia de $e_{imp} = L/500$. Por otro lado Galambos y Surovek [112] recomiendan tener en cuenta una

excentricidad adicional de valor $e_{imp} = L/1000$. Por su lado el Eurocódigo 4 indica que en el cálculo de la carga de diseño debe considerarse una excentricidad por imperfecciones de valor $e_{imp} = L/300$. A partir de estas indicaciones se ha procedido con un ajuste numérico.

La Fig. 7-10 muestra el efecto de la excentricidad adicional por imperfecciones sobre la gráfica de fuerza axial frente a la deflexión a media altura de la columna C100-3-2-90-20-1. La respuesta para el resto de ensayos fue similar a la mostrada. En la simulación se han empleado deformaciones corrotacionales, formulación basada en fuerzas, con esquema iterativo, y las ecuaciones constitutivas de Giuffre-Menegotto-Pinto para el acero, y Hajjar y Gourley para el hormigón. Conforme dicha excentricidad aumenta, el valor máximo de la carga obviamente va disminuyendo. Se ha comparado los resultados en carga máxima con la respuesta experimental y de forma general se obtenía un buen ajuste con una excentricidad de valor $e_{imp} = L/600$. La Tabla 7-4 recoge los datos del ajuste de los test así como el valor medio y la desviación estándar para varias excentricidades. En esta tabla se comparan los ratios experimental / Numérico de la carga máxima ξ , y de la deflexión cuando se alcanza la carga máxima. ξ_d

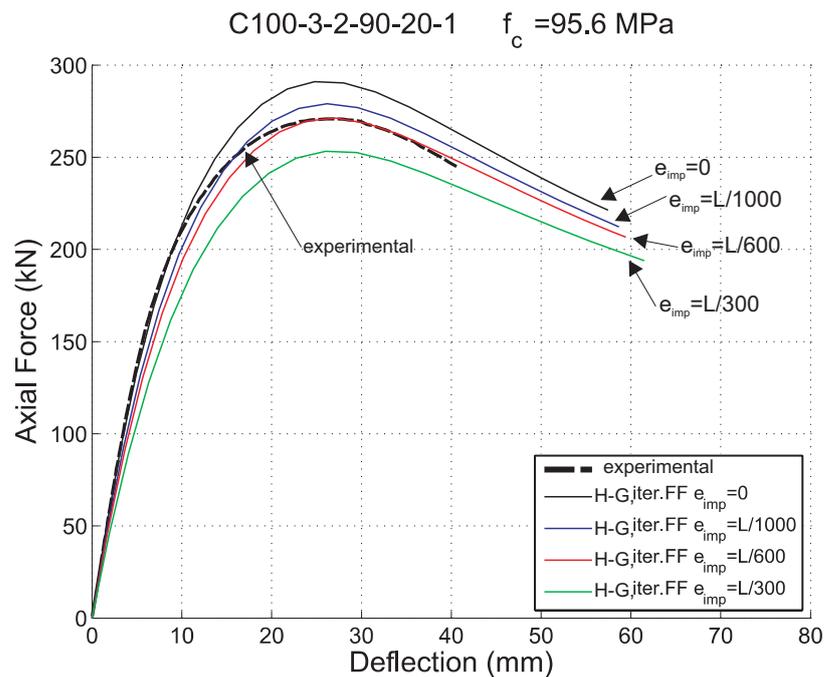


Fig. 7-10 Ajuste de la excentricidad adicional por imperfecciones.

Tabla 7-4 Ajuste de la excentricidad adicional por imperfecciones

Id.	e _{imp} = Ensayo	0		L/1000		L/600		L/300	
		ξ _d	ξ						
C1	C100-3-2-30-20-2	0.88	0.85	0.84	0.88	0.94	0.90	0.87	0.95
C2	C100-3-2-30-50-1	0.99	0.88	0.96	0.90	0.94	0.91	0.90	0.95
C3	C100-3-2-70-20-1	1.05	0.94	0.99	0.98	0.96	1.01	1.02	1.07
C4	C100-3-2-70-50-1	1.03	0.98	0.99	1.01	0.97	1.02	0.93	1.07
C5	C100-3-2-90-20-1	1.06	0.93	1.00	0.97	0.97	1.00	1.01	1.07
C6	C100-3-2-90-50-1	1.12	0.96	1.08	0.98	1.06	1.00	1.01	1.04
C7	C100-3-3-00-20-1	1.29	1.03	1.22	1.07	1.18	1.10	1.08	1.16
C8	C100-3-3-00-50-1	1.01	1.05	0.97	1.07	0.95	1.09	0.89	1.13
C9	C100-3-3-30-20-1	0.77	0.90	0.73	0.94	0.71	0.97	0.65	1.04
C10	C100-3-3-30-50-1	0.92	0.94	0.88	0.97	0.86	0.99	0.81	1.03
C11	C100-3-3-70-20-1	0.94	0.92	0.89	0.97	0.86	1.00	0.92	1.08
C12	C100-3-3-70-50-1	0.89	0.93	0.86	0.96	0.84	0.98	0.96	1.03
C13	C100-3-3-90-20-1	0.86	0.89	0.81	0.94	0.79	0.97	0.73	1.05
C14	C100-3-3-90-50-1	0.87	0.96	0.84	0.99	0.82	1.01	0.78	1.06
C15	C100-5-2-00-20-1	0.97	1.01	0.94	1.04	0.91	1.05	0.96	1.10
C16	C100-5-2-00-20-2	1.07	1.02	1.03	1.05	1.00	1.07	1.05	1.12
C17	C100-5-2-00-50-1	0.98	1.00	0.95	1.02	0.94	1.03	0.90	1.06
C18	C100-5-2-30-20-1	0.94	0.96	0.90	1.00	0.87	1.02	0.90	1.07
C19	C100-5-2-30-50-1	0.98	0.93	0.96	0.95	1.05	0.96	1.00	0.99
C20	C100-5-2-70-20-1	1.09	0.96	1.04	0.99	1.01	1.02	1.03	1.08
C21	C100-5-2-70-50-1	1.12	0.94	1.09	0.96	1.07	0.98	1.02	1.01
C22	C100-5-2-90-20-1	1.01	0.87	1.05	0.90	1.02	0.92	1.03	0.98
C23	C100-5-2-90-50-1	1.07	0.96	1.04	0.98	1.02	1.00	1.09	1.04
C24	C100-5-3-30-20-1	0.94	0.96	0.90	1.01	0.87	1.03	0.90	1.10
C25	C100-5-3-30-50-1	1.00	0.98	0.96	1.01	0.94	1.03	0.89	1.07
C26	C100-5-3-70-20-1	1.08	0.96	1.03	1.00	1.00	1.03	0.93	1.11
C27	C100-5-3-70-50-1	1.20	0.97	1.15	1.00	1.13	1.01	1.21	1.06
C28	C100-5-3-90-20-1	0.92	1.00	0.97	1.05	0.94	1.08	0.87	1.15
C29	C100-5-3-90-50-1	1.04	1.02	1.01	1.04	0.98	1.06	0.93	1.11
C30	C125-5-3-90-20-1	0.86	1.00	0.94	1.05	0.90	1.08	0.83	1.16
C31	C125-5-3-90-50-1	1.05	1.04	1.01	1.07	0.98	1.10	1.01	1.15
C32	C125-5-3-90-20-2	0.85	1.00	0.80	1.05	0.78	1.08	0.82	1.16
C33	C125-5-3-90-50-2	1.01	1.06	0.97	1.09	0.95	1.11	0.97	1.17
C34	C160-6-3-90-20-1	0.84	0.97	0.79	1.01	0.76	1.04	0.76	1.12
C35	C160-6-3-70-50-1	1.03	0.99	0.99	1.02	0.96	1.04	1.00	1.10
C36	C160-6-3-90-20-2	0.93	0.98	0.87	1.03	0.92	1.06	0.83	1.13
C37	C160-6-3-90-50-1	0.93	0.99	0.90	1.03	0.87	1.05	0.90	1.10
Media		0.99	0.96	0.96	0.98	0.94	1.02	0.93	1.08
Desv.Std.		0.11	0.05	0.10	0.05	0.10	0.05	0.11	0.06

$$\xi_d = \frac{d(N_{\max,Exp})}{d(N_{\max,Num})}, \quad \xi = \frac{N_{\max,Exp}}{N_{\max,Num}}$$

Tabla 7-5 comparación de los ensayos numéricos y experimentales ($e_{imp}=L/600$)

Ensayo	D (mm)	t (mm)	L (mm)	e (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	$N_{max,Exp}$ (kN)	$N_{max,Num}$ (kN)	ξ
C100-3-2-30-20-2	100	3	2135	20	322	32.7	181.56	202.19	0.90
C100-3-2-30-50-1	100	3	2135	50	322	34.5	117.49	128.56	0.91
C100-3-2-70-20-1	100	3	2135	20	322	65.79	248.58	246.51	1.01
C100-3-2-70-50-1	100	3	2135	50	322	71.64	151.59	147.95	1.02
C100-3-2-90-20-1	100	3	2135	20	322	95.63	271.04	271.18	1.00
C100-3-2-90-50-1	100	3	2135	50	322	93.01	154.24	154.43	1.00
C100-3-3-00-20-1	100	3	3135	20	325	0	115.66	105.37	1.10
C100-3-3-00-50-1	100	3	3135	50	325	0	82.32	75.83	1.09
C100-3-3-30-20-1	100	3	3135	20	322	39.43	140.32	144.39	0.97
C100-3-3-30-50-1	100	3	3135	50	322	36.68	93.75	94.96	0.99
C100-3-3-70-20-1	100	3	3135	20	322	71.74	159.55	159.74	1.00
C100-3-3-70-50-1	100	3	3135	50	322	79.55	102.75	104.71	0.98
C100-3-3-90-20-1	100	3	3135	20	322	94.56	160.33	165.84	0.97
C100-3-3-90-50-1	100	3	3135	50	322	90.4	106.80	106.12	1.01
C100-5-2-00-20-1	102	5	2135	20	320	0	223.37	211.81	1.05
C100-5-2-00-20-2	102	5	2135	20	320	0	226.61	211.81	1.07
C100-5-2-90-20-1	102	5	2135	20	320	95.43	330.40	358.56	0.92
C100-5-2-00-50-1	100	5	2135	50	322	0	142.19	137.73	1.03
C100-5-2-30-20-1	100	5	2135	20	322	35.39	270.02	265.19	1.02
C100-5-2-30-50-1	100	5	2135	50	322	30.54	161.26	167.87	0.96
C100-5-2-70-20-1	100	5	2135	20	322	70.16	313.55	308.77	1.02
C100-5-2-90-20-1	102	5	2135	20	320	95.43	330.40	358.56	0.92
C100-5-2-90-50-1	102	5	2135	50	320	81.66	213.46	213.28	1.00
C100-5-3-30-20-1	102	5	3135	20	320	38.67	212.48	205.37	1.03
C100-5-3-30-50-1	102	5	3135	50	320	39.56	144.83	140.89	1.03
C100-5-3-70-20-1	102	5	3135	20	320	71.86	231.35	224.24	1.03
C100-5-3-70-50-1	102	5	3135	50	320	72.49	153.16	150.92	1.01
C100-5-3-90-20-1	102	5	3135	20	320	86.39	246.82	229.20	1.08
C100-5-3-90-50-1	102	5	3135	50	320	96.74	164.95	155.03	1.06
C125-5-3-90-20-1	125	5	3135	20	322	87.98	474.17	437.35	1.08
C125-5-3-90-50-1	125	5	3135	50	322	96.97	317.90	289.98	1.10
C125-5-3-90-20-2	125	5	3135	20	322	107.3	489.47	452.79	1.08
C125-5-3-90-50-2	125	5	3135	50	322	97.92	322.97	290.32	1.11
C160-6-3-90-20-1	160	5.7	3135	20	322	87.38	1012.47	970.89	1.04
C160-6-3-70-50-1	160	5.7	3135	50	322	74.75	642.16	615.75	1.04
C160-6-3-90-20-2	160	5.7	3135	20	322	83.08	1011.52	956.16	1.06
C160-6-3-90-50-1	160	5.7	3135	50	322	98.5	686.21	654.65	1.05
							Media	1.02	
							Desv.Std.	0.05	

7.12 Verificación del modelo numérico

Con la finalidad de verificar el grado de precisión del modelo numérico, se ha comparado la carga de rotura experimental, a partir de los resultados de la campaña propia, con la carga máxima prevista del modelo numérico, definiendo el grado de precisión como:

$$\xi = \frac{N_{\max, \text{Exp}}}{N_{\max, \text{Num}}}, \quad (7.51)$$

donde $N_{\max, \text{Exp}}$ es el esfuerzo axial máximo de rotura registrada en el ensayo experimental, y $N_{\max, \text{Num}}$ es el esfuerzo axial máximo de rotura calculado mediante la simulación numérica.

La comparación con los experimentos da un resultado de valor medio del grado de precisión de 1.02 y una desviación standard de 0.05, lo cual muestra un buen ajuste. (Tabla 6-2)

Como ejemplo se presenta la comparación de fuerzas y desplazamientos en dos casos con diferentes resistencias del hormigón (Fig. 7-11)

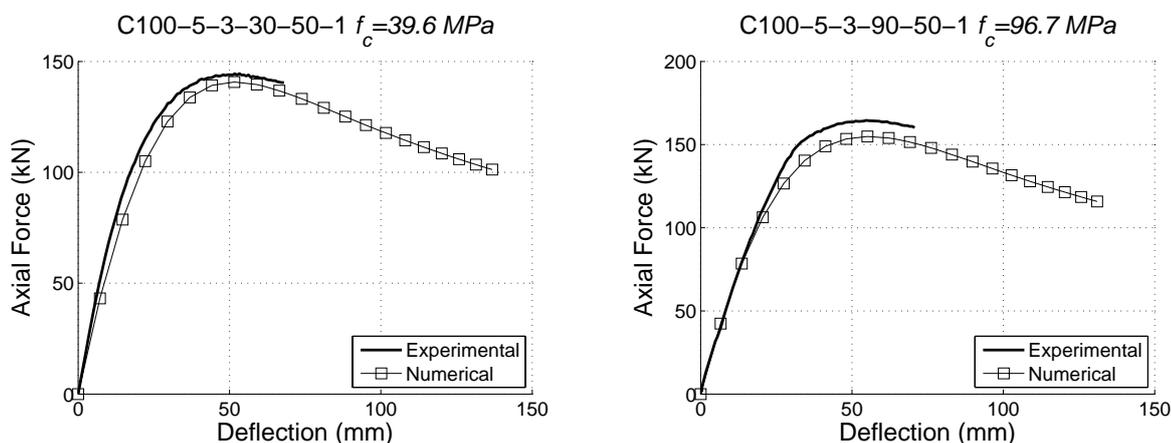


Fig. 7-11 Comparación de los resultados experimentales y numéricos de dos ensayos con hormigón de resistencia normal ($f_c=39.6\text{MPa}$) y alta ($f_c=96.7\text{MPa}$)

7.12.1 Observaciones

La Fig. 7-12 (a) representa el grado de precisión en función de la esbeltez geométrica L/D , y la línea de tendencia. Puede observarse que el modelo numérico se sitúa por el lado de la seguridad con esbelteces geométricas mayores.

Si se observa la evolución del grado de precisión en función del ratio D/t , Fig. 7-12 (b), éste disminuye conforme aumenta el ratio D/t , esto ocurre cuando las paredes del tubo son más finas y pueden retener menos al hormigón interior, pero sigue teniendo unos valores del grado de precisión de lado de la seguridad.

En la Fig. 7-12 (c) puede observarse la evolución, en función de la excentricidad relativa. Para excentricidades mayores el grado de precisión aumenta, lo que pone de manifiesto que el efecto relativo de las imperfecciones de montaje y la curvatura inicial del elemento ensayado es menor.

Observando el efecto que tiene la resistencia del hormigón, Fig. 7-12 (d), puede decirse que si bien el grado de precisión se mantiene constante, hay una mayor dispersión con las mayores resistencias.

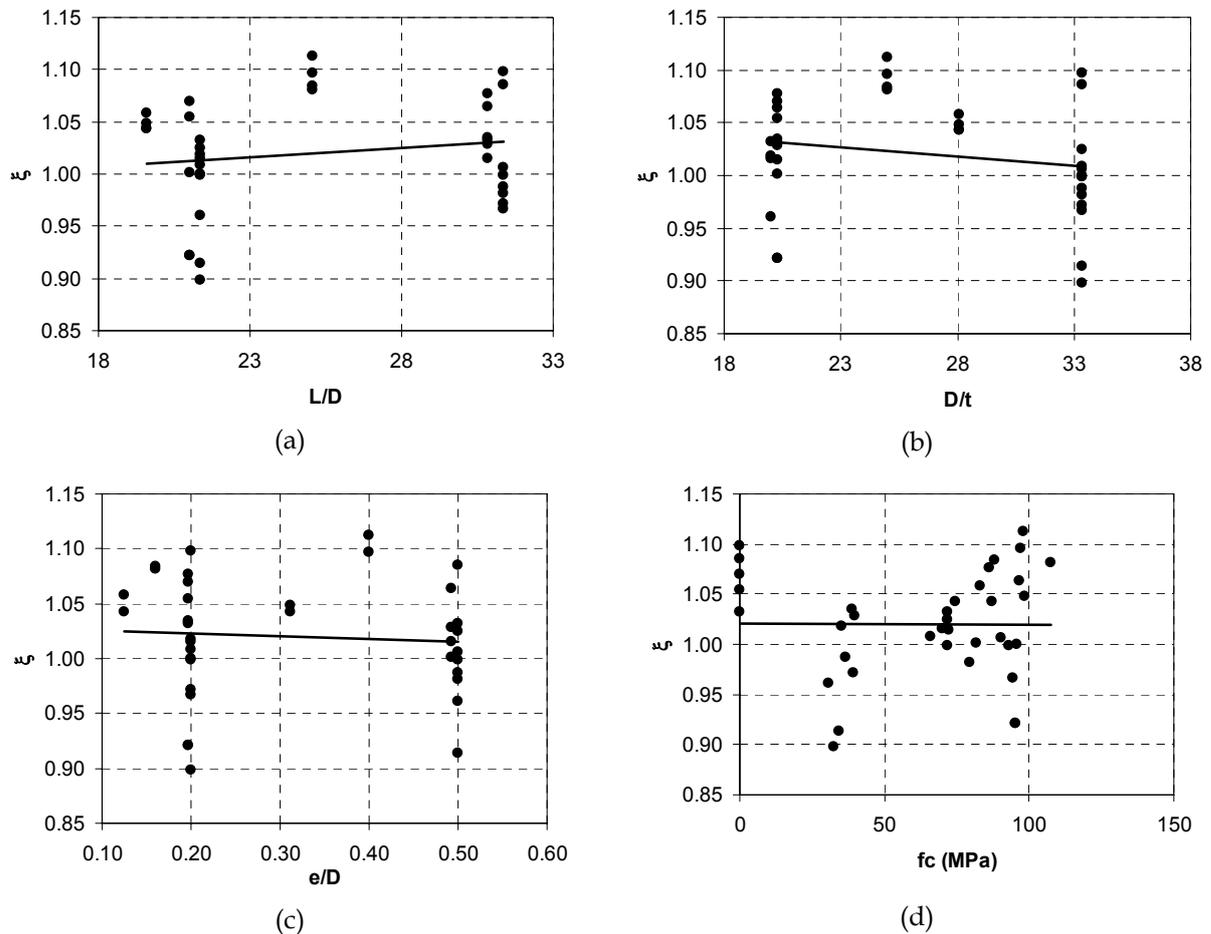


Fig. 7-12 Grado de precisión en función de: (a) esbeltez geométrica L/D , (b) ratio D/t , (c) excentricidad relativa e/D y (d) resistencia del hormigón f_c (MPa)

7.13 Conclusiones

En este capítulo se ha propuesto un modelo numérico de fibras para el análisis del comportamiento de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón de hasta alta resistencia, sometidos a esfuerzos de compresión excéntrica, e igual en ambos extremos.

Entre las características más importantes de este modelo cabe destacar la utilización de deformaciones corrotacionales para tener en cuenta los grandes desplazamientos, y la formulación del elemento basada en fuerzas, mediante un proceso iterativo.

Se puede mejorar la eficiencia de cálculo con algoritmos más eficientes de determinación de la respuesta seccional, por ejemplo con bandas anchas, no obstante el modelo de fibras permite obtener valores de las variables internas en cada paso de carga.

El modelo implementado muestra un buen grado de precisión en comparación con ensayos propios, con un valor medio de 1.02 y un coeficiente de variación muy pequeño.

La evolución del grado de precisión con las variables muestra que este modelo numérico puede ser utilizado con altas esbelteces y altos valores de resistencia de hormigón con un error relativamente pequeño y por el lado de la seguridad. La precisión disminuye cuando el ratio D/t aumenta, pero siempre dentro de valores aceptables. En estos casos las paredes son más finas y pueden retener menos al hormigón interior.

8. Estudio paramétrico

Una vez se ha validado el modelo numérico que permite representar los experimentos, se va a utilizar éste para realizar un estudio paramétrico, con la finalidad de completar la investigación experimental sobre el efecto de la resistencia del hormigón en columnas esbeltas y bajo carga axial monótona excéntrica. En primera instancia se ha completado el estudio experimental incluyendo resistencias de hormigón que varían desde 10MPa hasta 100MPa. A raíz de los resultados obtenidos con este primer estudio paramétrico, se ha creído conveniente un estudio más detallado de algunos aspectos, así pues se ha completado este estudio investigando el efecto de varias excentricidades, esbelteces o ratios D/t . Finalmente se estudia el efecto del ratio D/t sobre la ductilidad.

De igual modo que en el estudio experimental (sección 5.4) se han definido tres parámetros para poder medir la respuesta. Éstos son el ratio de contribución del hormigón (CCR), el índice de resistencia (SI), y el índice de ductilidad (DI). El CCR mide la mejora de la capacidad de carga que una columna CFT es capaz de soportar con respecto a la capacidad de la misma columna vacía, sin relleno de hormigón (ecuación(5.2)). El SI (ecuación(5.7)) expresa la reducción en la capacidad de carga axial de una columna CFT respecto a la resistencia seccional o de columna corta, sin efectos de confinamiento. El DI (ecuación (5.8)) por otro lado expresa la capacidad de la columna para deformarse, manteniendo cierto nivel de carga. Indica por tanto la capacidad para almacenar energía de deformación.

Los parámetros citados se han representado frente a tres variables combinadas relevantes: la resistencia del hormigón en compresión, f_c , la cuantía de acero, θ , y la esbeltez relativa, $\bar{\lambda}$. Estos parámetros están igualmente definidos en la sección 5.4.

La Tabla 8-1 recoge los rangos de las variables utilizadas en los estudios paramétricos denominados A, B, C y D. Dada la extensión de las gráficas de los resultados de los diferentes estudios paramétricos, se ha decidido agruparlas en los anexos, a partir de la sección 11.5. En este capítulo se mostrarán las gráficas más relevantes sobre las cuales se comentan los resultados, y que están extraídas del anexo.

Tabla 8-1 Rangos de las variables de los estudios paramétricos

Estudio paramétrico A Coincide con la campaña experimental añadiendo más resistencias de hormigón (132 casos)	
Sección	C100-3, C100-5, C125-5, C160.1-5.7
L	2135mm, 3135mm
e	20mm, 50mm
f_y	322MPa
f_c	10, 20, ..., 100MPa
Estudio paramétrico B Efecto de la excentricidad (192 casos, 180 casos de col. rellenas)	
Sección	C100-3, C160.1-5.7; D/t=33.3 y 28.08 respectivamente
L	3135mm
e/D	0.1, 0.2, ..., 0.6
f_y	322MPa
f_c	10, 20, ..., 150MPa
Estudio paramétrico C Efecto de la esbeltez (160 casos, 150 casos de col. rellenas)	
Sección	C100-3, C160.1-5.7; D/t=33.3 y 28.08 respectivamente
L	1.5, 2, 3, 4, 5m
e/D	0.5
f_y	322MPa
f_c	10, 20, ..., 150MPa
Estudio paramétrico D Efecto del ratio D/t sobre la resistencia (224 casos, 210 casos de col. rellenas)	
D	100, 160.1 mm
D/t	20, 25, 30, 35, 40, 45, 50
L	3m
e/D	0.5
f_y	322MPa
f_c	10, 20, ..., 150MPa

La Fig. 8-1 muestra las gráficas de carga máxima N_{max} , en función de f_c , θ , $\bar{\lambda}$, para las secciones de diámetro $D=100\text{mm}$ (C100-3, C100-5), Las líneas representan la simulación numérica del estudio paramétrico A, mientras que los puntos discretos corresponden a los experimentos, cuyos datos están extraídos de la Tabla 4-4. En este primer estudio paramétrico tan sólo se han completado con más casos de resistencia del hormigón hasta un máximo de 100MPa.

Se observa un buen ajuste de las curvas numéricas con los experimentos. En algunos casos las diferencias son debidas a que los valores teóricos difieren de los experimentales. Por ejemplo algunas columnas tienen de diámetro $D=101.6\text{mm}$, mientras que el teórico es de $D=100\text{mm}$.

Hasta resistencias de hormigón de 100MPa sigue sin observarse la existencia de un valor de saturación o valor asintótico. La carga máxima de la columna siempre crece

con aumentos de resistencia del hormigón, aunque en algunos casos este aumento es relativamente pequeño.

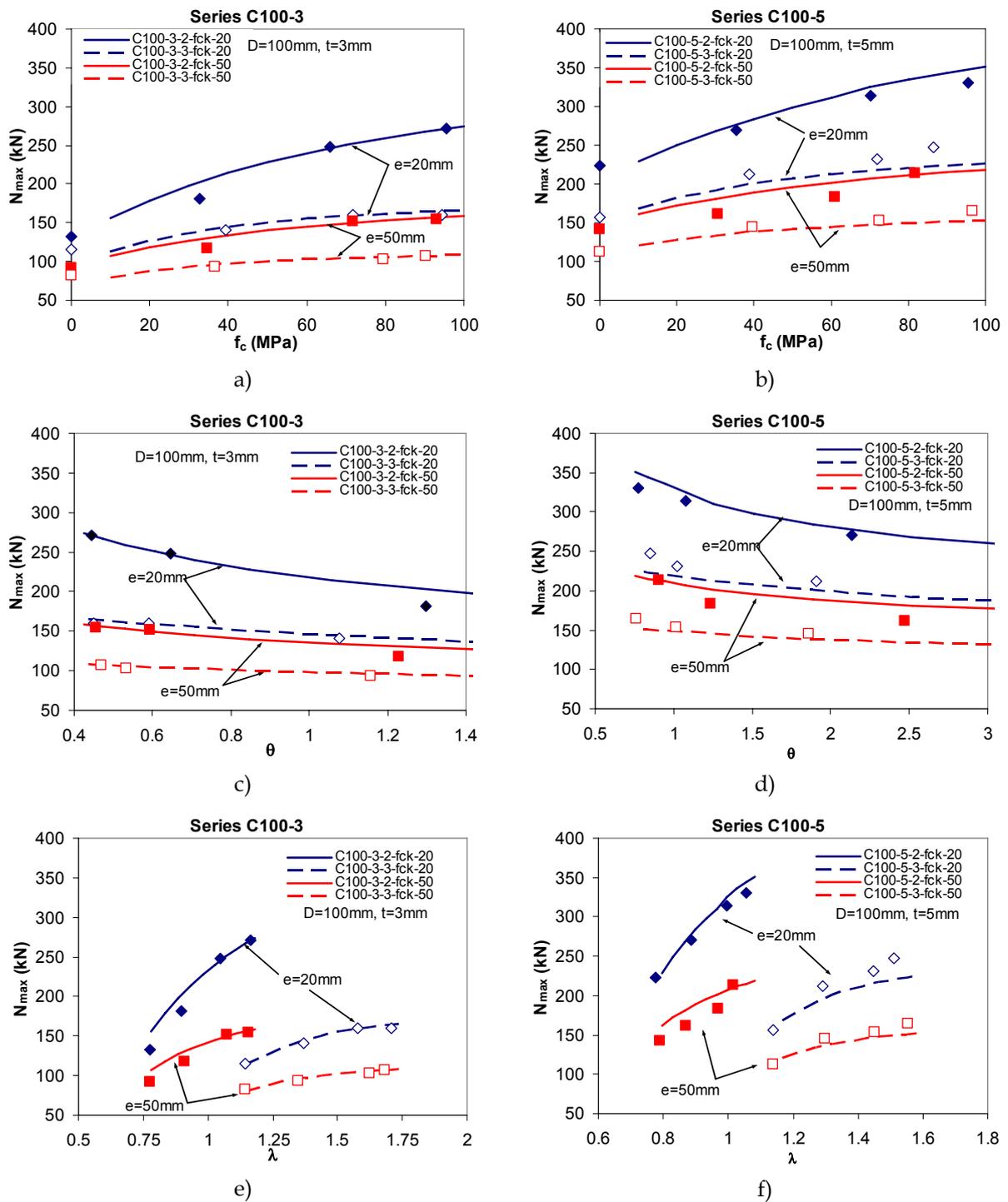


Fig. 8-1 Carga máxima numérica y experimental frente a las variables del estudio paramétrico A

8.1 Análisis del ratio de contribución del hormigón (CCR).

Las Fig. 8-2 y Fig. 8-3 contienen los resultados de CCR para las columnas de diámetro $D=100\text{mm}$ y de longitud $L=3\text{m}$ respectivamente, del estudio paramétrico A. Se puede ver como si f_c aumenta (y por tanto θ disminuye) el CCR aumenta, pero esta relación no es lineal sino que va saturándose con mayores resistencias y la mejora se ve reducida en HSC en gran medida. Por otro lado si la longitud de la columna o la excentricidad aumentan, manteniendo el mismo ratio D/t , el CCR se ve reducido, siendo esta reducción más apreciable en hormigones de alta resistencia. Esto coincide con lo observado experimentalmente.

Para ratios D/t menores (espesores mayores) la mejora con respecto al tubo vacío no es tan elevada. Esto es debido a que el peso relativo del núcleo del hormigón en la resistencia es menos acusado. Por ello resulta más conveniente observar la respuesta ante la cuantía de acero θ que frente a f_c , que además tiene en cuenta las áreas de cada uno de los materiales. En las Fig. 8-2 c) y d) se observa como el CCR para $D/t=100/3=33.3$ es un poco superior que para $D/t=100/5=20$.

En la Fig. 8-3 c) y d) se tiene la comparación con todas las secciones de estudio (C100-3, C100-5, C125-5, C160-6) de las columnas de 3m de longitud. En éstas se ve como para un mismo diámetro, a medida que D/t aumenta (lo que repercute en una esbeltez geométrica L/D menor) también lo hace CCR, es decir se diferencia más de la columna vacía. Sin embargo, el efecto del diámetro es superior. Así el CCR de la serie con sección C160-6 es mayor que el de la serie con sección C100-3, a pesar de que el D/t de la primera sea inferior al de la segunda. Para aprovechar mejor el HSC y obtener un CCR elevado tiene más influencia trabajar con L/D bajo que D/t alto.

En las Fig. 8-2 e) y f) se observa la evolución de CCR con la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$. Cabe recordar que $\bar{\lambda}$ depende de la resistencia del hormigón. Si f_c se mantiene constante y se aumenta la longitud, cuando f_c es bajo a penas hay diferencia en CCR, mientras que si es alto los cambios en CCR son mayores con el aumento de la longitud. Esta afirmación también puede realizarse a partir de las Fig. 8-2 a) - d). Cuando f_{ck} es pequeño (θ alto) las diferencias en CCR son pequeñas a pesar de la excentricidad o la longitud de la columna. Es obvio que, en el límite, cuando la columna está vacía ($\theta = \infty$, $f_c = 0\text{MPa}$) $\text{CCR}=1$, independientemente de la longitud o la excentricidad. Por tanto tiene sentido que para aprovechar el hormigón se trabaje con valores de θ menores (f_c alto)

A la vista de las Fig. 8-3 e) y f) puede enunciarse que para el mismo L/D (mismo diámetro $D=100\text{mm}$) si se trabaja con D/t menores se aprovecha menos el aumento de resistencia del hormigón.

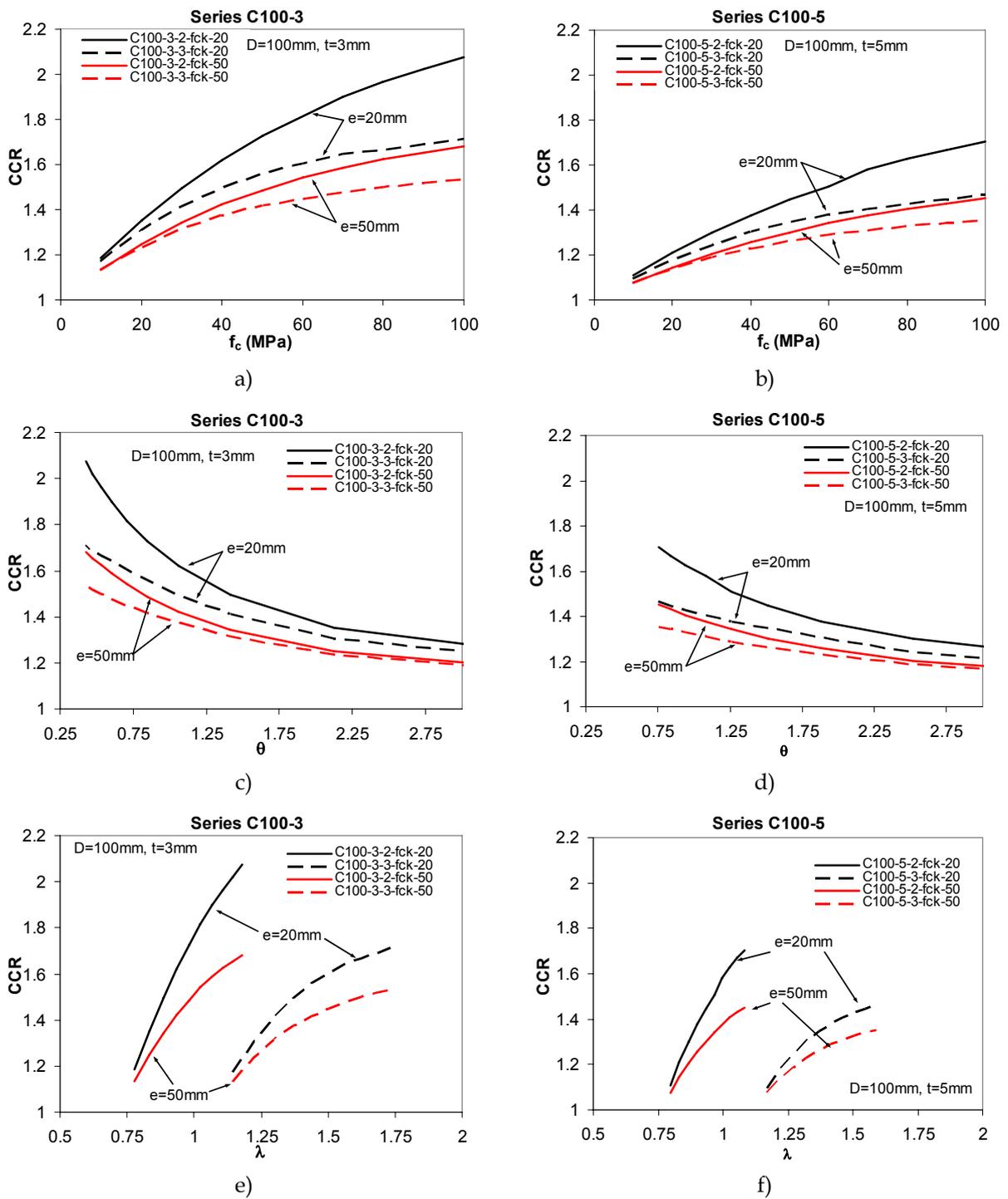


Fig. 8-2 Ratio de contribución del hormigón frente a las variables del estudio paramétrico A, para columnas de diámetro 100mm

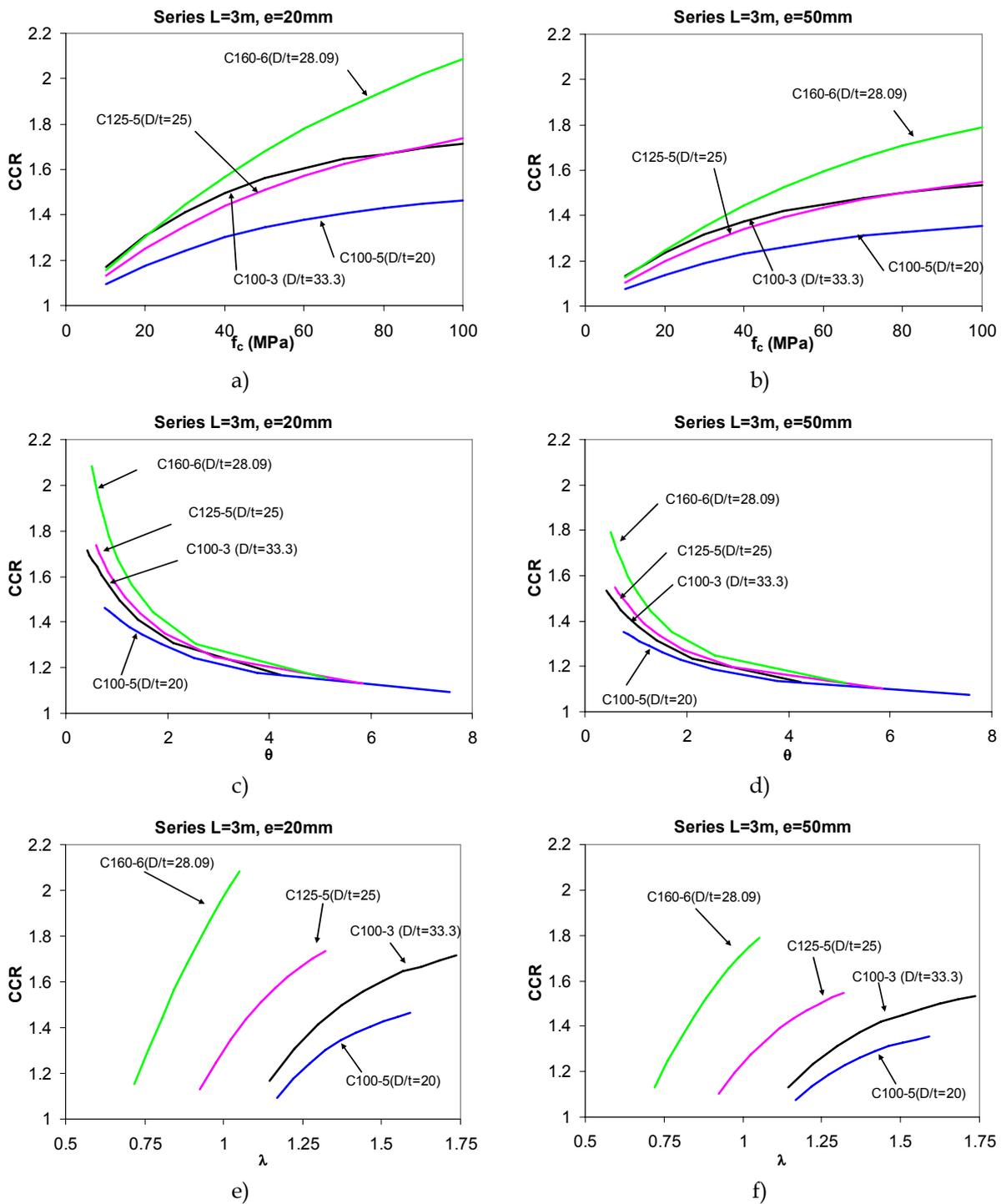


Fig. 8-3 Ratio de contribución del hormigón frente a las variables del estudio paramétrico A, para columnas de longitud 3m

Se han realizado los estudios paramétricos B, C, y D para estudiar el efecto de e/D , L y D/t respectivamente. La Fig. 8-4 a) y b) muestra la evolución del CCR para excentricidades relativas $e/D=0.1, 0.2, \dots, 0.6$. La resistencia del hormigón se ha llevado hasta 150 MPa y no parece encontrarse una asíntota que limite superiormente la ganancia de resistencia con respecto al tubo vacío. Siempre existe una ganancia aunque ésta sea pequeña. Dado que este cambio es pequeño parece más interesante resistencias de hormigón intermedias si se quiere maximizar la ganancia con respecto a la columna vacía sujeto a unos costes de producción. La ecuación constitutiva del hormigón que se ha utilizado en el modelo numérico (Hajjar y Gourley [50]), se ha extendido más allá de 100MPa. No se ha comprobado si el modelo es capaz de representar la curva $\sigma-\varepsilon$ real de hormigones de muy alta resistencia, por lo que la respuesta de CCR, SI, DI frente a resistencias de hormigón superiores a 100 MPa debe tratarse con precaución.

Las Fig. 8-4 a) y b) (variación de excentricidad relativa) y las Fig. 8-4 c) y d) (variación de la longitud) coinciden con los resultados extraídos del estudio paramétrico A. Conforme la excentricidad relativa aumenta o la esbeltez aumenta el CCR se reduce. Las Fig. 8-4 a) y b) muestran la evolución de CCR con e/D para dos secciones diferentes (C100-3 y C160-6), y las Fig. 8-4 c) y d) muestran la evolución con la longitud. En ambos casos el efecto sobre la sección más castigada es un aumento de la excentricidad bien de primer orden (e/D) o de segundo orden a través del desplazamiento transversal de la sección central de la columna. Claramente cuando $D=100\text{mm}$ los efectos de segundo orden son más importantes que en $D=160\text{mm}$, ya que tiene una esbeltez geométrica L/D mayor.

En excentricidades relativas pequeñas y diámetros grandes la ganancia de la columna CFT puede duplicar a la del tubo vacío, incluso con hormigón de alta resistencia.

Cuanto mayor sea la excentricidad, ya sea de primer (e/D) o de segundo orden (L/D), la sección central sufre un mayor momento flector. Así hay más fibras de la sección de hormigón que se comportan en tracción, y que por lo tanto se fracturan. Esta situación puede verse claramente en el diagrama de interacción M-N. Dada la mayor resistencia a tracción del hormigón con fibras, su uso podría mejorar la ganancia de resistencia en los casos en que la columna se encuentre sometida a una excentricidad elevada, tanto de primer como de segundo orden.

En el estudio paramétrico D se investiga la evolución de CCR con D/t . Como puede observarse en la Fig. 8-5 donde se representa el CCR para ratios D/t entre 20 y 50 y dos secciones diferentes. La Fig. 8-5 muestra la evolución con θ . Cuando D/t aumenta (menor espesor relativo) el CCR aumenta, pero para una misma cuantía de acero las diferencias son pequeñas. Sin embargo, cuando θ disminuye (y f_c aumenta) las diferencias son importantes. Por otro lado se observa que si bien el efecto de D/t es pequeño, sí hay diferencias cuando D aumenta. Es necesario estudiar más en detalle este resultado pues puede estar influido por un cambio en la esbeltez relativa.

En conclusión cuando se está utilizando HSC deriva en valores de $\theta = 1$ o menores, CCR aumentará, y las diferencias son más apreciables cuando e/D es pequeño, L/D es pequeño y/o D/t es grande.

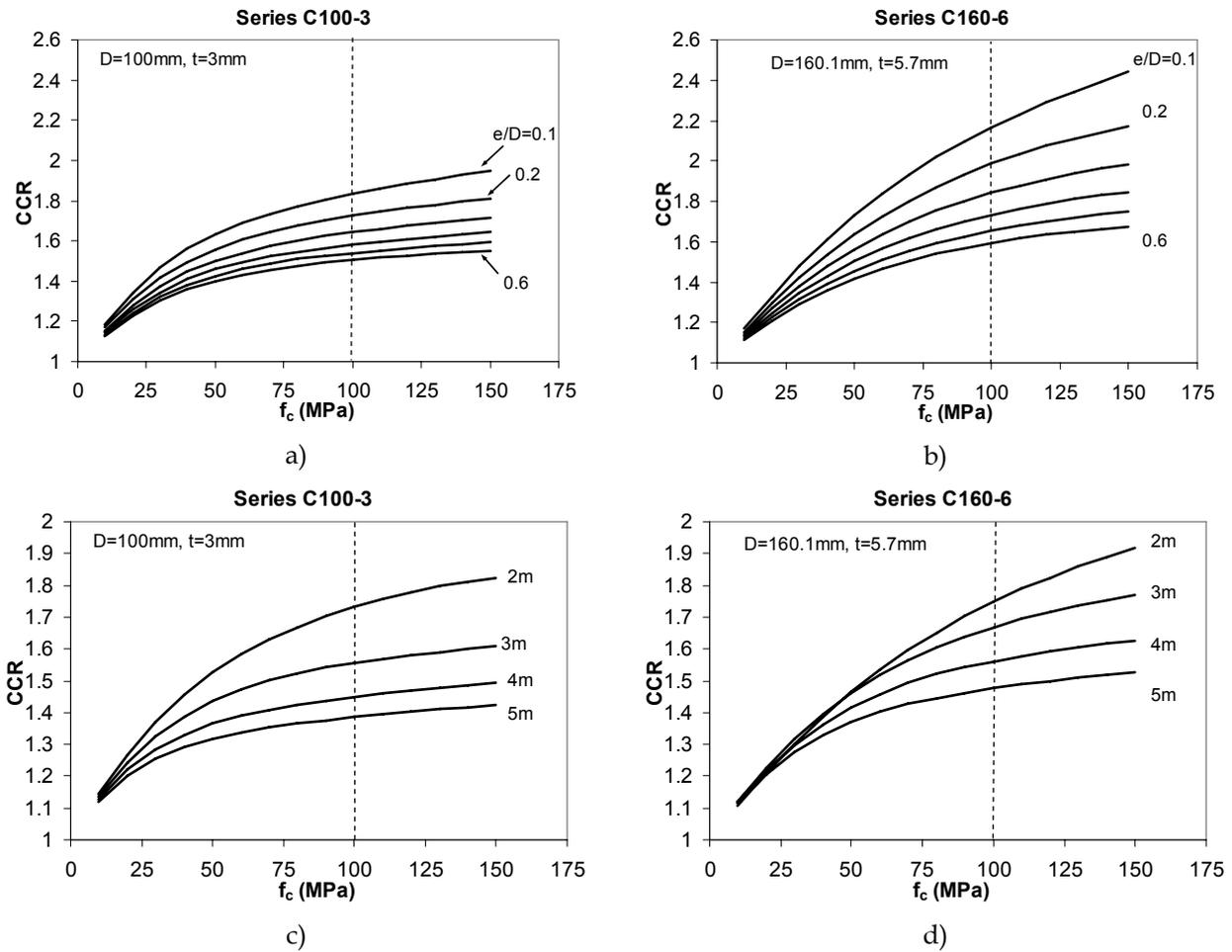


Fig. 8-4 CCR frente f_c del estudio paramétrico B (variación de excentricidad) y C (Variación de longitud)

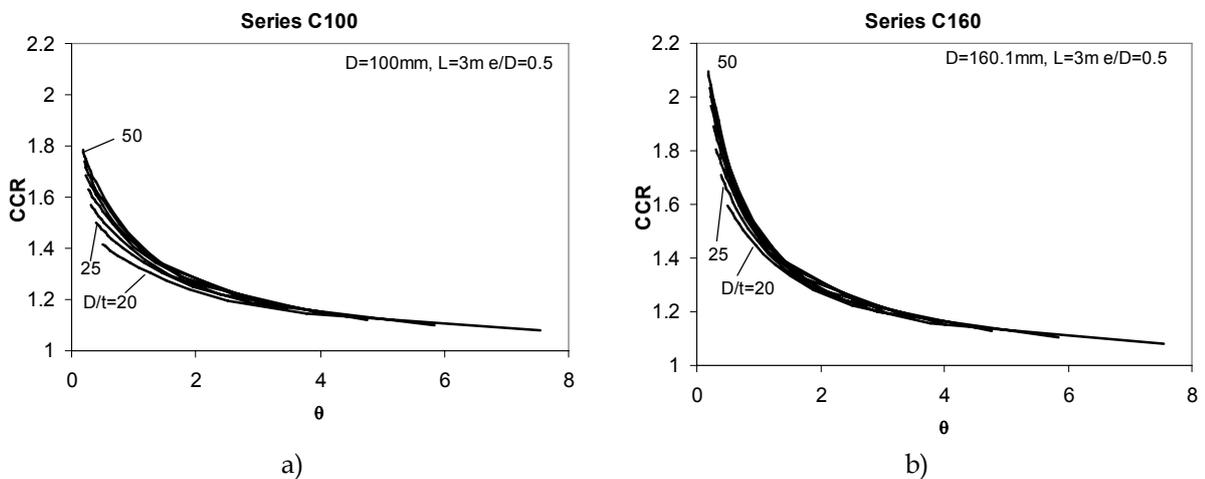


Fig. 8-5 CCR frente a θ del estudio paramétrico D (D/t variable)

8.2 Análisis del índice de resistencia (SI)

Las Fig. 8-6 y la Fig. 8-7 muestra la evolución del índice de resistencia, SI, con las variables f_c , θ , $\bar{\lambda}$ para el test paramétrico A. Como se definió en el capítulo 5, este índice compara la resistencia de una columna esbelta con la resistencia de la sección (sin confinamiento). Efectivamente el SI se reduce a medida que aumenta la esbeltez o la excentricidad.

Si se comparan las figuras Fig. 8-6 c) y d), puede observarse que los niveles de SI para la sección de C100-3 y C100-5 son muy similares, para ambas excentricidades. Teniendo en cuenta las Fig. 8-7 c) y d) donde aparecen todas las secciones de las columnas de 3m de longitud puede apreciarse que en las secciones de mayor diámetro la pérdida de resistencia con respecto a la columna corta centrada es menor. Esto no es sino un efecto indirecto de la esbeltez geométrica L/D , ya que si el diámetro es mayor la esbeltez geométrica y la relativa son menores, por lo tanto aumenta SI. Además se aprecia que la diferencia entre las secciones del mismo diámetro ($D=100\text{mm}$) y distinto espesor son pequeñas, lo cual también es debido al efecto del espesor en la esbeltez relativa.

También se observa como por debajo de cierto nivel de cuantía $\theta=1$, el SI cae rápidamente. Cuando θ toma este valor indica que la mitad de la resistencia axial centrada sin confinamiento proviene del acero y la otra mitad del hormigón.

Finalmente en las Fig. 8-6 e) y f) y Fig. 8-7 e) y f), que muestran SI frente a $\bar{\lambda}$, puede verse como las series se alinean para una misma excentricidad, independientemente o con poca variación en cuanto a la sección. La Fig. 8-8 muestra la gráfica de SI frente a $\bar{\lambda}$ junto con la curva europea de pandeo 'a'. El conjunto de casos con la misma excentricidad forman una curva paralela a la curva europea de pandeo.

En los estudios paramétricos B y C (Fig. 11-12 y Fig. 11-16) coinciden con lo observado. Aumentando la excentricidad o la esbeltez se reduce SI. En el estudio paramétrico D (Fig. 11-20), donde se varió D/t se comprueba como su efecto sobre SI resulta pequeño y está indirectamente relacionado con la esbeltez relativa.

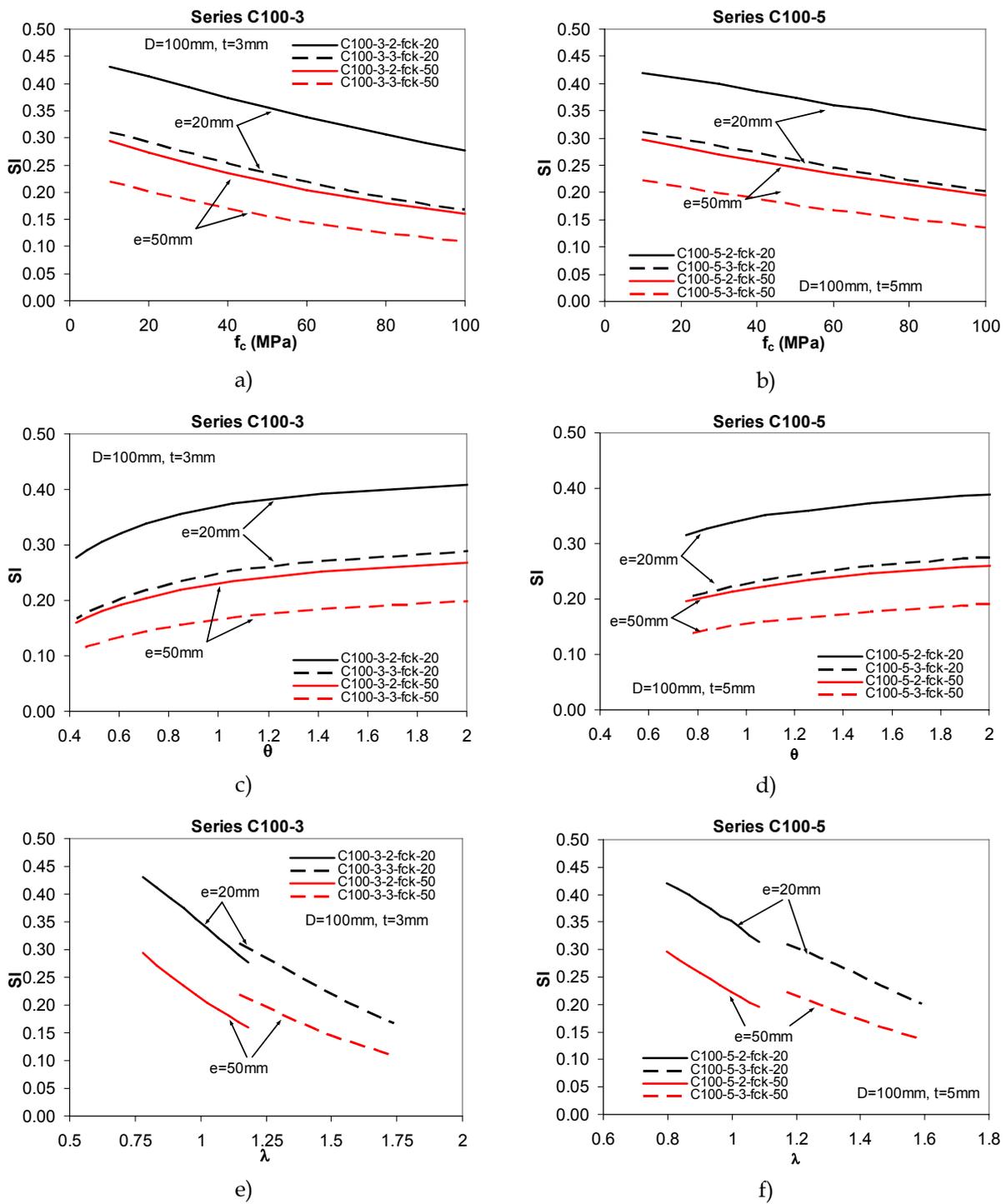


Fig. 8-6 Índice de resistencia frente a las variables del estudio paramétrico A, para columnas de diámetro 100mm

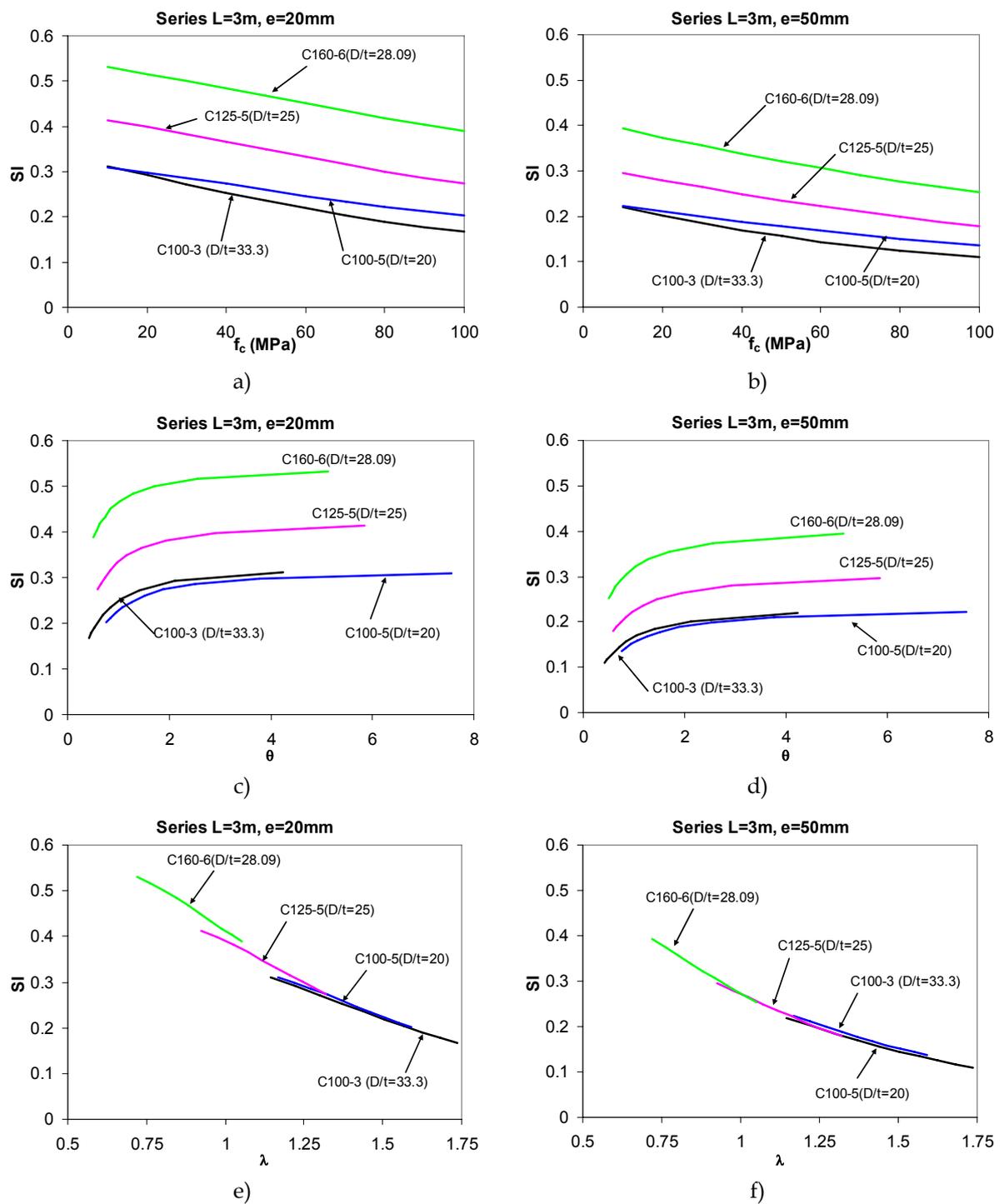


Fig. 8-7 Índice de resistencia frente a las variables del estudio paramétrico A, para columnas de longitud 3m

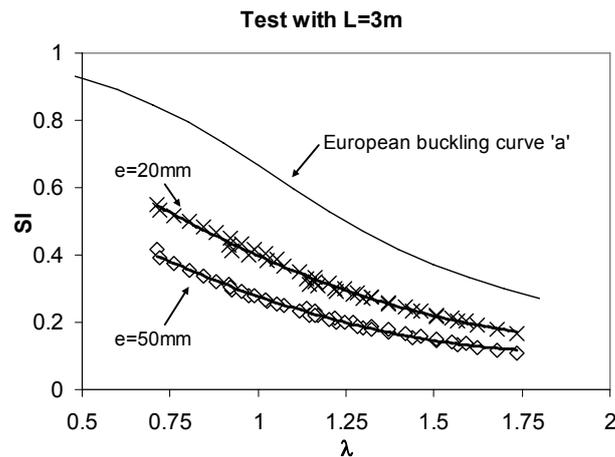


Fig. 8-8 Índice de resistencia frente a las variables del estudio paramétrico A, para columnas de longitud 3m. Comparación con la curva europea de pandeo

Los valores $\theta < 1$ reducen drásticamente SI. Esto se opone al comportamiento del CCR donde valores $\theta < 1$ aumentan la ganancia. Una forma de obtener el óptimo es a través del producto $CCR * SI$. Dado que el efecto que tiene θ sobre CCR y SI es opuesto, su producto sin ponderar mostrará un valor intermedio de compromiso entre ambos casos. La Fig. 8-9 muestra el efecto de la cuantía de acero en el producto $CCR * SI$ en los test paramétricos B, C, y D. La forma general de la respuesta del producto es que se encuentra un máximo en la zona un poco inferior a $\theta = 1$. El valor exacto del máximo depende de la excentricidad y la esbeltez, siendo más agudo en excentricidades pequeñas y esbelteces geométricas bajas. Si la longitud o la excentricidad es alta, el producto $CCR * SI$ se mantiene constante para θ altos y disminuye rápidamente por debajo de $\theta = 1$.

Por otro lado, un aumento en D/t (menor espesor del tubo estructural) aumenta el valor del máximo producto. Indicando que existe una cuantía θ adecuada, y por lo tanto una resistencia del hormigón, para obtener el máximo $CCR * SI$ en función del espesor de la pared del tubo. Pasado este máximo el producto decrece rápidamente.

En las secciones de mayor diámetro, y por tanto de menor esbeltez, el producto $CCR * SI$ aumenta, y el máximo aparece más marcado, con una fuerte subida conforme θ disminuye y una fuerte caída, una vez pasado el máximo.

Por tanto puede tomarse como solución de compromiso en una primera aproximación que el óptimo se situará en valores ligeramente inferiores a $\theta = 1$, siendo interesante de cara a recomendaciones de diseño.

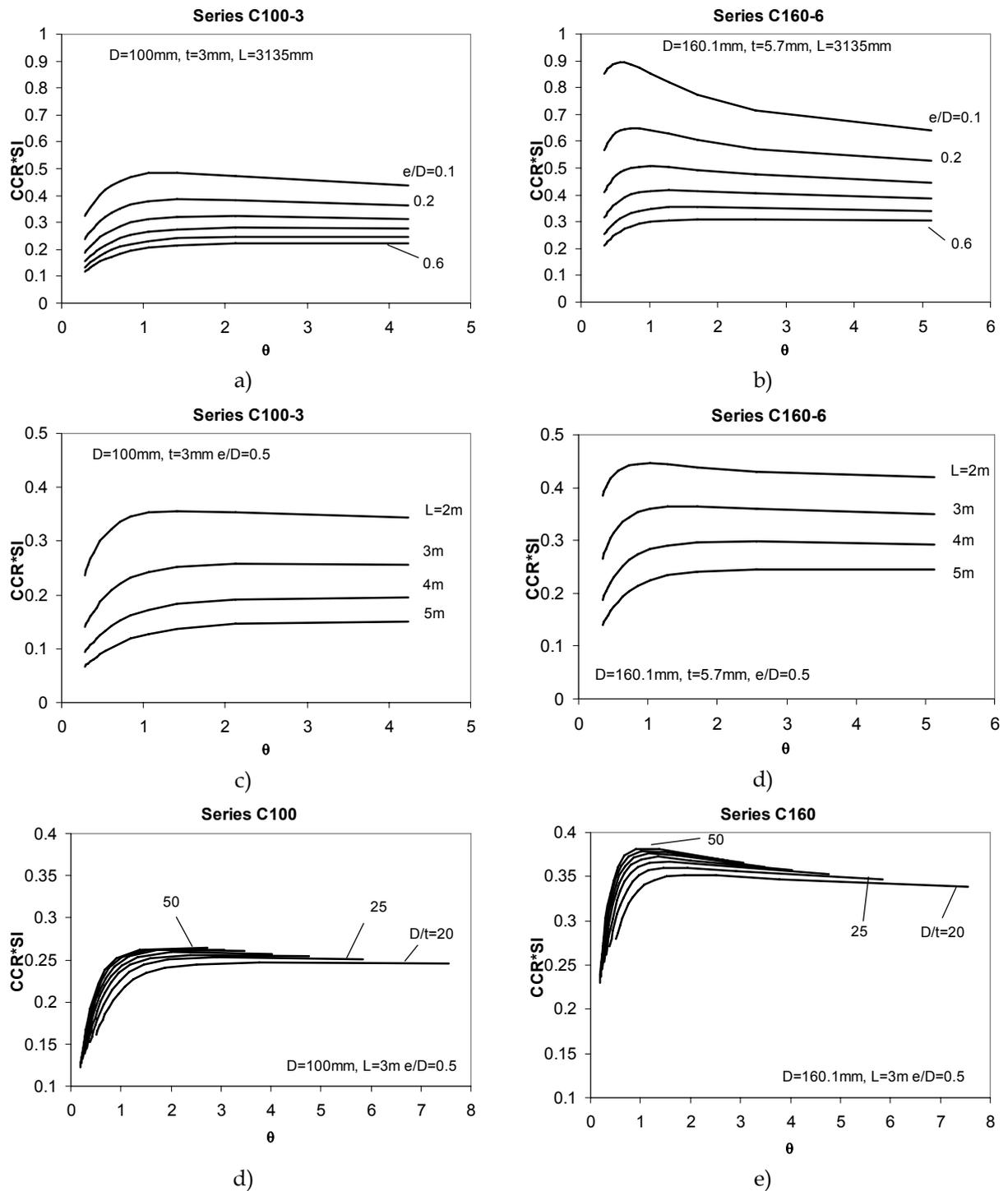


Fig. 8-9 Efecto de la cuantía de acero sobre el producto $CCR \cdot SI$ en los test paramétricos B (e/D variable), C (L variable), D (D/t variable)

8.3 Análisis del índice de ductilidad (DI)

La mejora del comportamiento de las columnas CFT por confinamiento tiene su efecto en dos aspectos, la resistencia y la ductilidad. La ecuación constitutiva para el hormigón aplicada a este modelo numérico sólo mejoraba la respuesta post-pico, de acuerdo con los experimentos.

En el capítulo 5 se indicó que la evolución del índice de ductilidad con la resistencia del hormigón para columnas esbeltas variaba rápidamente y que con únicamente tres puntos experimentales no era suficiente para observarla.

En este sentido el estudio paramétrico A completa las series experimentales con un intervalo más fino entre resistencias de hormigón. Los resultados sobre el índice de ductilidad pueden encontrarse en las Fig. 8-10 y Fig. 8-11. Junto a éstas es importante observar los puntos experimentales de la Fig. 5-8. Así la ductilidad del modelo numérico es superior a la ductilidad de los experimentos. La causa más probable a este hecho es que no se ha modificado la rigidez post-pico del modelo constitutivo del acero para tener en cuenta el estado biaxial en el que se encuentra.

Sigue existiendo una variación rápida de DI compuesta por tramos escalonados que se analizan más adelante.

Atendiendo a las Fig. 8-11 a) y b), el DI de las secciones de mayor diámetro es superior a las de menor diámetro, pero a medida que f_c aumenta, DI cae hasta los niveles de ductilidad de las columnas de menor diámetro. Por otro lado, para secciones con el mismo diámetro y distinto espesor, el DI medio de las series disminuye si D/t aumenta, lo cual coincide con lo esperado de acuerdo con el modelo constitutivo del hormigón.

En los estudios paramétricos B y C se busca con mayor detalle el efecto de la excentricidad y la longitud. El efecto de la excentricidad relativa puede verse en las Fig. 8-12 a) y b). Para la sección C100-3 se observa como el valor medio de las series disminuye cuando e/D aumenta, pasa por un mínimo en $e/D=0.4$, para después recuperarse. Este mínimo varía así como la forma de las curvas para la sección C160-6. En la figura Fig. 8-12 c) y d) se comprueba como si f_c aumenta, DI disminuye, pero para longitudes o esbelteces grandes ($L=5m$), el índice de ductilidad no se ve demasiado afectado por la resistencia del hormigón. Por tanto, desde el punto de vista de la ductilidad cuando la longitud no es demasiado elevada conviene rellenar la columna con hormigón normal.

Para ver en detalle el efecto del ratio D/t se realizó el estudio paramétrico D (Fig. 8-12 e) y f) y los resultados coinciden con el estudio paramétrico A.

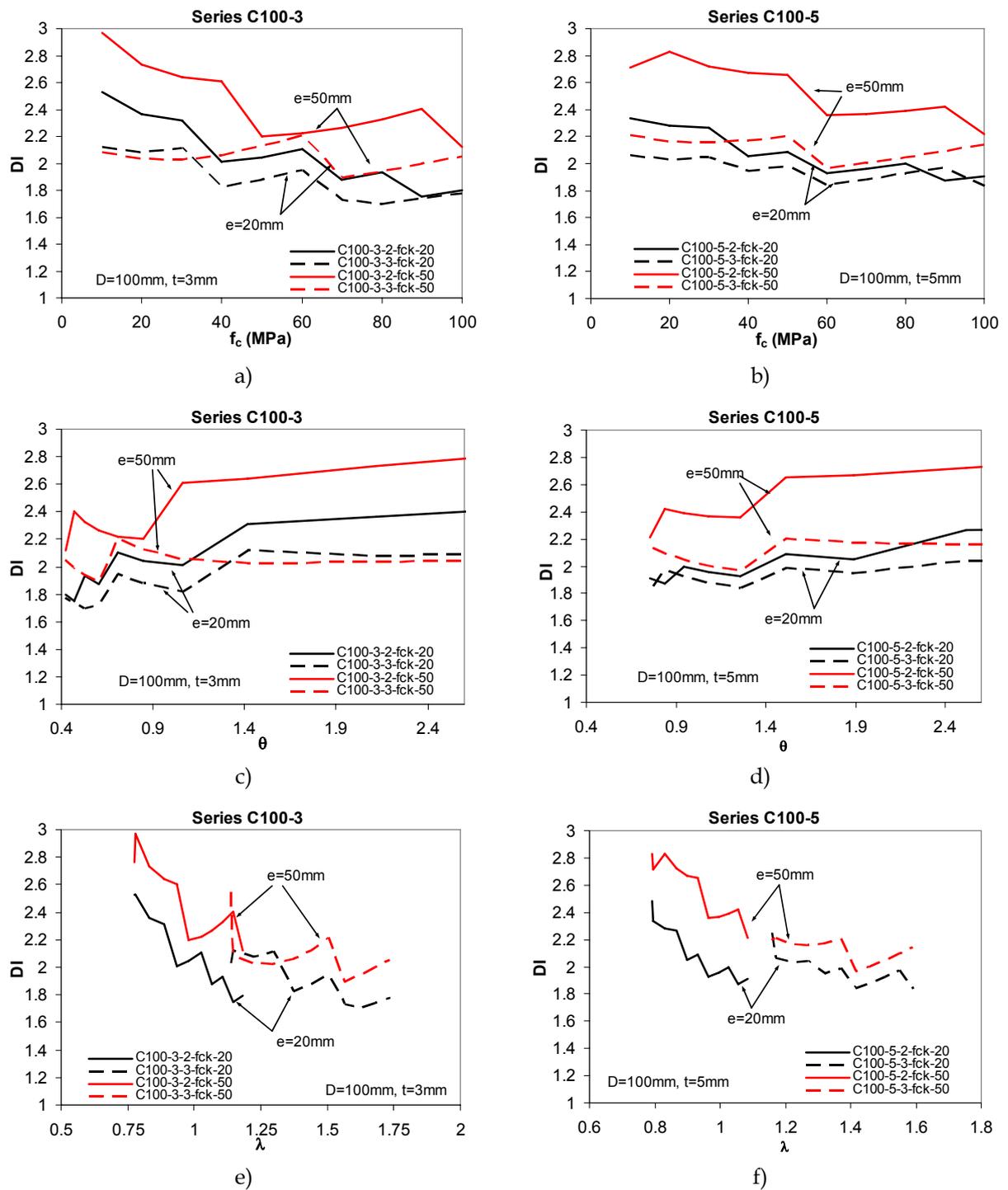


Fig. 8-10 Índice de ductilidad frente a las variables del estudio paramétrico A, para columnas de diámetro 100mm

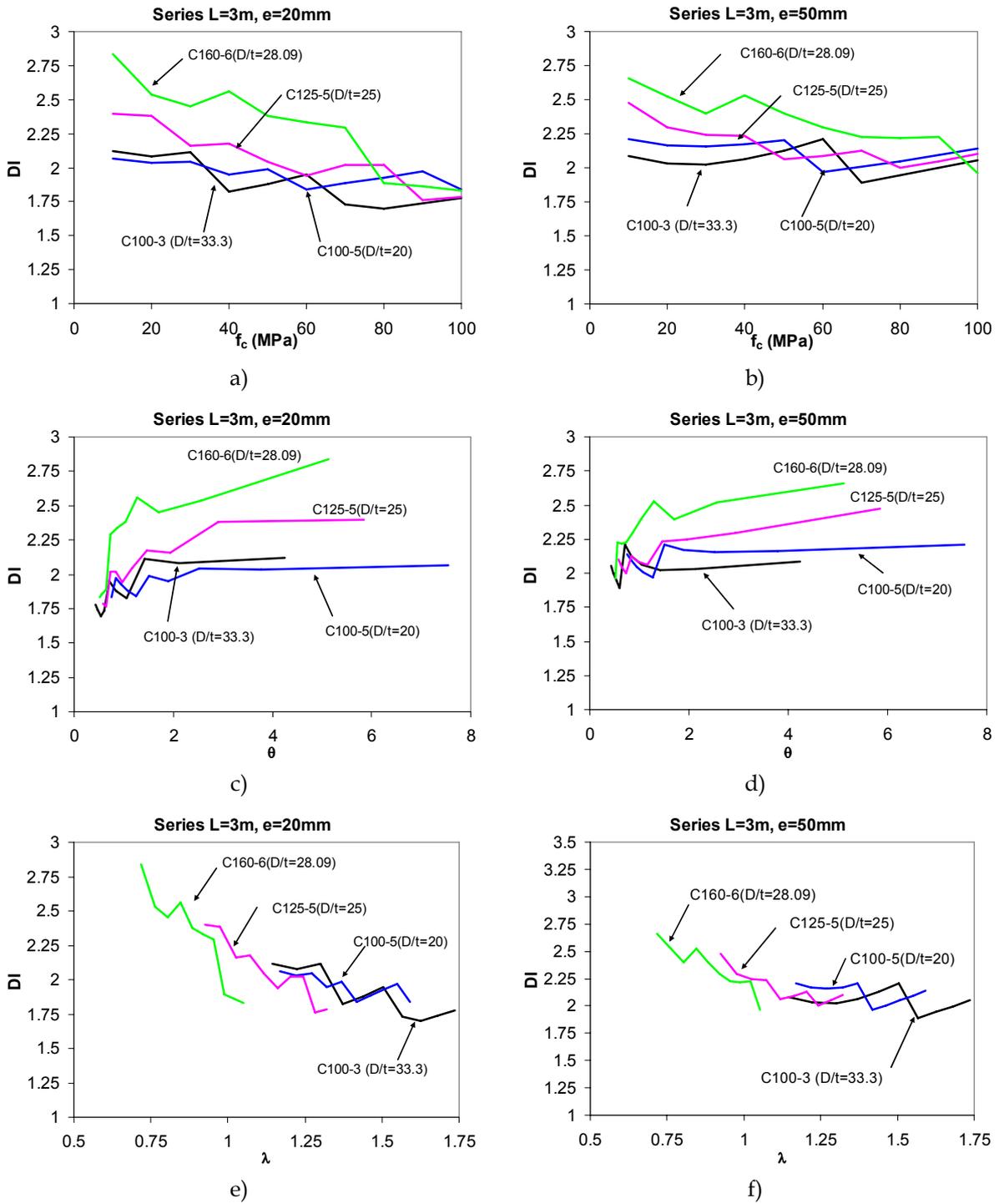


Fig. 8-11 Índice de ductilidad frente a las variables del estudio paramétrico A, para columnas de longitud 3m

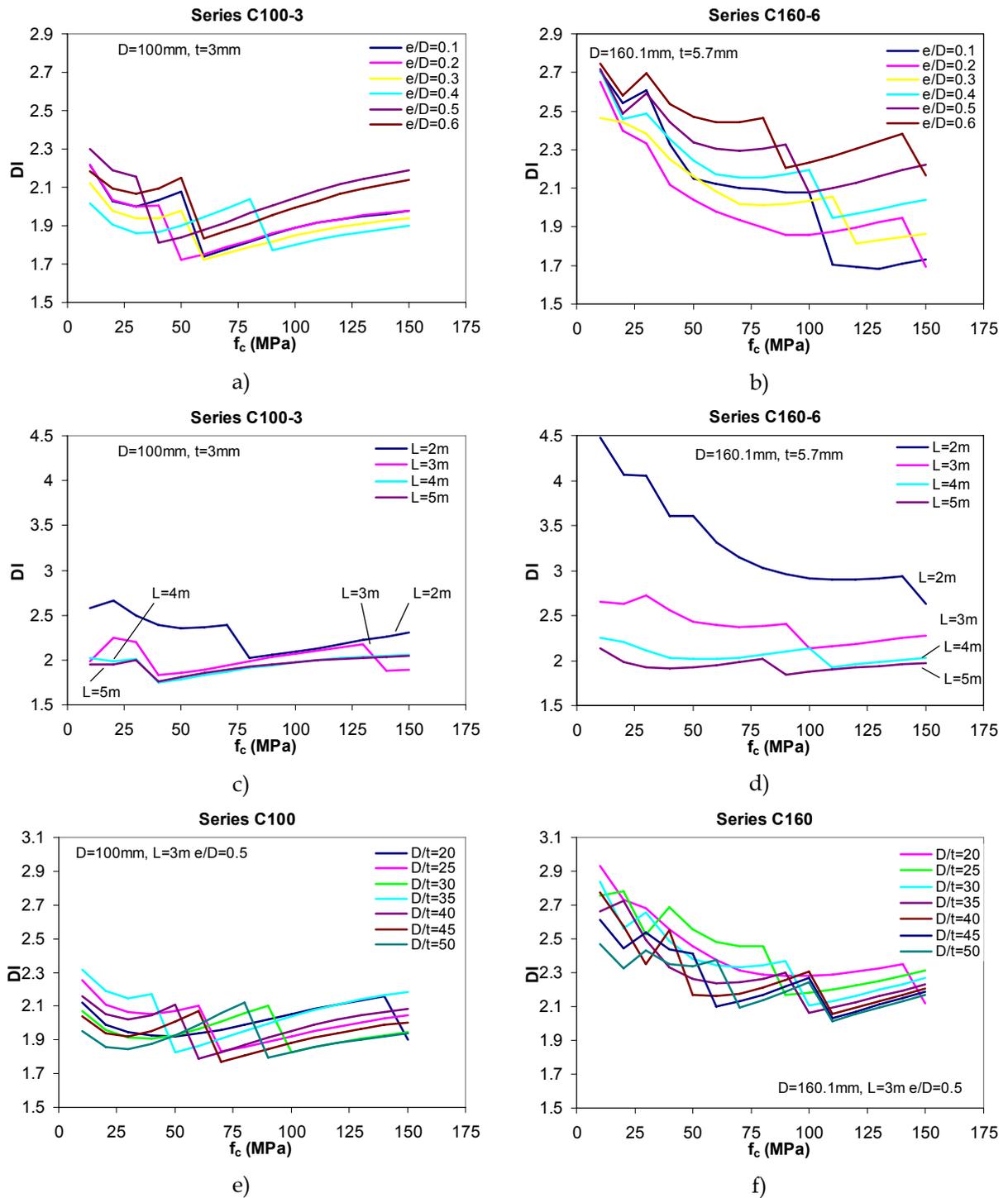


Fig. 8-12 Índice de ductilidad frente a la resistencia del hormigón para los estudios paramétricos B (e/D variable), C (L variable) y D (D/t variable)

La forma general de las curvar de DI en función de la resistencia del hormigón (Fig. 8-13) tiene una primera parte en la que primero DI disminuye, para luego recuperarse (a). En una determinada resistencia se produce un salto negativo de DI

(b) para después irse recuperando de forma suave(c). La excentricidad, la longitud o el ratio D/t escalan esta gráfica y modifican la posición del salto. Debido al rápido cambio del índice de ductilidad con f_c , el modelo numérico todavía no representa adecuadamente la respuesta post-pico de las columnas CFT, y esta forma deberá ser revisada.

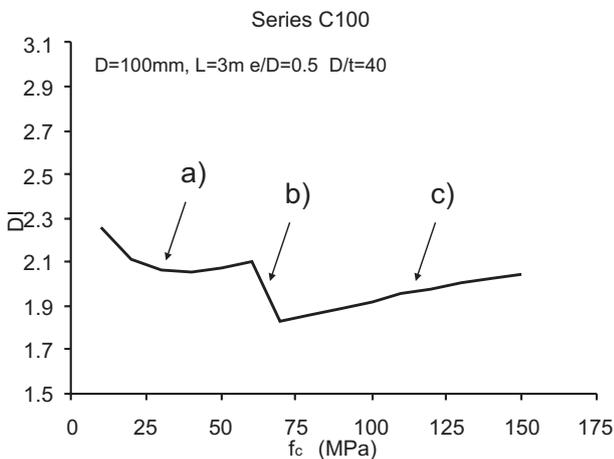


Fig. 8-13 forma general de la evolución del índice de ductilidad con la resistencia del hormigón.

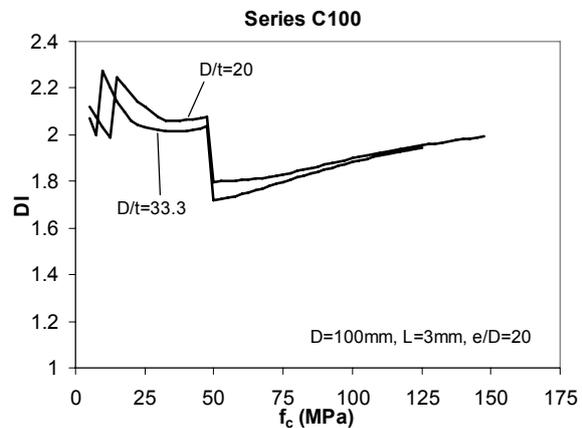


Fig. 8-14 Efecto del ratio D/t en el índice de ductilidad.

La respuesta mostrada puede ser causada por el modelo constitutivo del hormigón. El modelo de Tomii y Sakino [49] que fue empleado para modelar la rama descendente en compresión está formada por una colección de rectas definidas a tramos, por lo que la rigidez tangente del material $E_t = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ es una función discontinua. Esta rama descendente es función del ratio D/t por lo que se ha realizado un análisis de la ductilidad para dos valores de D/t tales que para C100-5 el ratio D/t es inferior a 24, por lo que la gráfica de tensión-deformación del modelo es una parábola -rectángulo, sin saltos en la rigidez tangente; y C100-3, con un D/t = 33.3 que sí tiene saltos.

La Fig. 8-14 muestra los resultados de las hipótesis de comprobación. Se han generado las gráficas de ductilidad frente a la resistencia del hormigón de las dos secciones C100-5 y C100-3 y una resolución mayor en la resistencia del hormigón (con paso de 2.5MPa). Dado que no se observan diferencias de comportamiento entre la curva para D/t=20 y D/t=33.3, se concluye que la variación de ductilidad con respecto a la resistencia del hormigón no está afectada por la ecuación constitutiva.

Todavía es necesario investigar con mayor detalle la respuesta en ductilidad que ofrece el modelo numérico por lo que los resultados mostrados en este apartado deben tratarse con precaución.

9. Conclusiones y desarrollos futuros

9.1 Introducción

La utilización de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón (CFT) se ha incrementado en los últimos años debido a su excelente comportamiento frente al sismo, alta resistencia, alta ductilidad y la gran capacidad de absorción de energía. Aunque España y en particular la Comunidad Valenciana no son zonas de riesgo sísmico elevado, el uso de este tipo de pilares ofrece también otras ventajas, como por ejemplo el incremento en la velocidad del proceso de construcción, la posibilidad de estandarización de las uniones y lo que es muy importante, una mayor resistencia al fuego.

Por otra parte, el uso del hormigón de alta resistencia (HSC) en la construcción de estructuras de hormigón se está generalizando gracias al abaratamiento de su tecnología. La utilización de este material presenta enormes ventajas, sobre todo en elementos sometidos a axiles de compresión importantes, como ocurre en el caso de soportes de edificación o de pilas de puente. Sin embargo, el Eurocódigo 4, con el que se diseñan estas estructuras mixtas, queda limitado a hormigones de hasta 60 MPa.

Dada la mayor resistencia seccional de las columnas CFT rellenas de HSC, es posible reducir su sección, para un mismo nivel de carga. De esta forma la esbeltez y los efectos de segundo orden cobran más importancia.

En esta tesis se ha estudiado el comportamiento de los soportes esbeltos de perfiles tubulares de acero, de sección circular, rellenos de hormigón de alta resistencia. A la vista de los experimentos encontrados en la bibliografía se ha desarrollado una campaña experimental que completa aspectos que no están totalmente estudiados con anterioridad. Los resultados se han comparado con el Eurocódigo 4 que los predice con buena aproximación incluso con resistencias del hormigón superiores al límite.

Finalmente, se ajusta un modelo numérico de elementos finitos con integración por fibras con la particularidad que la formulación del elemento está basada en fuerzas y la formulación de las deformaciones es corrotacional. Gracias a dicho modelo se han ampliado los resultados experimentales para realizar un estudio paramétrico de las variables que definen el comportamiento de estas columnas.

9.2 Conclusiones

Las conclusiones que se derivan de los resultados obtenidos en esta tesis han sido expuestas a lo largo de los capítulos anteriores y se recogen a continuación aquéllas más importantes para el objetivo de la tesis.

Una vez estudiada la bibliografía existente en cuanto a ensayos de columnas CFT esbeltas circulares rellenas de hormigón, se extraen las siguientes conclusiones:

1. La mayoría de los estudios de la bibliografía con perfiles tubulares de pared delgada (ratio diámetro/espesor ó D/t elevado) habían sido de esbeltez media o baja.
2. No se había estudiado experimentalmente hasta el momento el comportamiento de columnas CFT esbeltas con carga excéntrica en las que la resistencia del hormigón sea superior a 60MPa y con esbelteces geométricas L/D superiores a 25, Sin embargo, parece una combinación interesante en la práctica.
3. Todos los test de doble curvatura se habían realizado con hormigón de alta resistencia, en torno a 100MPa, pero no se ha estudiado el efecto de la resistencia del hormigón y las excentricidades combinadas en los casos de doble curvatura.
4. La combinación de espesores de pared del tubo pequeños, en combinación con resistencias de hormigón elevadas resulta interesante desde el punto de vista económico. Dado que para retener al hormigón de alta resistencia en el interior del tubo, y dado su carácter menos dúctil, se necesita en principio espesores de pared mayores, puede ser interesante estudiar y valorar qué espesor de pared es necesario para retener el hormigón de alta resistencia para alcanzar la misma carga máxima de la columna rellena con hormigón de resistencia normal.

A partir del estudio de esta bibliografía se generó una campaña experimental con 37 ensayos que representaba el efecto de la resistencia del hormigón en las columnas CFT circulares esbeltas de carga excéntrica. Del análisis de resultados de esta campaña puede concluirse:

1. Cuando la excentricidad de la carga axial o la longitud de la columna aumentan, la carga máxima resistente disminuye. Esta reducción es más apreciable cuando la excentricidad o la longitud son menores.
2. En estos casos esbeltos y excéntricos, el incremento de resistencia de la columna que se obtiene al utilizar hormigón de 70MPa o 90MPa de resistencia es pequeño. Por tanto es poco útil usar HSC si se busca maximizar la resistencia y resulta más conveniente utilizar hormigones de resistencia intermedia.
3. El modo de fallo general de las columnas CFT ensayadas es por pandeo global, plastificando primero el lado de la sección en compresión. La fuerza axial máxima se alcanza en el interior del diagrama de interacción.
4. El cociente entre las deformaciones longitudinales y circunferenciales en el lado comprimido de la sección, $\varepsilon_{L0} / \varepsilon_{L180}$, se mantiene aproximadamente constante

hasta N_{\max} y sólo parece un efecto tridimensional en la rama de descenso, lo cual tiene consecuencias sobre la ductilidad.

5. También puede observarse que la deformación longitudinal correspondiente a la máxima carga en el lado sometido a tensión en la sección, que coincide con el punto de medida marcado con 180° , ε_{L180} , depende de la excentricidad de la carga y en menor medida de la resistencia del hormigón. Para mayores excentricidades y mayores resistencias de hormigón, la deformación aumenta. A medida que hay un momento flector aplicado mayor, la línea neutra se sitúa cercana al diámetro mayor que pasa por el centro de la sección, y por tanto hay más parte de la misma trabajando a tracción. Si por el contrario hay más parte de la sección trabajando en compresión, el área comprimida tiene más relevancia y el máximo de carga se alcanza cuando el hormigón se fractura.
6. El efecto de la resistencia del hormigón en el ratio de contribución del hormigón, CCR, es pequeño cuando la longitud es grande. Como ocurre con la carga máxima, en muchos casos no tiene sentido pues incrementar de 70 a 90 MPa, en columnas muy esbeltas.
7. El índice de resistencia, SI, que compara la resistencia de la columna con la resistencia de una sección con carga de compresión centrada muestra cómo se ve influenciado por aspectos relacionados con el fallo global y no seccional, como son la excentricidad e/D y la esbeltez L/D , reduciéndose el valor de SI con el aumento de éstos.
8. Las columnas de 2m son más dúctiles en la serie C100-3-3 observando los datos experimentales. En esta serie apenas hay diferencia entre hormigones intermedios y HSC. Parece apuntar a que el fallo se produce por la plastificación del acero y un aumento en f_c tiene poco efecto.
9. Sin embargo, a pesar de que no se obtiene una ganancia en la resistencia superior con HSC comparado con hormigones de resistencia intermedia, todavía conserva una ductilidad del mismo orden que la del tubo vacío, por lo que rellenar con hormigones de resistencia media resulta de interés en aplicaciones sísmicas y dinámicas.
10. La dependencia que el índice de ductilidad tiene con la resistencia del hormigón no queda claramente definida con tres puntos y es necesario completar la evolución con casos numéricos ajustados al experimento.

Se comprobó la adecuación del Eurocódigo 4 para el cálculo de estas columnas. Los resultados mostraron lo siguiente:

1. En la validación del EC4 con 37 columnas de perfiles tubulares circulares rellenos de hormigón de alta resistencia esbeltas, se predice el resultado con suficiente aproximación, con un ratio ξ medio de 1.02 y una desviación standard de 0.07.
2. El EC4 puede extenderse hasta 100MPa de resistencia de hormigón con confianza en columnas CFT circulares esbeltas. De hecho el ratio ξ aumenta de lado de la seguridad cuando aumenta la resistencia del hormigón.

3. A medida que la cuantía de acero disminuye, la resistencia de la columna es mayor, con un valor de $\theta > 1$ ($\delta > 0.5$) y para esbelteces relativas bajas ($\lambda < 1$) el ratio $\xi < 1$, es decir el EC4 resulta inseguro. Esto puede deberse a la predicción de la resistencia axial máxima de la sección, $N_{pl,Rd}$ o de la rigidez efectiva a flexión (EI), que deberían ser estudiadas en más detalle.
4. Prácticamente todos los ensayos de columnas rellenas de hormigón de alta resistencia tienen un grado de precisión $\xi > 1$ excepto 4 de ellos. Pero cuando f_c aumenta también lo hace el ratio ξ , alejándose de 1 pero de lado de la seguridad.

Fue necesario completar los resultados experimentales con otros determinados numéricamente. El estudio del estado del arte de los modelos numéricos unidimensionales empleados en el cálculo de columnas CFT arrojó las siguientes conclusiones:

1. La revisión del estado del arte muestra un desarrollo extenso en el estudio de columnas CFT compuestas. Los modelos unidimensionales pueden simular el comportamiento de las columnas con suficiente precisión, siendo computacionalmente más eficientes que los modelos tridimensionales y pudiendo integrarse con otros elementos en el cálculo de estructuras.
2. Resulta imprescindible la adecuada caracterización de los materiales y su modelización, incluyendo los efectos tridimensionales de confinamiento del hormigón y decremento de la resistencia del acero en los modelos uniaxiales.
3. El aumento de la resistencia y la ductilidad del núcleo de hormigón por confinamiento es importante en columnas cortas pero sus efectos se diluyen en columnas esbeltas y en columnas con ratios de aspecto D/t altos. En estos casos el confinamiento se produce pasado el máximo de resistencia por lo que sólo mejoran la respuesta post-pico.
4. La formulación basada en fuerzas trata de forma exacta el equilibrio de esfuerzos en el elemento. Esta formulación es más precisa que la formulación aproximada basada en desplazamientos, para un mismo tamaño de malla y de puntos de integración. Sin embargo, el hecho de que la formulación basada en fuerzas se tenga que incluir en un marco de cálculo basado en desplazamientos hace que la determinación del equilibrio de esfuerzos sobre el elemento se resuelva de forma iterativa.
5. En la determinación del estado del modelo es necesario computar el estado de la sección muchas veces. Por tanto una metodología eficiente puede reducir los costes de computación y aumentar la precisión. La elección de un tipo de integración u otro dependerá del grado de detalle que se pretenda conseguir.

A la vista de estas conclusiones se desarrolló un modelo numérico unidimensional que pudiera simular de forma eficiente el comportamiento de las columnas CFT esbeltas circulares de carga axial excéntrica. Las conclusiones de su ajuste fueron las siguientes:

1. Entre las características más importantes de este modelo cabe destacar la utilización de deformaciones corrotacionales para tener en cuenta los grandes desplazamientos, y la formulación del elemento basada en fuerzas, mediante un proceso iterativo.
2. Mediante la formulación del elemento finito basada en fuerzas, con determinación del estado iterativa, junto con la formulación corrotacional hacían converger a la solución más rápidamente que la formulación basada en desplazamientos.
3. Se puede mejorar la eficiencia de cálculo con algoritmos más eficientes de determinación de la respuesta seccional, por ejemplo con bandas anchas, no obstante el modelo de fibras permite obtener valores de las variables internas en cada paso de carga.
4. El modelo implementado muestra un buen grado de precisión en comparación con ensayos propios, con un valor medio de 1.02 y un coeficiente de variación muy pequeño.
5. La evolución del grado de precisión con las variables muestra que este modelo numérico puede ser utilizado con altas esbelteces y altos valores de resistencia de hormigón con un error relativamente pequeño y por el lado de la seguridad. La precisión disminuye cuando el ratio D/t aumenta, pero siempre dentro de valores aceptables. En estos casos las paredes son más finas y pueden retener menos al hormigón interior.

Gracias al modelo, y una vez calibrado fue posible realizar un estudio paramétrico en el cual se investiga en más detalle el efecto de la resistencia del hormigón, la cuantía de acero y la esbeltez relativa sobre la respuesta de las columnas. Las conclusiones que se obtuvieron fueron las siguientes:

Sobre el ratio de contribución del hormigón, CCR:

1. Si f_c aumenta, obviamente también lo hace el CCR, pero es menos efectivo cuando f_c ya es alto. Se ha llevado el estudio hasta una resistencia de 150MPa, y el CCR siempre crece aunque cada vez menos. Dado que el cambio es pequeño es más interesante, desde el punto de vista de maximizar la resistencia sujeta a unos costes, rellenar la columna de NSC si la esbeltez es alta, rellenar con hormigones de resistencia intermedia, si la esbeltez es intermedia y rellenar con HSC si la esbeltez es baja, pero en ese caso hay que tener cuidado con la ductilidad.
2. Para un mismo diámetro, a medida que D/t aumenta también lo hace el CCR, porque el acero tiene menos importancia relativa en la resistencia de la columna, Sin embargo, si se comparan diferentes diámetros el CCR es mayor en el mayor de éstos a pesar de que pueda tener un D/t inferior. La razón hay que buscarla en la cuantía de acero θ . Cuando θ es alto (f_c pequeño) las diferencias para distintos D/t también son pequeñas. Pero cuando θ es pequeño, las diferencias para diferentes D/t son notables. Un $\theta=1$ marca un punto en el que la respuesta de CCR cambia de forma más visible.

3. Tanto la excentricidad relativa como la longitud hacen disminuir el CCR. En casos de baja excentricidad y diámetro elevado, puede llegar a duplicarse la resistencia del tubo vacío.
4. Cuanto mayor sea la excentricidad, ya sea de primer o de segundo orden, la sección central sufre un mayor momento flector. Así hay más fibras de la sección que se comportan en tracción, y que por lo tanto se fractura. Esta situación puede verse claramente en el diagrama de interacción M-N. Dada la mayor resistencia a tracción del hormigón con fibras, su uso podría mejorar la ganancia de resistencia en los casos en que la columna se encuentre sometida a una excentricidad elevada, tanto de primer como de segundo orden

Sobre el índice de resistencia, SI:

1. El SI compara la resistencia de la columna esbelta, con la resistencia de la sección con carga axial centrada, de forma que si la esbeltez o la excentricidad aumentan, SI disminuye. El resto de efectos, como el de D/t o el de f_c son efectos indirectos sobre la esbeltez. En el diagrama $(\bar{\lambda} - SI)$ los resultados de los test de columnas con la misma excentricidad se alinean para formar curvas paralelas a la curva europea de pandeo y por debajo de ésta.
2. También se observa como por debajo de cierto nivel de cuantía $\theta = 1$, el SI cae rápidamente. A su vez el CCR aumenta. Cuando θ toma este valor indica que la mitad de la resistencia axial centrada sin confinamiento proviene del acero y la otra mitad del hormigón. La forma general de la respuesta del producto $CCR \cdot SI$ es que se encuentra un máximo en la zona un poco inferior a $\theta = 1$. Por tanto puede tomarse como solución de compromiso en una primera aproximación que el óptimo se situará en valores ligeramente inferiores a $\theta = 1$, siendo interesante de cara a recomendaciones de diseño.

Sobre el índice de ductilidad, DI:

1. La ductilidad del modelo es superior a la ductilidad de los experimentos, por lo que será necesario revisar el ajuste del modelo numérico, principalmente el módulo de elasticidad tangente del modelo del acero en la zona plastificada.
2. En términos medios, aumentando f_c se reduce DI pero esta pérdida de ductilidad no es lineal. En resistencias de hormigón bajas La ductilidad pasa por un mínimo relativo, del que se recupera, pasa después por un salto negativo de ductilidad del que luego va recuperando una parte. Este comportamiento es función de la excentricidad, la longitud o esbeltez y el ratio D/t .
3. El DI de las secciones con mayor diámetro es mayor pero a medida que f_c aumenta, el DI se reduce hasta los niveles de las columnas de diámetro inferior.
4. Cuando la longitud de la columna aumenta el DI disminuye, en cambio existe una excentricidad en la que DI es mínimo.
5. Para un mismo diámetro y distinto espesor, la ductilidad disminuye si D/t aumenta, lo cual coincide con el modelo constitutivo empleado.

6. Cuando f_c aumenta, se reduce la ductilidad, sin embargo, en el caso de L/D altos, el índice de ductilidad no está tan afectado, pudiendo aumentar f_c sin una pérdida excesiva.

Los resultados del modelo numérico en cuanto al índice de ductilidad son parciales. Todavía es necesario investigar con mayor detalle la respuesta en ductilidad que ofrece el modelo numérico por lo que los resultados mostrados en este apartado deben tratarse con precaución.

En resumen puede concluirse que un valor de cuantía de acero igual a la unidad o ligeramente inferior maximiza la respuesta resistente de la columna CFT, ponderando la contribución del acero en la resistencia y el índice de resistencia. El valor exacto de cuantía de acero depende de los parámetros de la columna, pero se puede recomendar de cara a diseño que en una primera aproximación un valor de cuantía de acero igual a la unidad es adecuado.

9.3 Trabajos futuros

El trabajo desarrollado en esta tesis se enmarca dentro de una línea de investigación con el objetivo final de estudiar el comportamiento de CFT esbeltos bajo esfuerzos de compresión y flexión simple, analizar la influencia del hormigón en su comportamiento y en su caso proponer métodos simplificados de dimensionamiento.

De la observación del alcance actual de la investigación se derivan las siguientes líneas de investigación y desarrollo futuros en las que se han de centrar los esfuerzos:

- *Estudio detallado de la ductilidad.* Dada la importancia que cobra la ductilidad en estos soportes esbeltos, es necesario un estudio más detallado que explique y complete la respuesta observada en la tesis.
- *Estudio de la rigidez efectiva a flexión* $(EI)_{\text{eff}}$ y su influencia en las cargas de diseño en el Eurocódigo 4.
- *Estudio de columnas de curvatura no simétrica.* A partir del estado del arte en cuanto a estudios experimentales se observó que no se había estudiado en detalle el efecto de curvaturas con excentricidades distintas en los extremos, incluyendo la influencia de la resistencia del hormigón, y no sólo hormigón de alta resistencia. Es necesario extender estos resultados, no sólo a columnas circulares, sino también rectangulares o cuadradas
- *Estudio de la distribución del confinamiento* en la interfaz del núcleo con el tubo así como su evolución durante el proceso de carga por lo que es importante

contar con modelos detallados 3D. Para este fin también será necesario estudiar experimentalmente columnas cortas.

- *Trabajos con otros aceros.* Estudio experimental con resistencias de acero superiores.
- *Mejora de la respuesta de las columnas CFT mediante hormigón con fibras.* En los casos en los que la excentricidad de la carga era elevada, más parte de sección se encuentra en tracción. El uso de hormigón con fibras puede ayudar a que la respuesta del hormigón en tracción sea mejor.
- *Estudio de la respuesta de las columnas CFT bajo cargas de fuego.* Los soportes CFT incrementan en gran medida la resistencia al fuego sin necesidad de protección externa. Dicho estudio incluye experimentos y modelos numéricos. Dado el alto coste de realización de un ensayo en fuego cobra más importancia los modelos numéricos fiables, para finalmente en su caso desarrollar ecuaciones de diseño.
- *Optimización multiobjetivo de columnas CFT.* Que incluya criterios no sólo de resistencia y coste económico, sino también de impacto medio ambiental y su comparación con columnas de acero y de hormigón armado.

10. Bibliografía

10.1 Bibliografía

(Por orden de aparición en el texto)

- [1] European Committee of Standardization., *EN 1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2004.
- [2] CIDECT, "Monograph nº 1: Concrete filled hollow section steel columns design manual," 1970.
- [3] CIDECT, "Monograph nº 5: Calcules Poteaux en Proliles Creux remplis de Beton," 1979.
- [4] CIDECT, "Guía de Diseño para columnas de perfiles tubulares rellenos de hormigón bajo cargas cíclicas estáticas y dinámicas," 1998.
- [5] C. Roeder, B. Cameron, y C. Brown, "Composite action in concrete filled tubes," *Journal of structural engineering ASCE*, vol. 125, 1999, págs. 477-485.
- [6] M. Johansson, "Structural Behaviour of Circular Steel-Concrete Composite Columns. Non-linear Finite Element Analyses and Experiments," Thesis for the degree of licenciate of engineering, Department of Structural Engineering, Concrete Structures, Chalmers University of technology, Göteborg, Sweden, 2000.
- [7] J. Hajjar, "Concrete-filled steel tube columns under earthquake loads," *Progress in Structural Engineering and Materials*, vol. 2, 2000, págs. 72-81.
- [8] I. Imran y S.J. Pantazopoulou, "Experimental study of plain concrete under triaxial stress," *ACI Materials Journal*, vol. 93, Dic. 1996, págs. 589-601.
- [9] Comité euro-international du béton, *High performance concrete. Recommended Extensions to the Model Code 90. Research needs*, Lausanne, Switzerland: CEB, 1995.

- [10] M. Johansson, "Composite action and confinement effects in tubular steel-concrete columns," Thesis for the degree of doctor of philosophy, Department of Structural Engineering, Concrete Structures, Chalmers University of technology, Göteborg, Sweden, 2002.
- [11] European Committee of Standardization., *EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2004.
- [12] R.Q. Bridge, *Concrete Filled Steel Tubular Columns .Report Num. R283.*, Sydney, Australia: School of Civil Engineering, University of Sydney, 1976.
- [13] N. Gardner, "Use of Spiral Welded Steel Tubes in Pipe Columns," *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 65, 1968, págs. 937-942.
- [14] R. Knowles y R. Park, "Strength of Concrete Filled Steel Tubular Column," *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol. 95, 1969, págs. 2565-2587.
- [15] M.M. Attard y S. Setunge, "Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete," *ACI Materials Journal*, vol. 93, Oct. 1996, págs. 432-442.
- [16] S.P. Schneider, "Axially loaded concrete-filled steel tubes," *Journal of Structural Engineering - ASCE*, vol. 124, Oct. 1998, págs. 1125-1138.
- [17] H. Shakir-Kalil, "Resistance of concrete-filled steel hollow tubes to pushout forces," *The Structural Engineer*, vol. 71, 1993, págs. 234-243.
- [18] N. Gardner y E.R. Jacobson, "Structural Behavior of Concrete Filled Steel Tubes," *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 64, 1967, págs. 404-413.
- [19] R.W. Furlong, "Strength of Steel-Encased Concrete Beam Columns," *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol. 93, 1968, págs. 113-124.
- [20] M. O'Shea y R. Bridge, *Test on Circular Thin-Walled Steel Tubes Filled with Very High Strength Concrete. Research Report No. R754*, Sydney: School of Civil Engineering, University of Sydney, 1997.
- [21] M. O'Shea y R. Bridge, *Test on Circular Thin-Walled Steel Tubes Filled with Medium and High Strength Concrete. Research Report No. R755*, Sydney: School of Civil Engineering, University of Sydney, 1997.
- [22] H. Prion y J. Boehme, "Beam-Column Behavior of Steel Tubes Filled With High Strength Concrete," *Proceedings*, New York: 1989, págs. 439-450.
- [23] B. Rangan y M. Joyce, "Strength of eccentrically loaded Slender steel tubular columns filled with High-strength concrete," *ACI Structural Journal*, vol. 89, Dic. 1992, págs. 676-681.

-
- [24] P.K. Neogi, H.K. Sen, y J.C. Chapman, "Concrete-Filled Tubular Steel Columns under Eccentric Loading," *The Structural Engineer*, vol. 47, 1969, págs. 187-195.
- [25] W. Chen y C. Chen, "Analysis of Concrete-Filled Steel Tubular Beam-Columns," *Memories IABSE*, vol. 33, 1973, págs. 37-52.
- [26] S. Zhong y R. Miao, "Stress-Strain Relationship and Strength of Concrete Filled Tubes," *Construction in Steel and Concrete. Proceedings of the Engineering Foundation Conference*, Henniker, New Hampshire: ASCE - Buckner, C. D. and Viest, I. M. (ed.), 1987, págs. 773-785.
- [27] H. Shakir-Kalil, "Test on Concrete-Filled Hollow Sections," *Proc. 3rd International Conference on Steel-Concrete Composite Structures*, Fukuoka, Japan: Wakabayasy, M. (ed.), Asociation for International Cooperation and Research in Steel- Concrete Composite Structures, 1991, págs. 89-94.
- [28] K. Tsuda, C. Matsui, y E. Mino, "Strength and Behavior of Slender Concrete Filled Steel Tubular Column," *Stability Problems in Designing, Construction and Rehabilitation of Metal Structures, Proceedings of the Fifth International Colloquium on Structural Stability, SSRIC IC/BRASIL*, Rio de Janerio, Brasil: Structural Stability Research Council, Bethlehem, Pennsylvania, 1996, págs. 489-500.
- [29] A.E. Kilpatrick y B.V. Rangan, "Tests on High-Strength Concrete-Filled Steel Tubular Columns," *ACI Structural Journal*, vol. 96, Mar. 1999, págs. 268-274.
- [30] J. Zeghiche y K. Chaoui, "An experimental behaviour of concrete-filled steel tubular columns," *Journal of Constructuional Steel Research*, vol. 61, Ene. 2005, págs. 53-66.
- [31] Z. Liu y S. Goel, "Cyclic Load Behavior of Concrete-Filled Tubular Braces," *Journal of Structural Engineering - ASCE*, vol. 114, Jul. 1988, págs. 1488-1506.
- [32] A. Kawano y C. Matsui, "Experimental Study on Hysteretic Behavior of Concrete Filled Tubular Members under Repeated Axial Loading.," *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo - Kyoto, Japan: 9WCEE Organizing Committee, Japan Association for Earthquake Disaster Prevention, Tokyo, 1988, págs. 133-138.
- [33] Y. Orito y T. Sato, "Study on the Unbonded Steel Tube Concrete Structure," *Construction in Steel and Concrete. Proceedings of the Engineering Foundation Conference*, Henniker, New Hampshire: ASCE - Buckner, C. D. and Viest, I. M. (ed.), 1987, págs. 728-737.
- [34] M. Johansson y K. Gylltoft, "Mechanical Behavior of circular steel-concrete composite stub columns," *Journal of structural engineering ASCE*, vol. 128, Ago. 2002, págs. 1073-1081.
-

- [35] M. Tomii, K. Sakino, y K. Kiyohara, "Experimental studies on plain concrete columns subjected to monotonic shearing force and constant axial force," *Transactions of the Architectural Institute of Japan.*, 1981, págs. 46-57.
- [36] B. Gourley, C. Tort, M. Denavit, P. Schiller, y J. Hajjar, *A Synopsis of Studies of the Monotonic and Cyclic Behavior of Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns*, Urbana, Illinois: Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2008.
- [37] L. Twilt, R. Hass, W. Klingsch, M. Eduards, y D. Dutta, "Design guide for structural hollow section columns exposed to fire. CIDECT (Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire). Cologne, Germany: Verlag TÜV Rheinland;," 1996.
- [38] M. Shams y M.A. Saadeghvaziri, "State of the art of concrete-filled steel tubular columns," *ACI Structural Journal*, vol. 94, Oct. 1997, págs. 558-571.
- [39] C.D. Goode, A. Kuranovas, y A.K. Kvedaras, "Experimental data analysis of concrete-filled steel columns," *Proceedings of the 9th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques. vol.1-3*, M.J. Skibniewski, P. Vainiunas, y E.K. Zavadskas, eds., Vilnius, LITHUANIA: Vilnius Gediminas Technical Univ. Press, Technika, 2007, págs. 546-553.
- [40] A. Kuranovas, D. Goode, A.K. Kvedaras, y S. Zhong, "Load-bearing capacity of concrete-filled steel columns," *Journal of Civil Engineering and Management*, vol. 15, Mar. 2009, págs. 21-33.
- [41] J.Y.R. Liew y D.X. Xiong, "Effect of preload on the axial capacity of concrete-filled composite columns," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, Mar. 2009, págs. 709-722.
- [42] P. Thayalan, T. Aly, y I. Patnaikuni, "Behaviour of concrete-filled steel tubes under static and variable repeated loading," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, Abr. 2009, págs. 900-908.
- [43] Q. Yu, Z. Tao, y Y. Wu, "Experimental behaviour of high performance concrete-filled steel tubular columns," *Thin-Walled Structures*, vol. 46, Abr. 2008, págs. 362-370.
- [44] W.L.A.D. Oliveira, S.D. Nardin, A.L.H.D.C.E. Debs, y M.K.E. Debs, "Influence of concrete strength and length/diameter on the axial capacity of CFT columns," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. In Press, Corrected Proof, 2009, págs. - .

-
- [45] S. Gopal y P. Manoharan, "Structural behavior of slender columns infilled with fibre reinforced concrete," *Proceedings ASSCCA'03 International Conference Advances in Structures (ASCCS-7)*, Sydney, Australia: 2003, págs. 871-875.
- [46] S.R. Gopal y P.D. Manoharan, "Experimental behaviour of eccentrically loaded slender circular hollow steel columns in-filled with fibre reinforced concrete," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 62, May. 2006, págs. 513-520.
- [47] E. Spacone y S. El-Tawil, "Nonlinear analysis of steel-concrete composite structures: State of the art," *Journal of Structural Engineering - ASCE*, vol. 130, Feb. 2004, págs. 159-168.
- [48] M.L. Romero, J.L. Bonet, y S. Ivorra, "A review of Nonlinear analysis models for concrete filled tubular columns," *Innovation in Civil and Structural Engineering Computing. 10th Int Conf on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing (Civil-Comp 2005)/8th Int Conf on the Application of Artificial Intelligence to Civil, Structural and Environmental Engineering (AICivil-Comp 2005)*, Rome, ITALY, AUG 30-SEP 02, 2005, B.H.V. Topping, ed., 10 Saxe-Coburg Place, Edinburgh EH3 5BR, Scotland: Saxe-Coburg Publications, 2005, págs. 119-142.
- [49] M. Tomii y K. Sakino, "Elastoplastic behavior of concrete filled square steel tubular beam-columns," *Transactions of the Architectural Institute of Japan.*, Jun. 1979, págs. 111-122.
- [50] J.F. Hajjar y B.C. Gourley, "Representation of concrete-filled steel tube cross-section strength," *Journal of Structural Engineering - ASCE*, vol. 122, Nov. 1996, págs. 1327-1336.
- [51] M. Collins, D. Mitchell, y J. MacGregor, "Structural Design Considerations for High-Strength Concrete," *Concrete International*, vol. 15, May. 1993, págs. 27-34.
- [52] J.F. Hajjar, B.C. Gourley, y M.C. Olson, "A cyclic nonlinear model for concrete-filled tubes .2. Verification," *Journal of Structural Engineering - ASCE*, vol. 123, Jun. 1997, págs. 745-754.
- [53] J.F. Hajjar y B.C. Gourley, "A cyclic nonlinear model for concrete-filled tubes .1. Formulation," *Journal of Structural Engineering - ASCE*, vol. 123, Jun. 1997, págs. 736-744.
- [54] J.F. Hajjar, A. Molodan, y P.H. Schiller, "A distributed plasticity model for cyclic analysis of concrete-filled steel tube beam-columns and composite frames," *Engineering Structures*, vol. 20, Jun. 1998, págs. 398-412.
-

- [55] J.F. Hajjar, P.H. Schiller, y A. Molodan, "A distributed plasticity model for concrete-filled steel tube beam-columns with interlayer slip," *Engineering Structures*, vol. 20, Ago. 1998, págs. 663-676.
- [56] E. Chen y O. Buyukozturk, "Constitutive Model for Concrete in Cyclic Compression," *Journal of Engineering Mechanics-ASCE*, vol. 111, 1985, págs. 797-814.
- [57] W. Zhang y B. Shahrooz, "Strength of Short and Long Concrete-Filled Tubular Columns," *ACI Structural Journal*, vol. 96, Mar. 1999, págs. 230 - 238.
- [58] B. Lakshmi y N.E. Shanmugam, "Nonlinear Analysis of In-Filled Steel-Concrete Composite Columns," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, 2002, págs. 922-933.
- [59] M. Johansson, "The efficiency of passive confinement in CFT columns," *Steel & Composite Structures*, vol. 2, Oct. 2002, págs. 379-396.
- [60] T. Fujimoto, A. Mukai, I. Nishiyama, y K. Sakino, "Behavior of Eccentrically Loaded Concrete-Filled Steel Tubular Columns," *Journal of Structural Engineering*, vol. 130, 2004, págs. 203-212.
- [61] K. Sakino, H. Nakahara, S. Morino, y I. Nishiyama, "Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns," *Journal of structural engineering ASCE*, vol. 130, 2004, págs. 180-188.
- [62] K. Sakino y Y. Sun, "Stress-strain curve of concrete confined by rectilinear hoop," *Journal of structural and construction engineering. Transactions of AIJ*, 1994, págs. 95-104.
- [63] G.D. Hatzigeorgiou, "Numerical model for the behavior and capacity of circular CFT columns, Part II: Verification and extension," *Engineering Structures*, vol. 30, Jun. 2008, págs. 1579-1589.
- [64] G.D. Hatzigeorgiou, "Numerical model for the behavior and capacity of circular CFT columns, Part I: Theory," *Engineering Structures*, vol. 30, Jun. 2008, págs. 1573-1578.
- [65] F. Richart, A. Brandtæg, y R. Brown, *A study of the failure of concrete under combined compressive stresses*, University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station., .
- [66] Q.Q. Liang y S. Fragomeni, "Nonlinear analysis of circular concrete-filled steel tubular short columns under eccentric loading," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 66, Feb. 2010, págs. 159-169.

-
- [67] Q.Q. Liang y S. Fragomeni, "Nonlinear analysis of circular concrete-filled steel tubular short columns under axial loading," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, 2009, págs. 2186-2196.
- [68] Q.Q. Liang, "Strength and ductility of high strength concrete-filled steel tubular beam-columns," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, Mar. 2009, págs. 687-698.
- [69] H. Hu, C. Huang, M. Wu, y Y. Wu, "Nonlinear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect," *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, Oct. 2003, págs. 1322-1329.
- [70] A.H. Varma, J.M. Ricles, R. Sause, y L. Lu, "Experimental Behavior of High Strength Square Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, 2002, págs. 309-318.
- [71] A.H. Varma, R. Sause, J.M. Ricles, y Q.G. Li, "Development and validation of fiber model for high-strength square concrete-filled steel tube beam-columns," *ACI Structural Journal*, vol. 102, Feb. 2005, págs. 73-84.
- [72] A. Neuenhofer y F.C. Filippou, "Evaluation of nonlinear frame finite-element models," *Journal of Structural Engineering - ASCE*, vol. 123, Jul. 1997, págs. 958-966.
- [73] M.L. Romero, J.L. Bonet, S. Ivorra, y A. Hospitaler, "Estudio numérico de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón de alta resistencia.," *Congreso Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería 2005*, Granada, Spain: 2005.
- [74] J. Bonet, M. Barros, y M. Romero, "Comparative study of analytical and numerical algorithms for designing reinforced concrete sections under biaxial bending," *Computers & Structures*, vol. 84, Dic. 2006, págs. 2184-2193.
- [75] C.A. Zeris y S.A. Mahin, "Behavior of Reinforced Concrete Structures Subjected to Biaxial Excitation," *Journal of Structural Engineering*, vol. 117, 1991, págs. 2657-2673.
- [76] E. Spacone, F.C. Filippou, y F.F. Taucer, "Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames .2. Applications," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 25, Jul. 1996, págs. 727-742.
- [77] E. Spacone, F.C. Filippou, y F.F. Taucer, "Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames .1. Formulation," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 25, Jul. 1996, págs. 711-725.

- [78] S. El-Tawil y G.G. Deierlein, "Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames. II: Implementation and Verification," *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, 2001, págs. 656-665.
- [79] S. El-Tawil y G.G. Deierlein, "Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames. I: Element Formulation," *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, 2001, págs. 647-655.
- [80] A. Ayoub y F.C. Filippou, "Mixed Formulation of Nonlinear Steel-Concrete Composite Beam Element," *Journal of Structural Engineering*, vol. 126, 2000, págs. 371-381.
- [81] J.L. Bonet, M.L. Romero, P.F. Miguel, y M.A. Fernandez, "A fast stress integration algorithm for reinforced concrete sections with axial loads and biaxial bending," *Computers & Structures*, vol. 82, Ene. 2004, págs. 213-225.
- [82] S.B.B. Aval, M.A. Saadeghvaziri, y A.A. Golafshani, "Comprehensive Composite Inelastic Fiber Element for Cyclic Analysis of Concrete-Filled Steel Tube Columns," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 128, 2002, págs. 428-437.
- [83] B. Uy, "Strength of Concrete Filled Steel Box Columns Incorporating Local Buckling," *Journal of Structural Engineering*, vol. 126, 2000, págs. 341-352.
- [84] Comité euro-international du béton y Fédération internationale de la précontrainte, *CEB-FIP model code 1990*, T. Telford, 1993.
- [85] J. Rondal, K. Würker, D. Dutta, J. Wardenier, y N. Yeomans, "CIDECT Monograph n° 2: Structural stability of hollow sections," 1996.
- [86] European Committee of Standardization., *EN 1993-1-1:2005 Eurocode 3 Design of steel structures. Part 1-1. General rules.*, 2005.
- [87] P. Guiaux y J. Janss, *Comportement au flambement de colonnes constituées de tubes en acier remplis de béton.*, Brussels, Belgium: Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie des Fabrications Métalliques, 1970.
- [88] K. Viridi y P. Dowling, "A unified design method for composite columns.," *International Association for Bridge and Structural Engineering. Mémoires*, Zurich, Switzerland: 1976.
- [89] K. Roik, R. Bergmann, H. Bode, y G. Wagenknecht, *Tragfähigkeit von ausbetonierten Hohlprofilen aus Baustahl*, Germany: Ruhr-Universität Bochum. Institut für konstruktiven Ingenieurbau., 1975.

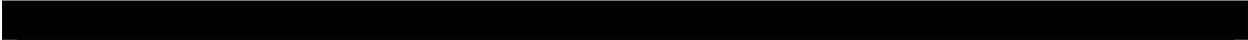
-
- [90] R. Bergman, "Load introduction in composite columns filled with high strength concrete," *Tubular Structures VI, Grundy, Holgate & Wong (eds)*, Balkema, Rotterdam: 1994, págs. 373-379.
- [91] H.S. Saw y J.Y.R. Liew, "Assessment of current methods for the design of composite columns in buildings," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 53, Feb. 2000, págs. 121-147.
- [92] British Standards Institution, "BS5950: Part 1: 1990, Structural use of steelwork in building, Part 1. Code of practice for design in simple and continuous construction: hot rolled sections.," 1990.
- [93] AISC, "AISC LRFD. Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings.," 1993.
- [94] G. Giakoumelis y D. Lam, "Axial capacity of circular concrete-filled tube columns," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 60, 2004, págs. 1049 - 1068.
- [95] J. Zeghiche y K. Chaoui, "An experimental behaviour of concrete-filled steel tubular columns," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 61, Ene. 2005, págs. 53-66.
- [96] C.D. Goode, "Composite column design using various codes," *Composite and Hybrid Structures, Vols 1 and 2. Proceedings of 6th ASCCS International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, Los Angeles, CA, Mar 22, 2000-MAR 24, 2002*, Y. Xiao y S.A. Mahin, eds., 3620 S Vermont Ave, KAP 210, Los Angeles, CA 90089-2531 USA: Univ. Southern California. School Engn, Dept. civil Engn., 2000, págs. 1199-1206.
- [97] C.D. Goode, "A review and analysis of over one thousand tests on concrete filled steel tube columns," *8th International Conference on Steel-Concrete Composite and Hybrid Structures, Proceedings*, 2006, págs. 17-23.
- [98] C.D. Goode, "ASCCS Database of Concrete-filled Steel Tube Columns" Available: <http://web.ukonline.co.uk/asccs2/>.
- [99] F.C. Filippou y G.L. Fenves, "Methods of analysis for earthquake-resistant structures (Chapter 6)," *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, PEER, University of California, Berkeley, USA: CRC Press, 2004, pág. 984.
- [100] O.C. Zienkiewicz y R.L. Taylor, *The finite element method for solid and structural mechanics*, Butterworth-Heinemann, 2005.
-

- [101] M.A. Crisfield, *Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures. Vol 2.*, John Wiley & Sons, 1997.
- [102] F. Filippou y M. Constantinides, *FEDEASLab. Getting Started Guide and Simulation Examples. Technical Report NEESgrid-2004-22*, Berkeley, CA: Civil and Environmental Eng. Dept. University of California at Berkeley, 2004.
- [103] S. Mazzoni, F. McKenna, M.H. Scott, y G.L. Fenves, *Open System for Earthquake Engineering Simulation. User Command-Language Manual*, Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, 2009.
- [104] P.G. Bergan, G. Horrigmoe, B. Bråkeland, y T.H. Søreide, "Solution techniques for non-linear finite element problems," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 12, 1978, págs. 1677-1696.
- [105] M.A. Crisfield, *Non-linear finite element analysis of solids and structures. Vol 1.*, John Wiley & Sons, 1991.
- [106] S.L. Chan, "Geometric and material non-linear analysis of beam-columns and frames using the minimum residual displacement method," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 26, 1988, págs. 2657-2669.
- [107] G. Powell y J. Simons, "Improved iteration strategy for nonlinear structures," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 17, 1981, págs. 1455-1467.
- [108] M.A. Crisfield, "An arc-length method including line searches and accelerations," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 19, 1983, págs. 1269-1289.
- [109] M. Crisfield, "A consistent corotational formulation for nonlinear 3-dimensional beam elements," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 81, Ago. 1990, págs. 131-150.
- [110] M. Menegotto y P.E. Pinto, "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending ," *Proc-, IABSE. Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Load*, Lisbon: 1973.
- [111] Asociación Española de Normalización y Certificación, *UNE-EN 10219-1:2007*, 2007.
- [112] T.V. Galambos y A.E. Surovek, *Structural stability of steel*, John Wiley and Sons, 2008.

10.2 Referencias

FedeasLab. <http://fedeamlab.berkeley.edu/>

OpenSees. <http://opensees.berkeley.edu/>



Anexos



11. Anexos

11.1 Tabla de resumen de los artículos experimentales.

Tabla 11-1 Resumen de estudios experimentales de CFT circulares esbeltos con carga axial excéntrica

Autor -Año	Ref.	Resumen	Nº ensayos	Tamaño tubos (mm)	Espesor pared (mm)	D/t, b/t
Klöppel, K., Goder, W. (1957)	[108]	Carga axial concéntrica de CFTs y tubos huecos	104	95.25, 120, 215 (circular)	2.0-12.0	7.9-60.5
Furlong, R. W. (1967)	[18]	Carga última de CFTs con axial y flector	52	114.3-152.4 (circular); 101-127 (cuadrado)	1.55-4.8	26.3 - 98.4
Neogi, P. K., Sen, H. K., Chapman, J. C.(1969)	[23]	Comportamiento elasto-plástico de CFTs, simplemente apoyados en ambos extremos. Carga concéntrica y excéntrica	8 CFTs conformados en frío y 10 en caliente (M)	127-168 (circular)	1.62-9.75	14.4-78.4
Knowles, R. B., Park, R. (1969)	[13]	Carga concéntrica y excéntrica variando la esbeltez (parámetro KL/r)	28 CFTs y 10 tubos huecos	82.5, 88.9 (circular), 76.2 (cuadrado)	1.4-5.8	15.2-59.1
Tang (1978)	[38]	N.D.	8 CFTs	106	3	35.3
Zhong (1980)	[38]	N.D.	35 CFTs circulares	106.0-134.0	3.0-5.0	22.0-35.3
Cai, (1981)	[38]	N.D.	41 CFTs circulares	166	5	33.2
Zhou, (1983)	[38]	N.D.	27 CFTs circulares	108.0-132.0	4.0-5.0	23.5-29.3
Zhong,(1983)	[38]	N.D.	31 CFTs circulares	103.0-108.6	1.81-4.83	21.3-56.9
Prion, H. G. L., Boehme, J.(1989)	[21]	Cargas axial, flexión pura y combinación, cíclica y monótona, de tubos finos llenos de HAR	26 CFTs: 10 columnas, 5 vigas, 11 vigas-columna	152.4 (circular)	1.65	92
Cai, S.-H.(1991)	[109]	Carga axial excéntrica. Distribución de momentos no uniforme	27 CFTs	165 (circular)	5	33.2
Rangan B. V., Joyce M. (1992)	[22]	Columnas excéntricas llenas de hormigón de alta resistencia	9 CFTs	101.6 (circular)	1.6	63.5
Gu, (1993)	[38]	N.D.	9 CFTs	169 (circular)	7.5	22.5
Matsui C (1995)	[110]	N.D.	18 CFTs	165.2 (circular)	4.17	39.6

Tabla 11-1 Resumen de estudios experimentales de CFT circulares esbeltos con carga axial excéntrica
(Continuación 1)

Autor -Año	Ref.	Tipo de acero, f_y (MPa)	Hormigón f_c (MPa)	L efectiva (mm)	L/D	Excentricidad e (mm)	Tensiones residuales (MPa)
Kilpatric, A. E., Rangan, B. V. (1999)	[28]	$f_{su}=495$, 470MPa	58, 96	802-2175	10.55-31.61	0-50(simple y doble curvatura)	N.D.
Johansson, M. (2000)	[6]	344-491	0-194.4	650,2500	4.08, 15.72	0, 10	N.D.
Gopal, Manoh. (2003)	[44] [45]	275	41.6	645-1785	8.5-23.5	15, 25	N.D.
Han L. H., Yao G. H. (2003)	[111]	340	16 - 32	360-2790	3.0 - 21.0	0-66	Precarga
Han, L. H., Yao, G. H. (2004)	[112]	303.5	46.8	300, 600, 2000	3, 10	0, 30	N.D.
Zeghiche, J., Chaoui, K. (2005)	[29]	275	40, 70, 100	2000-4000	12.5-25	0-32 simple y -32, +32 doble curvatura	N.D.
Thayalan, P; Aly, T; Patnaikuni, (2009)	[41]	370	40,80	1200	10.5	15, 30	N.D.

Tabla 11-1 Resumen de estudios experimentales de CFT circulares esbeltos con carga axial excéntrica
(Continuación 2)

Autor -Año	Ref.	Tipo de acero, fy (MPa)	Hormigón fc (MPa)	L efectiva (mm)	L/D	Excentricidad e (mm)	Tensiones residuales (MPa)
Klöppel, K., Goder, W. (1957)	[108]	264-395	20.27- 29.78	860-2310	8.68-20.80	0.25-1.5	N.D.
Furlong, R. W. (1967)	[18]	Conformado en frío y soldado. 289-413 circular; 330-485 cuadrado	21-44.8	914.4	5.5-12.0	N.D.	N.D.
Neogi, P. K., Sen, H. K., Chapman, J. C.(1969)	[23]	Sin soldadura. Conformado en frío: 273-373MPa; en caliente 193,270 MPa	23-70	1410-3327	11.1-23.7	6.35-47.6	N.D.
Knowles, R. B., Park, R. (1969)	[13]	Circulares conformados en caliente sin costura: 400, 482;cuadrados soldados: 324	No se hizo probeta. Promedio de 40.8	229-1727	2.6-22.67	0, 7.62, 25.4	N.D.
Tang (1978)	[38]	298.9	37.1	418, 1500	3.9 - 14.2	7.0-24.0	N.D.
Zhong (1980)	[38]	291.0-299.0	22.4-35.2	451-1751	4.25-15.75	7.4-63.6	N.D.
Cai, (1981)	[38]	248.92-329.28	27.8-41.1	710-3700	4.28-22.29	10.0-100.0	N.D.
Zhou, (1983)	[38]	291.06-341.33	24.8-37.3	2040-2960	15.45-27.41	5.0-98.0	N.D.
Zhong,(1983)	[38]	271.85-300.86	21.5-30.7	326-1628	3.0-15.0	5.41-41.4	N.D.
Prion, H. G. L., Boehme, J.(1989)	[21]	Soldadura longitudinal eléctrica.248 - 330	73-91	500-900 (columna), 1100-2120 (viga), 2120 (viga-columna)	3.3-6(columna), 7.25-14 (viga), 14 (viga-columna)	En tres de viga columna: 11-15	N.D.
Cai, S.- H.(1991)	[109]	277-313	27.8-41	665.5-2990	5.24-19.30	20, 40, 66.8, 100	N.D.
Rangan B. V., Joyce M. (1992)	[22]	218	67.4	807.5-2322.5	7.9-22.9	10, 30	N.D.
Gu, (1993)	[38]	360	70.8	760.0, 1768	4.50, 10.46	20.0-100.0	N.D.
Matsui C (1995)	[110]	358.7	40.9	660.8-4956	4.0-30.0	21.0-105.0	N.D.

Tabla 11-1 Resumen de estudios experimentales de CFT circulares esbeltos con carga axial excéntrica
(Continuación 3)

Autor -Año	Ref.	Tipo de acero, f_y (MPa)	Hormigón f_c (MPa)	L efectiva (mm)	L/D	Excentricidad e (mm)	Tensiones residuales (MPa)
Kilpatric, A. E., Rangan, B. V. (1999)	[28]	$f_{su}=495$, 470MPa	58, 96	802-2175	10.55-31.61	0-50(simple y doble curvatura)	N.D.
Johansson, M. (2000)	[6]	344-491	0-194.4	650,2500	4.08, 15.72	0, 10	N.D.
Gopal, Manoh. (2003)	[44][45]	275	41.6	645-1785	8.5-23.5	15, 25	N.D.
Han L. H., Yao G. H. (2003)	[111]	340	16 - 32	360-2790	3.0 - 21.0	0-66	Precarga
Han, L. H., Yao, G. H. (2004)	[112]	303.5	46.8	300, 600, 2000	3, 10	0, 30	N.D.
Zeghiche, J., Chaoui, K. (2005)	[29]	275	40, 70, 100	2000-4000	12.5-25	0-32 simple y -32, +32 doble curvatura	N.D.
Thayalan, P; Aly, T; Patnaikuni, (2009)	[41]	370	40,80	1200	10.5	15, 30	N.D.

Tabla 11-1 Resumen de estudios experimentales de CFT circulares esbeltos con carga axial excéntrica
(Continuación 4)

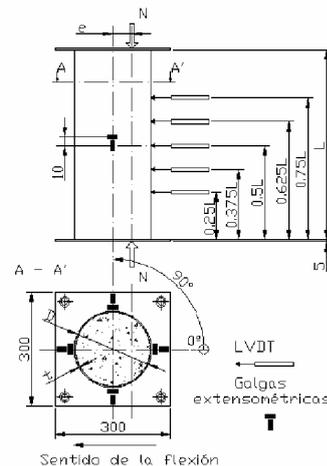
Autor -Año	Ref.	Desalin. inicial (mm)	Extremos	Método de carga	Resultados mostrados	Principales parámetros. Comentarios
Klöppel, K., Goder, W. (1957)	[108]	N.D.	Simplemente apoyados	N.D.	P vs. σ y e el tubo y el núcleo	Ensayos tabulados por incremento de carga
Furlong, R. W. (1967)	[18]	N.D.	Simplemente apoyado.	Carga axial excéntrica. Simple curvatura	Pu; Pu/P0 vs. Mu/M0; P vs. e, P vs ν hormigón	Parám: forma del tubo, D/t, fy, fc, Área acero
Neogi, P. K., Sen, H. K., Chapman, J. C.(1969)	[23]	0.38-5.69	Simplemente apoyado Carga aplicada a toda la sección	Flexión uniaxial; excent. se cambia moviendo el extremo superior de la columna lateralmente; carga constante de corta duración	P vs e; P vs δ M vs δ ; Pu;	Parám.: tipo de tubo, D/t, L/D, excent.
Knowles, R. B., Park, R. (1969)	[13]	N.D.	Simplemente apoyado. Fijo en columnas cortas	Offset en uno de los dos extremos sólo para producir la excentricidad	Pu; Pu/P0 vs Mu/M0; P vs e, P vs e hormigón	Parám.: vacío vs lleno, esbeltez
Tang (1978)	[38]	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
Zhong (1980)	[38]	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
Cai, (1981)	[38]	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
Zhou, (1983)	[38]	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
Zhong,(1983)	[38]	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
Prion, H. G. L., Boehme, J.(1989)	[21]	N.D.	Fijo-fijo (columna), simplemente apoyado el resto	En columnas axial, 6 sobre el hormigón y 4 sobre toda la sección	Pu/P0 vs e promedio, otros	Parám.: L, tipo de carga. Énfasis en la ductilidad
Cai, S.- H.(1991)	[109]	N.D.	Simplemente apoyado. Placas terminales rígidas de 25.4 mm	Carga excéntrica de simple y doble curvatura	Pu, Pu/P0	Parám.: esbeltez, excentricidad,...
Rangan B. V., Joyce M. (1992)	[22]	N.D.	Simplemente apoyado Placas cuadradas sobre rodillos	Carga axial descentrada; misma excent. En ambos extremos; simple curvatura	P vs. σ y e Pu/P0;	Parám.: excentricidad y esbeltez Se comparan resultados con Neogi Sen, Chapman (1969) y con método de cálculo propuesto
Gu, (1993)	[38]	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
Matsui C (1995)	[110]	N.D.	N.D.	N.D.	Pu,	e, L

Tabla 11-1 Resumen de estudios experimentales de CFT circulares esbeltos con carga axial excéntrica (Continuación 5)

Autor - Año	Ref.	Desalín. inicial (mm)	Extremos	Método de carga	Resultados mostrados	Principales parámetros. Comentarios
Kilpatric, A. E., Rangan, B. V. (1999)	[28]	N.D.	Simplemente apoyado	Excéntrico axial	Pu vs L/D; P vs e+ δ a media altura; Pu vs e/D; deformada	Parám.: sobre todo excentricidad Pu disminuye cuando aumenta la esbeltez y/o excent. Pasado Pu, la de pérdida de resistencia disminuye si aumenta la excent. Pu se mejora con doble curvatura
Johansson, M. (2000)	[6]	N.D.	Biapoyado en esbeltas; biempotrado en cortas	Axial monótona, excéntrica(esbeltas) y concéntrica (cortas)	P vs. δ axial; Pu; Pu/Pu_cal; Pmax; δ radial P(FEA)/P(ensayo)	Parám.: forma de aplicación de la carga, tipo de hormigón, excentricidad, esbeltez
Gopal, Manoh. (2003)	[44] [45]	N.D.	N.D.	N.D.	Pu	e,L
Han L. H., Yao G. H. (2003)	[111]	N.D.	Simplemente apoyado en un plano. En el otro se restringe el giro	Precarga, que se mantiene después en el ensayo. Carga axial excéntrica	Pu, P vs δ lateral	Parám.: ratio precarga/(f _{sy} *A _s) A más precarga menos límite y módulo elástico
Han, L. H., Yao, G. H. (2004)	[112]	N.D.	Empotrado en cortos, simplemente apoyado en largos	Axial centrada en cortos y excéntrica en largos. Intervalos de 10% de la carga última esperada cada 2 min.	P vs δ axial; Pu;P vs e circunf. e longitudinal. P vs δ lateral; Pu vs método de compactación	Parám.: método de compactación, forma de la sección, D/t, excentricidad. Si está mejor compactado sale ligeramente mejor comparación con códigos de diseño
Zeghiche, J., Chaoui, K. (2005)	[29]	N.D.	Simplemente apoyado en un plano. En el otro se restringe el giro	Carga axial centrada y descentrada, control por fuerza	Pu; Pu(ensayo)/Pu(EC4); P vs L/D vs f _c ; P vs e/D vs L; e longitudinal; e lateral; P vs δ lateral; M vs N	Parám.: esbeltez, excentricidad, resistencia del hormigón; EC4 no está de lado de la seguridad en columnas de doble curvatura
Thayalan, P; Aly, T; Patnaikuni, (2009)	[41]	N.D.	Simplemente apoyado en un plano. En el otro se restringe el giro	carga estática, y carga variable repetida (VRL)	Pu, despl. Axial, deflexión, deformaciones	e, f _c

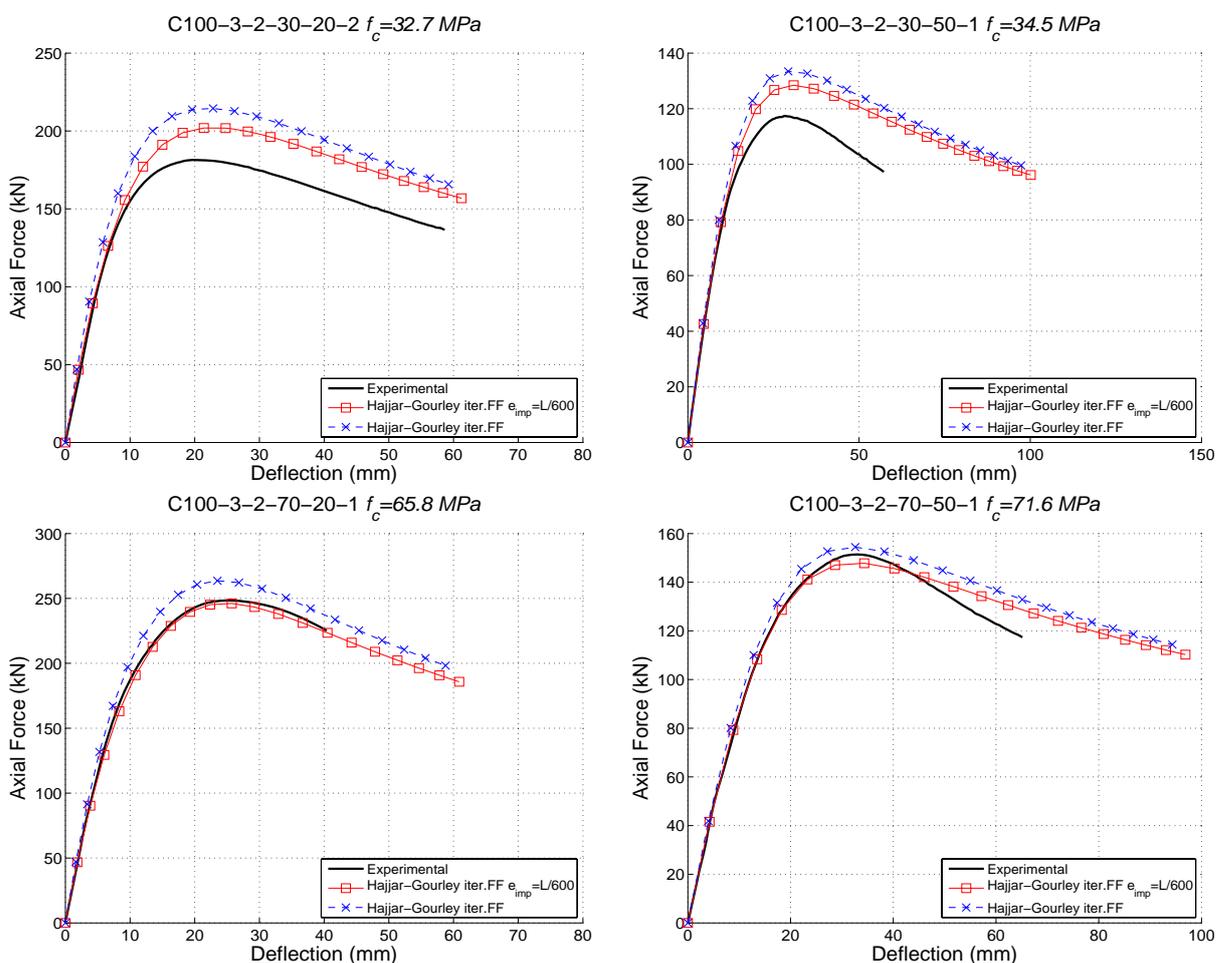
11.2 Ficha del ensayo C100-3-3-90-20-1

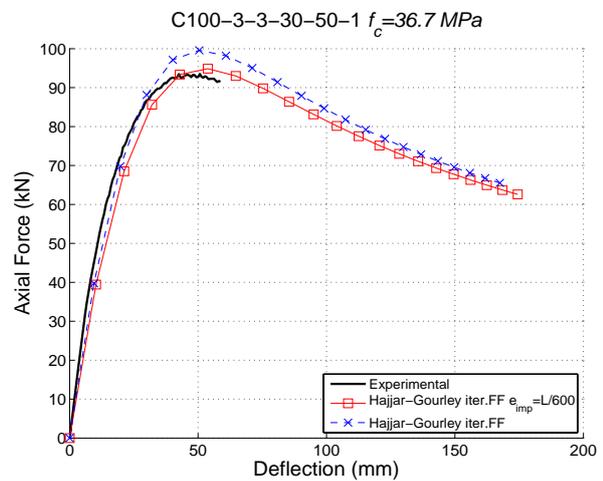
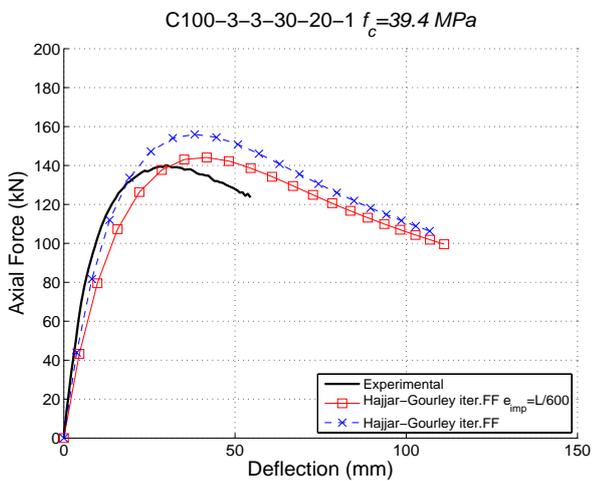
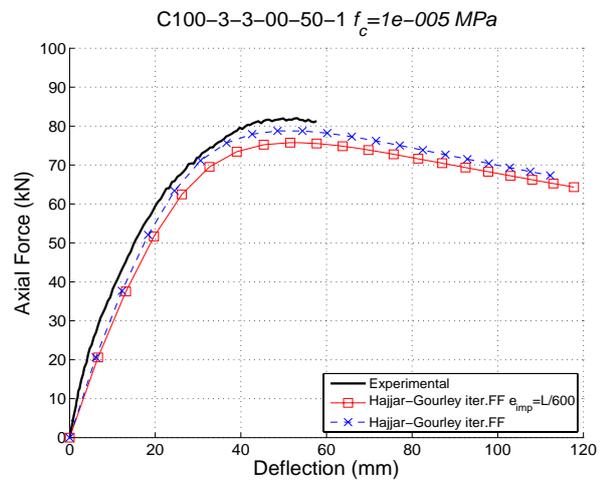
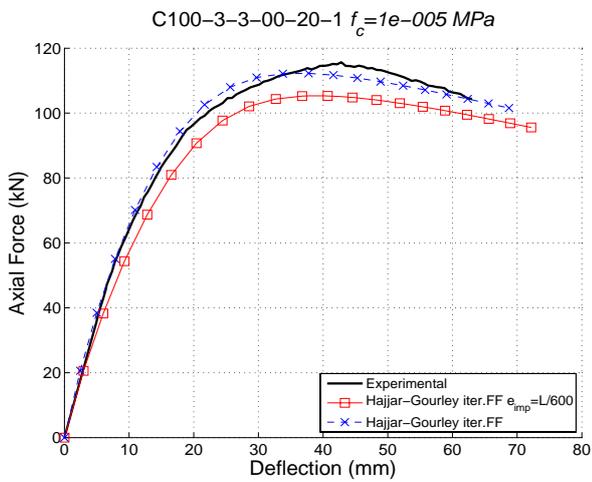
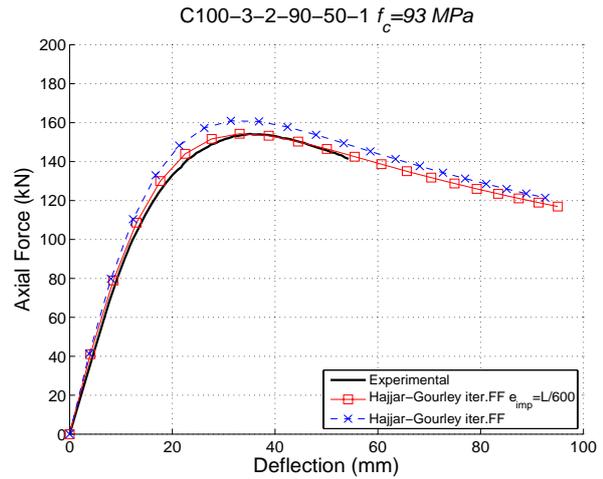
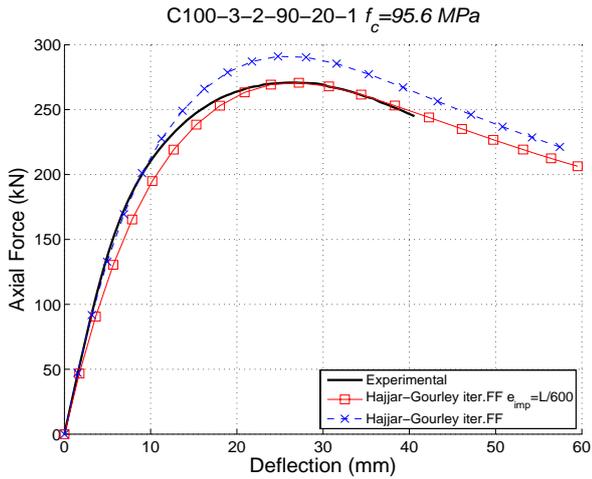
		ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA I CIÈNCIES EXPERIMENTALS DEPARTAMENT D'ENGINYERIA MECÀNICA I CONSTRUCCIÓ	
		Projecte: Estudi Experimental de Perfiles Tubulares de Acero Llenos de Hormigón de Alta Resistencia	
FICHA TECNICA DEL ENSAYO			
Test nº:	C100-3-3-90-20-1	Fecha del test:	06/07/2007
Características del espécimen			
Características del acero			
Denominación:	S275	E (MPa)=	210000 (teórico) fy (MPa)= 322 (medido)
Estado de suministro: Conformado en frío. Soldadura eléctrica longitudinal			
Características del hormigón			
Fecha de hormigonado:	04/04/2007	Fecha de rotura de probetas:	
Dosificación:	Cemento Kg	Propiedades obtenidas promedio	
Volumen (L)	Agua L	fck=	90 MPa
	Arena Kg		
	Grava Kg		
Características geométricas			
L espécimen=	2000 mm	L total=	2135 mm
L apoyo=	67.5 mm	L/D=	21.01378
D ext=	101.6 mm	D/t=	20.32
t=	5 mm	e/D=	0.19685
e=	20 mm		
Carga aplicada a: hormigón y acero			
Mortero de relleno:			
Cargas			
Ciclo de carga:			
Precarga	Pendiente de subida		
mm	mm/min		
	0		
Carga resistente axial centrada			
N ₀ =	KN	N _{test} =	160 KN
Instrumentación			
Fuerza	0100-SE-FL180		
Desplazamiento	0100-SE-DL180	0250-SE-DR000	0375-SE-DR000
	0625-SE-DR000	0750-SE-DR000	0500-SE-DR000
Deformación	0500-SE-SL000	0500-SE-SL090	0500-SE-SL180
	0500-SE-SC000	0500-SE-SC090	0500-SE-SC180
Número de canales de medida:	15	Archivo:	C100-3-3-90-20-1.ASC
Observaciones			
Giro en los bulones del carro móvil--> limitado con un gato hidráulico auxiliar			

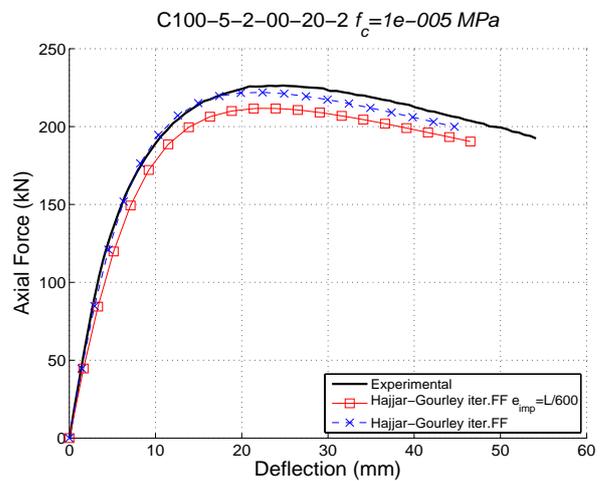
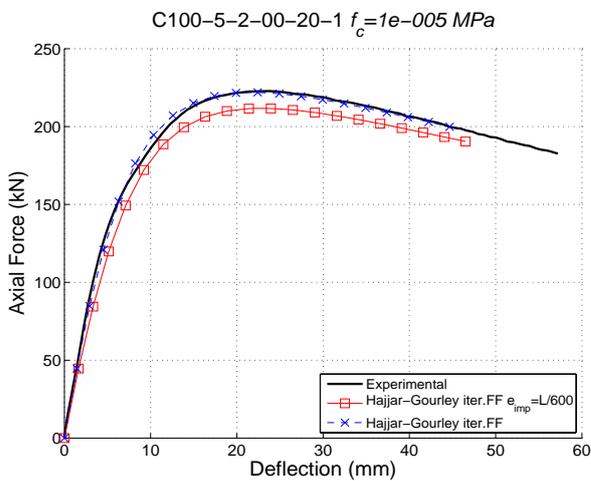
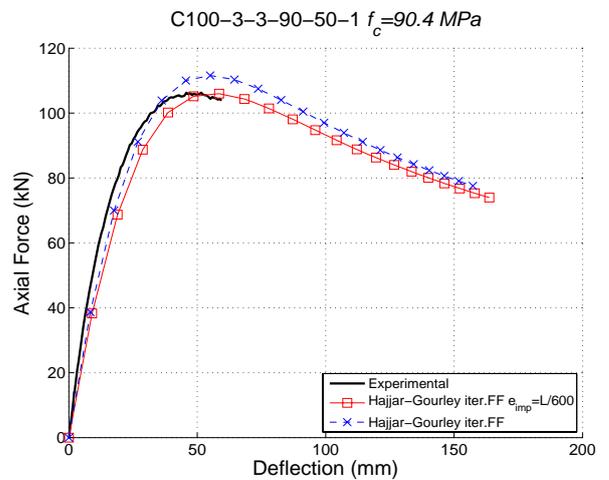
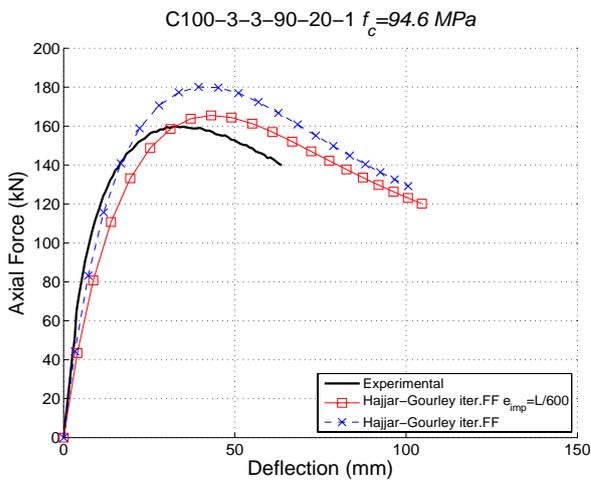
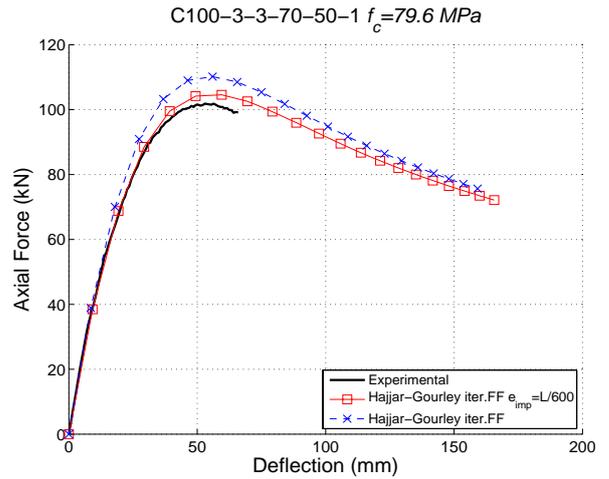
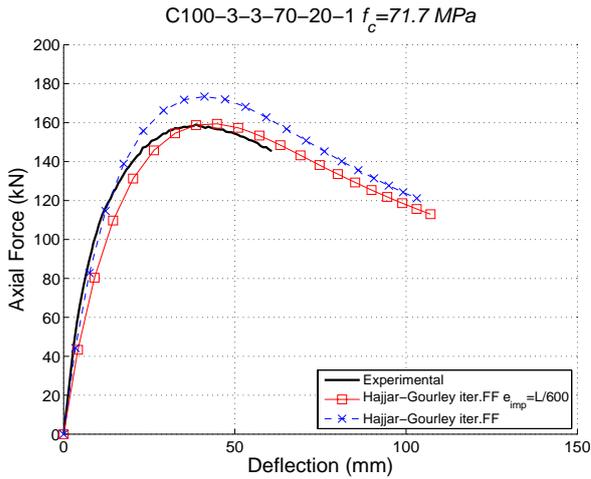


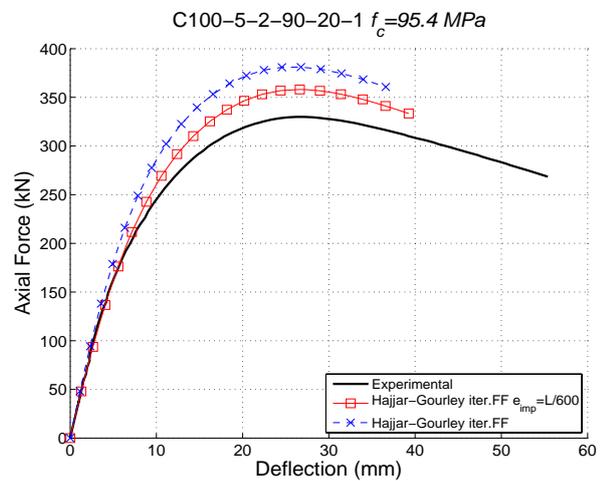
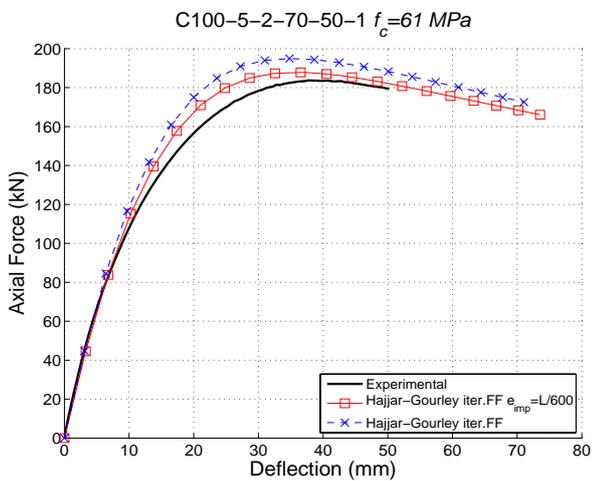
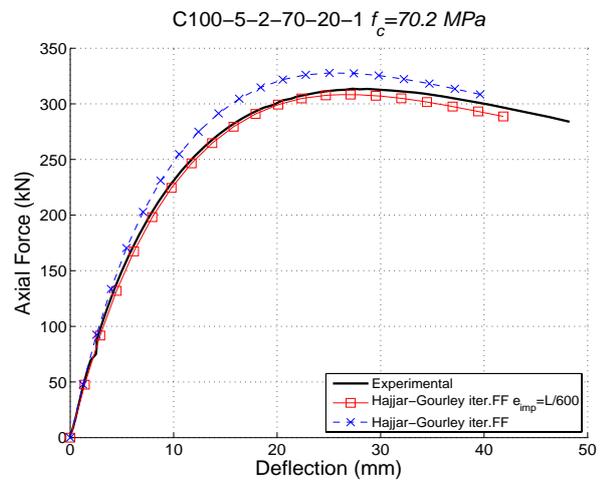
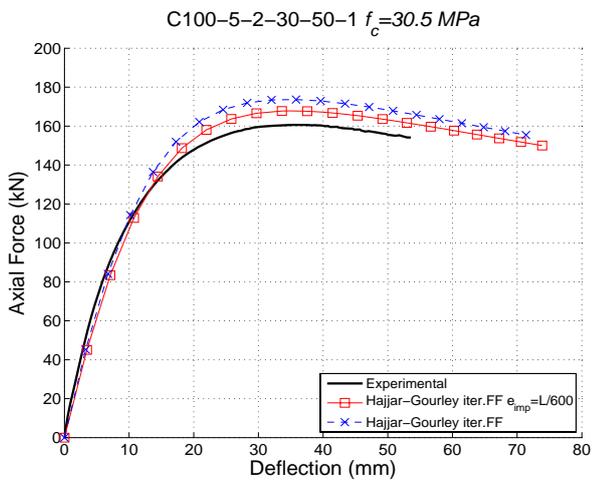
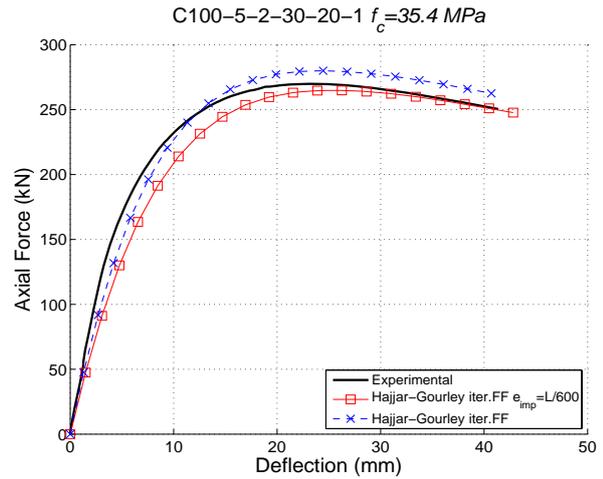
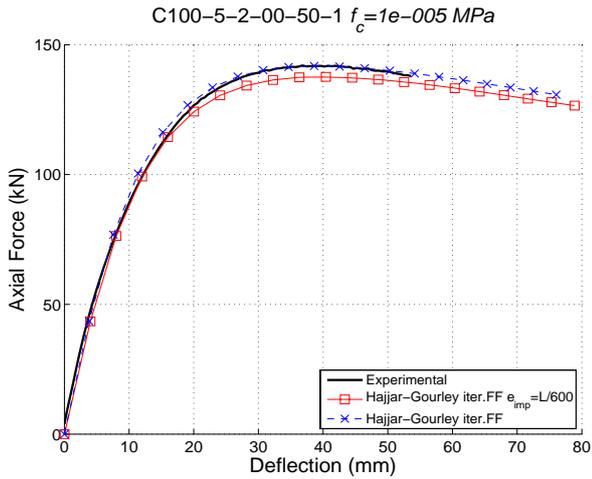
11.3 Respuesta fuerza-desplazamiento transversal

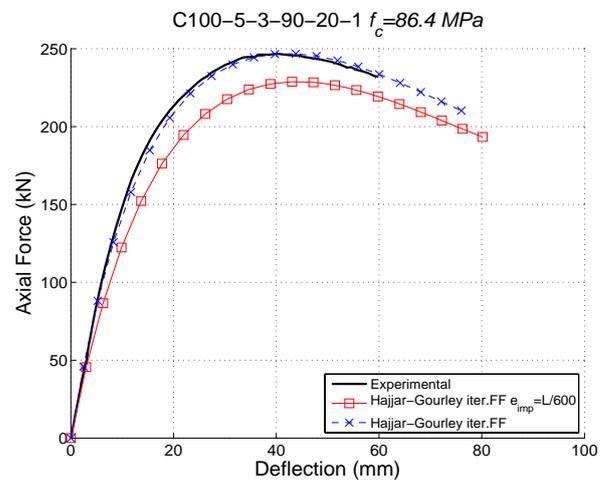
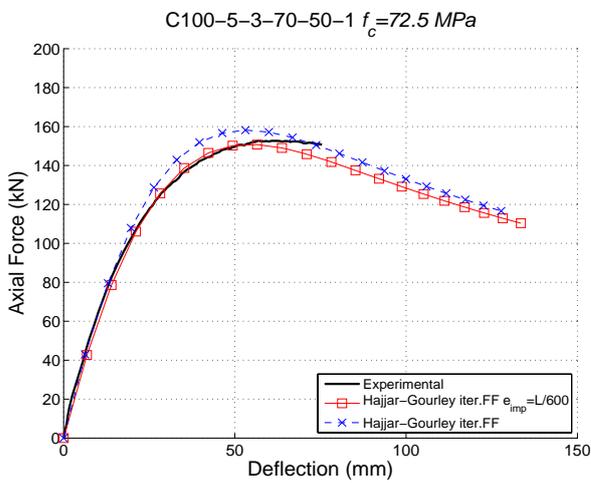
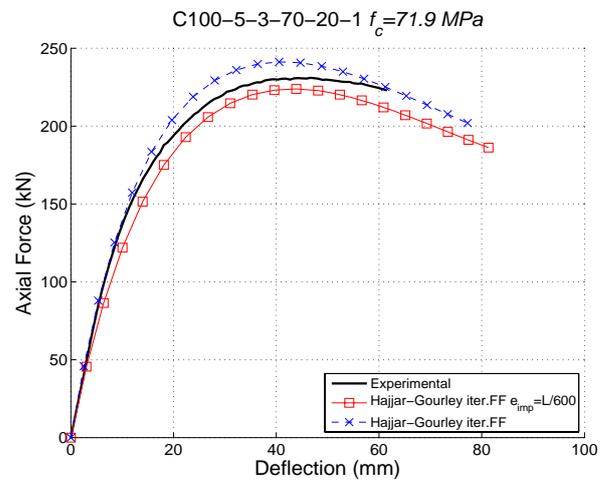
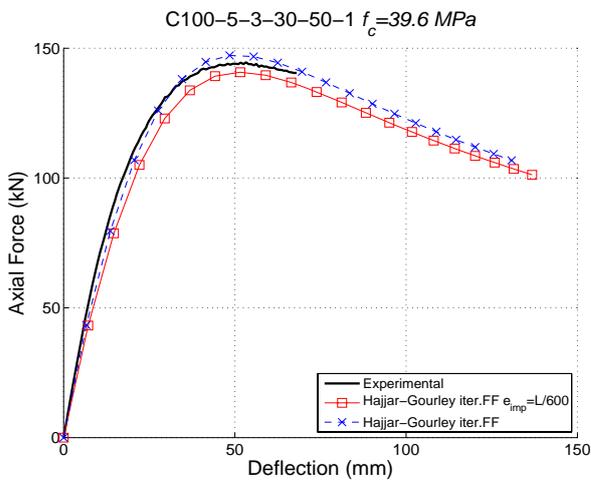
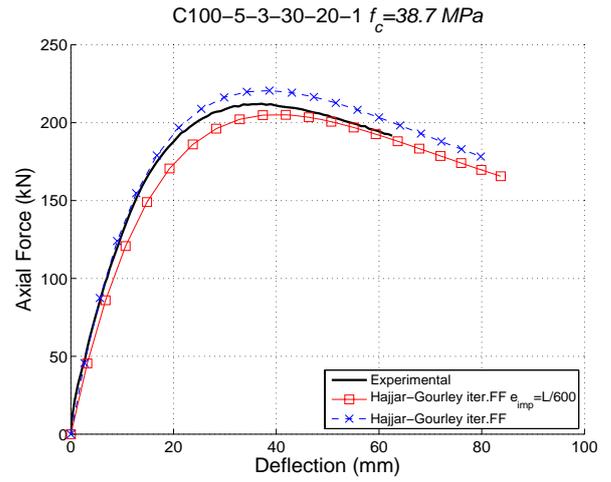
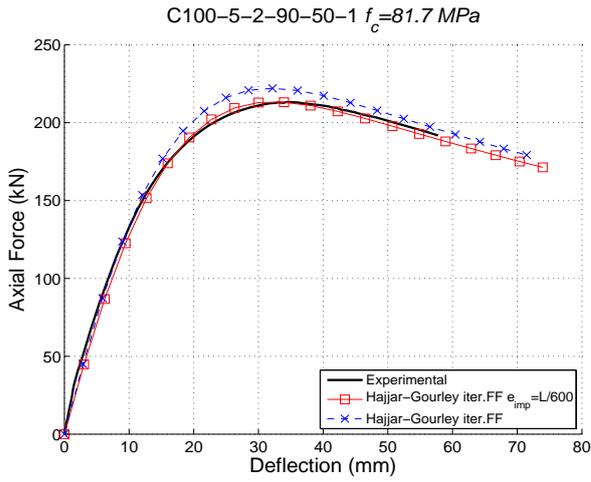
Gráficas de la respuesta fuerza axial frente al desplazamiento trasversal de la sección a media altura, tanto experimentales como numéricas. En la simulación numérica, se ha considerado el modelo de hormigón de Hajjar y Gourley[50], interpolación de los desplazamientos del elemento basada en fuerzas, con resolución iterativa, formulación corrotacional para los desplazamientos, y excentricidad adicional por imperfecciones $e_{imp}=L/600$.

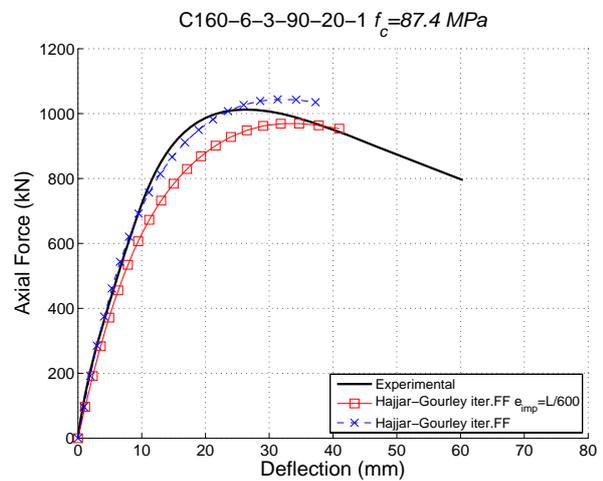
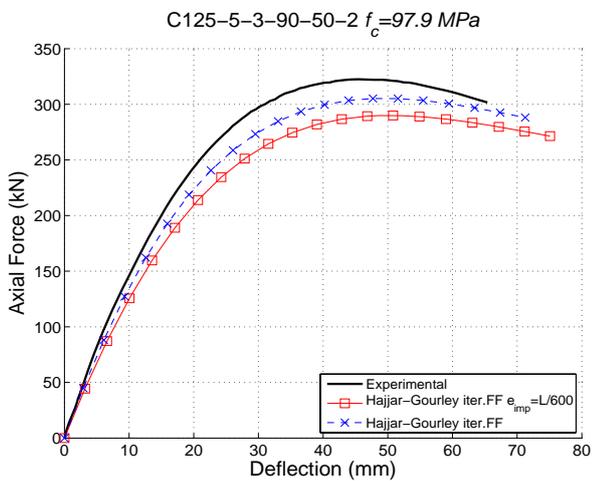
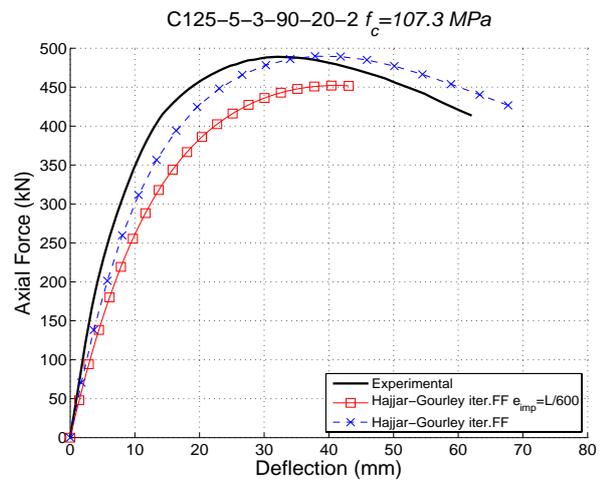
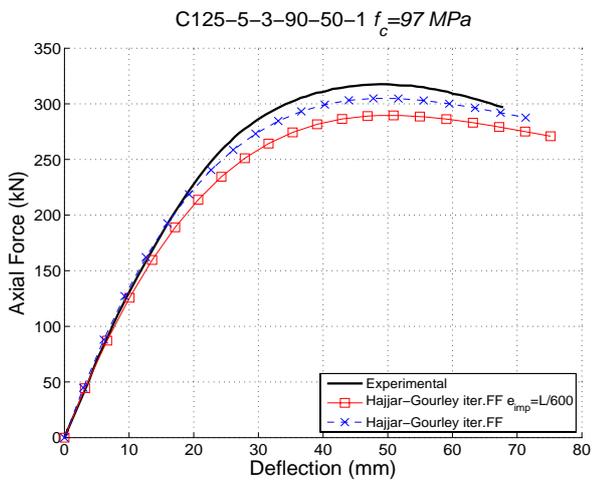
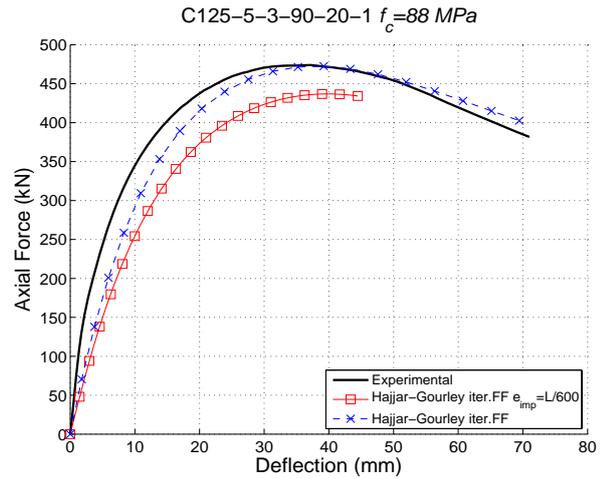
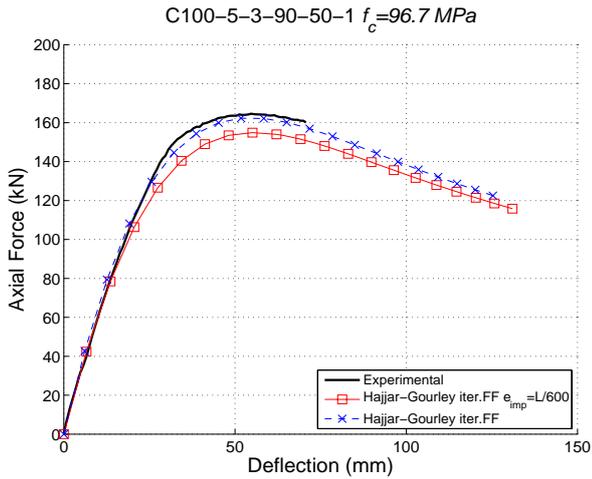


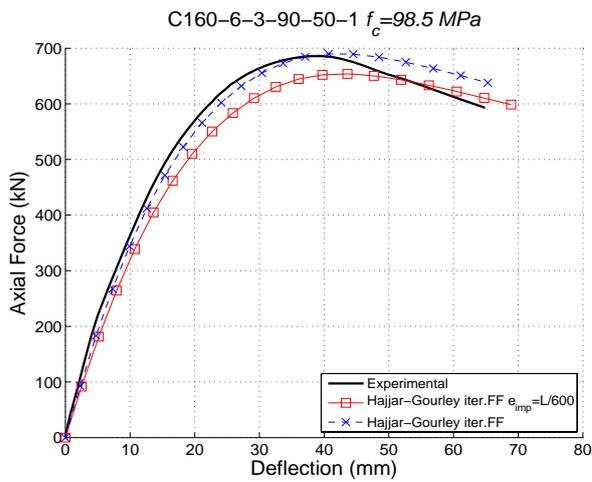
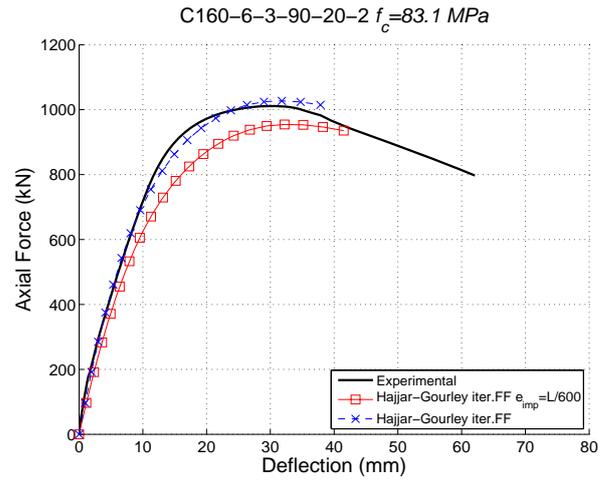
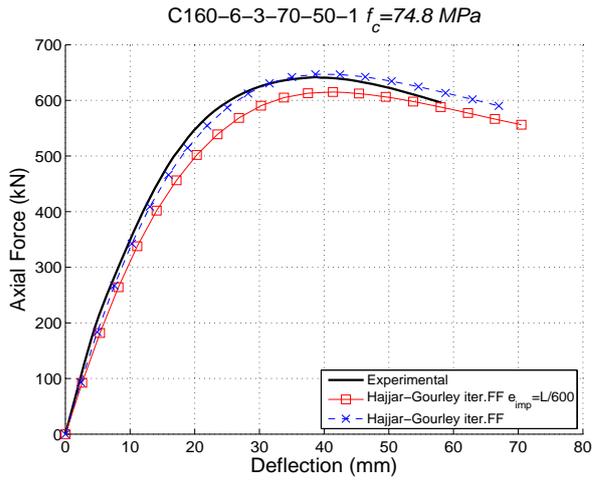












11.4 Respuesta fuerza axial-momento flector

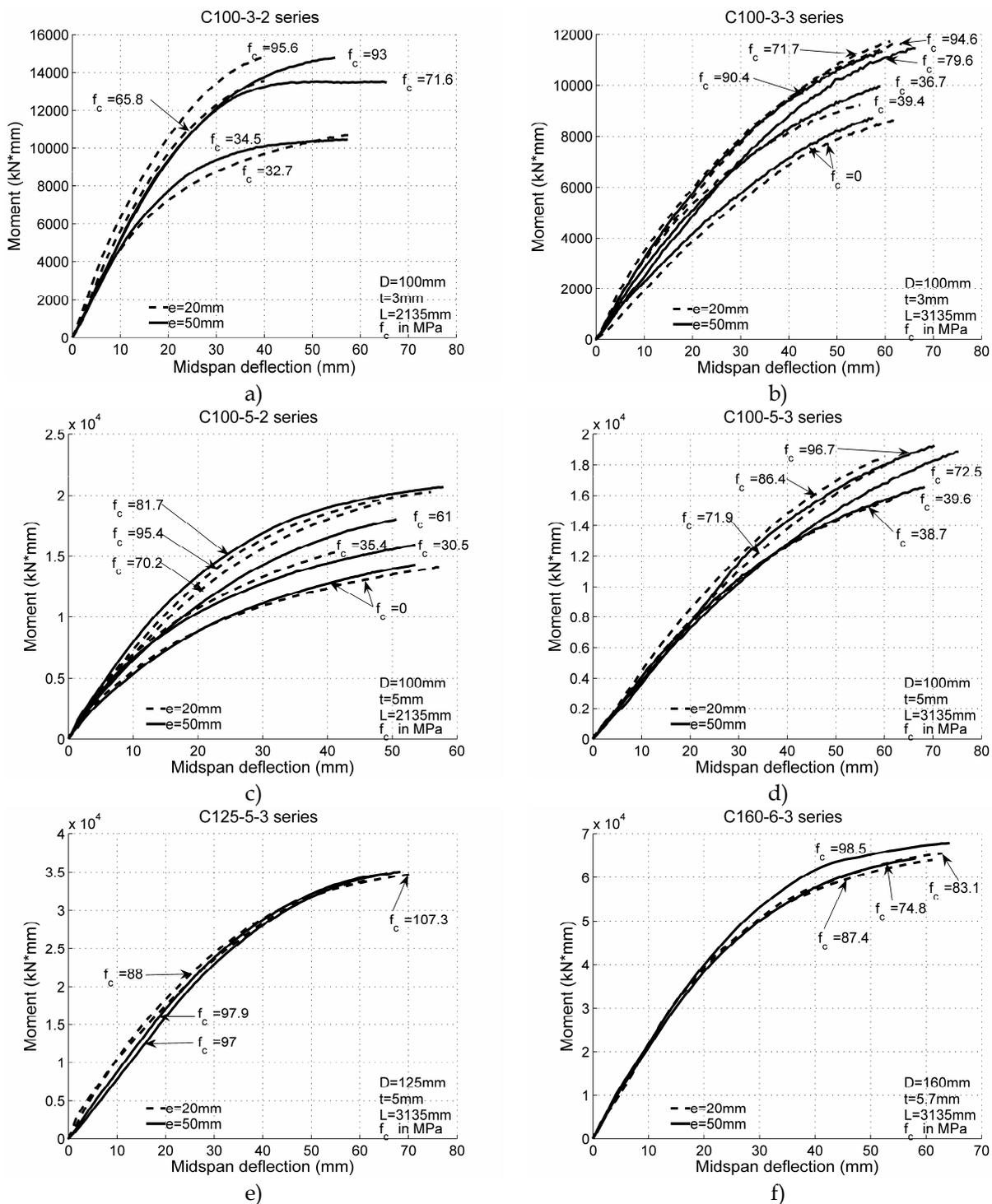


Fig. 11-1 Series de fuerza axial frente a momento a la sección central de la columna agrupadas en series

11.5 Gráficas del estudio paramétrico A

11.5.1 Carga axial máxima (Nmax)

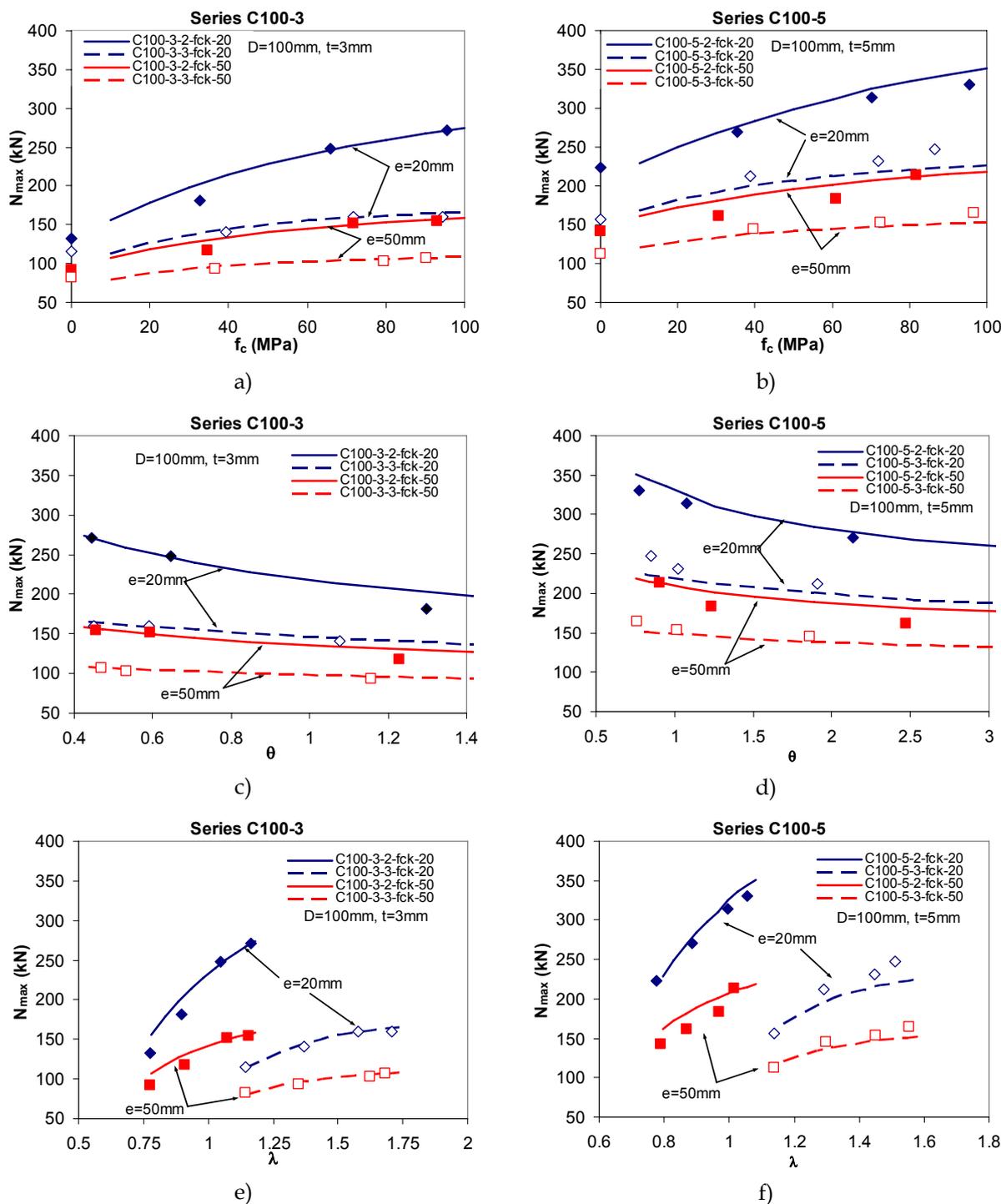


Fig. 11-2 Carga máxima numérica y experimental frente a las variables del estudio paramétrico A

11.5.2 Ratio de contribución del hormigón (CCR)

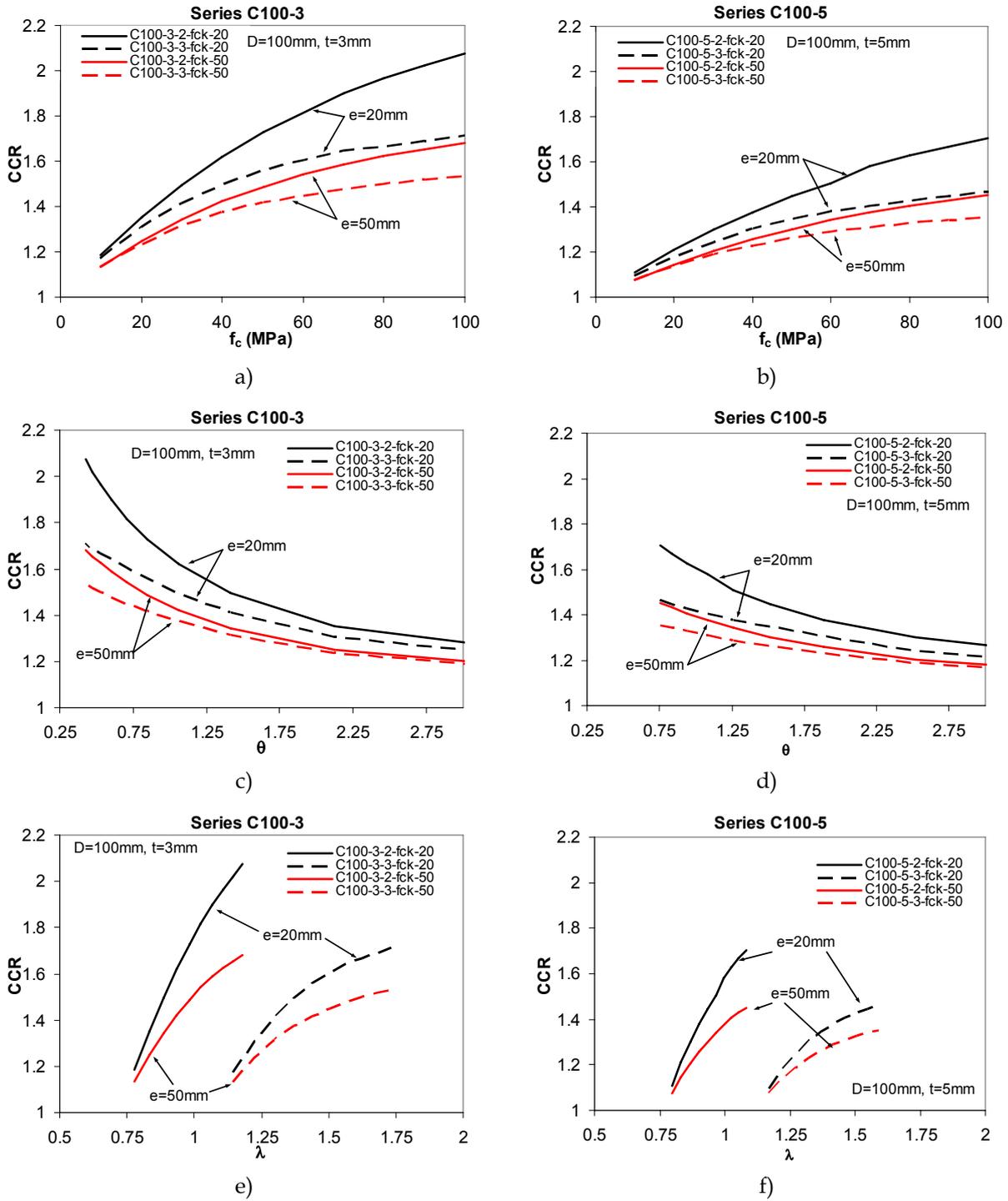


Fig. 11-3 Ratio de contribución del hormigón frente a las variables del estudio paramétrico A , para columnas de diámetro 100mm

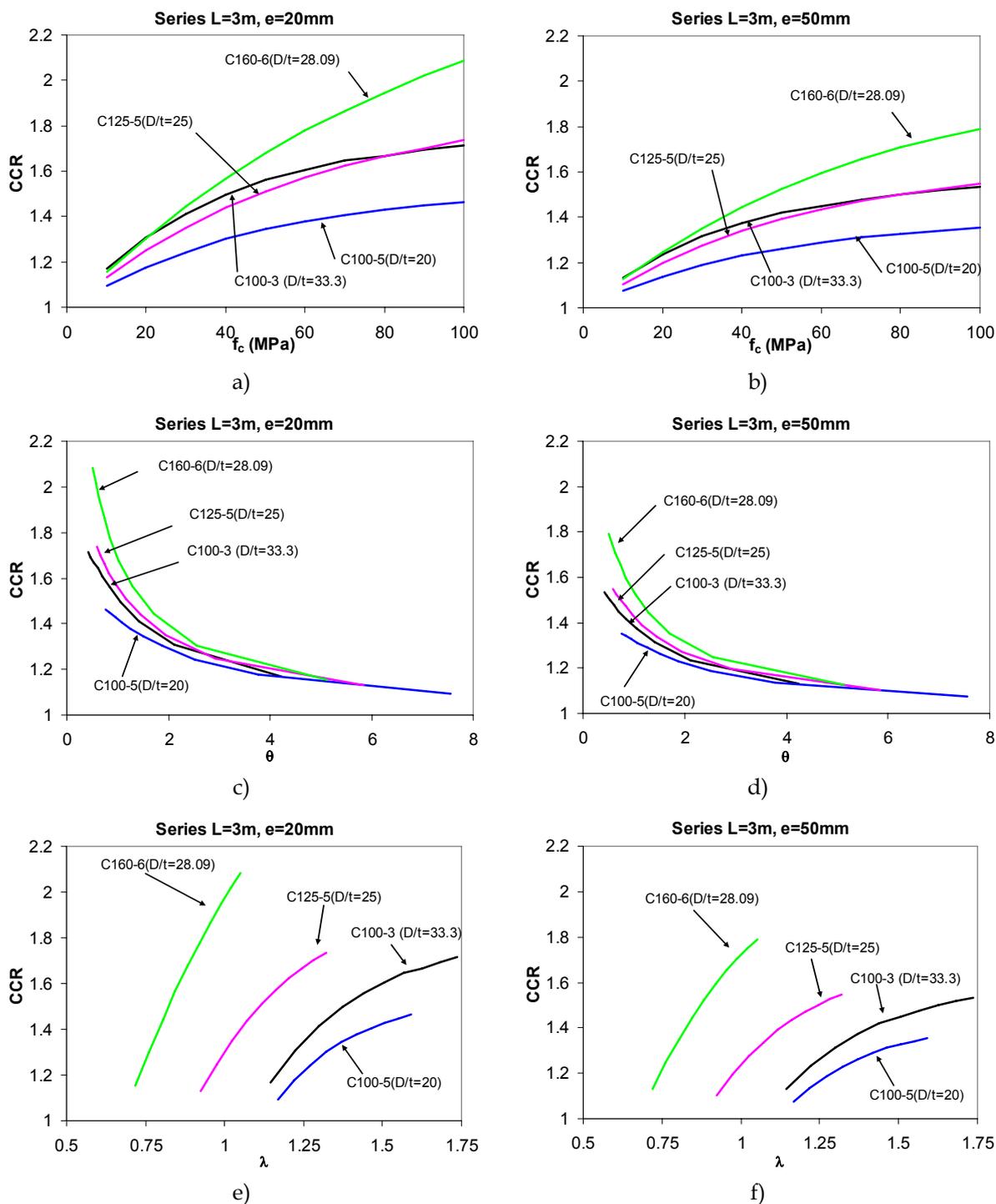


Fig. 11-4 Ratio de contribución del hormigón frente a las variables del estudio paramétrico A , para columnas de longitud 3m

11.5.3 Índice de resistencia (SI)

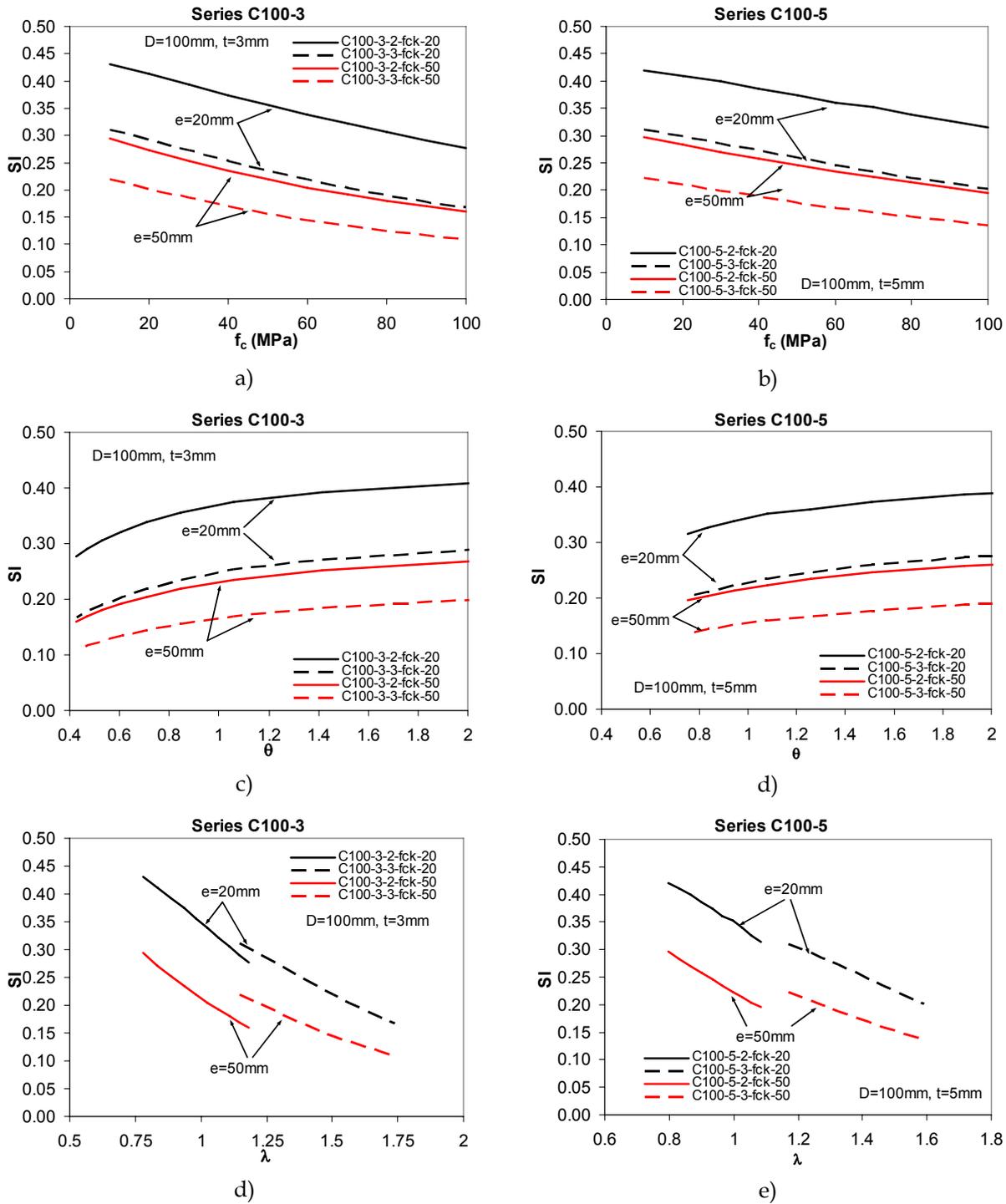


Fig. 11-5 Índice de resistencia frente a las variables del estudio paramétrico A , para columnas de diámetro 100mm

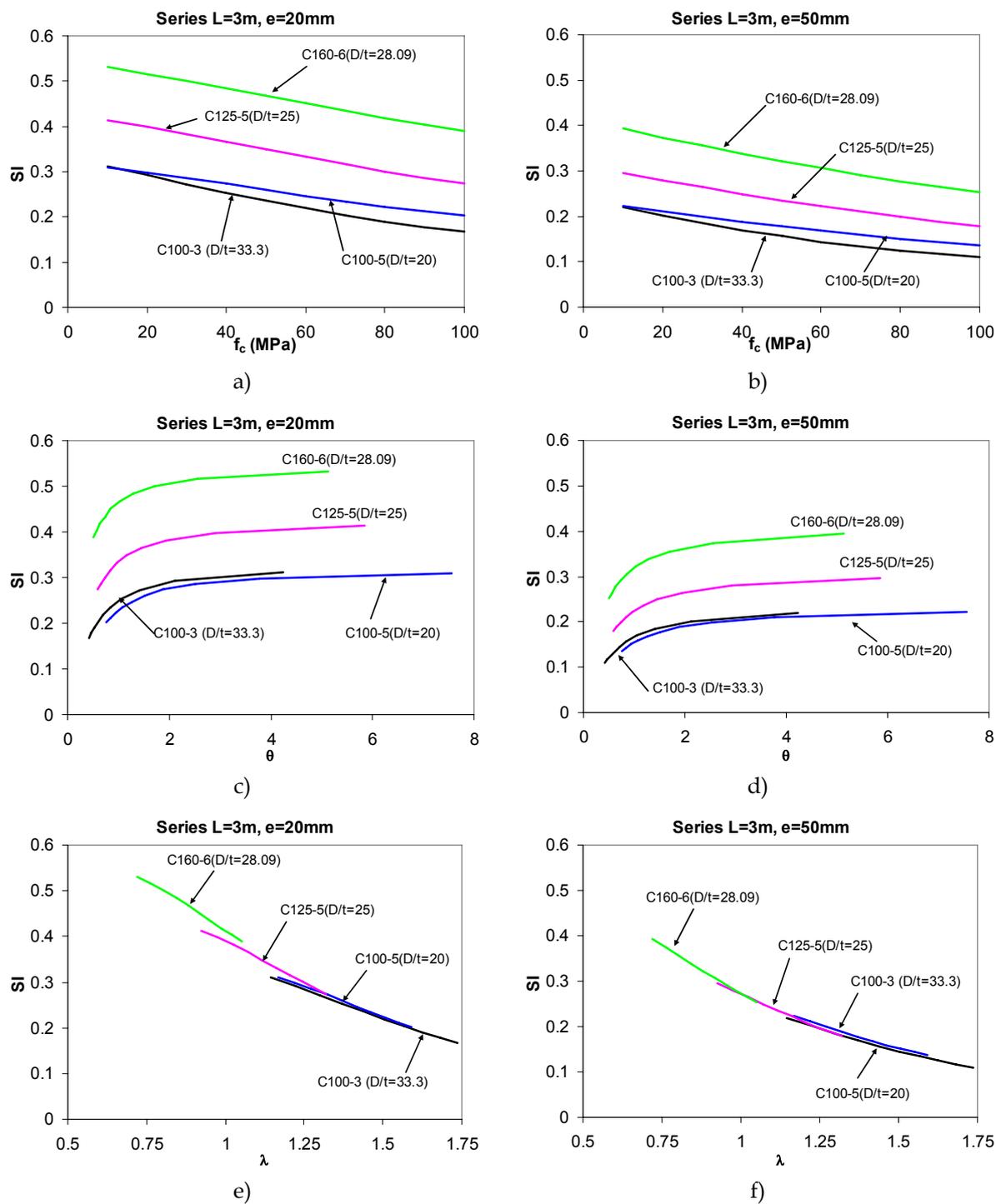


Fig. 11-6 Índice de resistencia frente a las variables del estudio paramétrico A , para columnas de longitud 3m

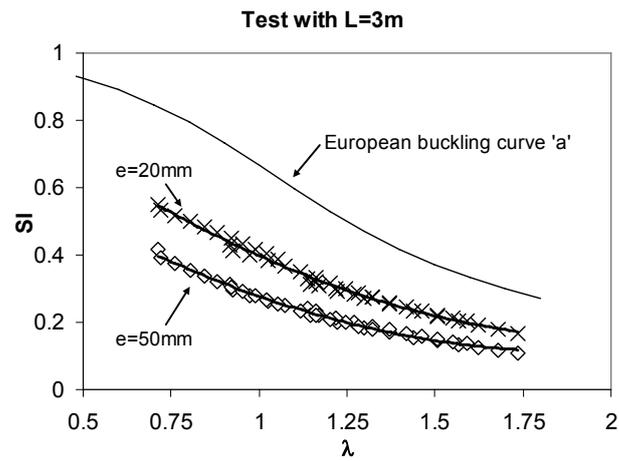


Fig. 11-7 Índice de resistencia frente a las variables del estudio paramétrico A , para columnas de longitud 3m. Comparación con la curva europea de pandeo.

11.5.4 Índice de ductilidad (DI)

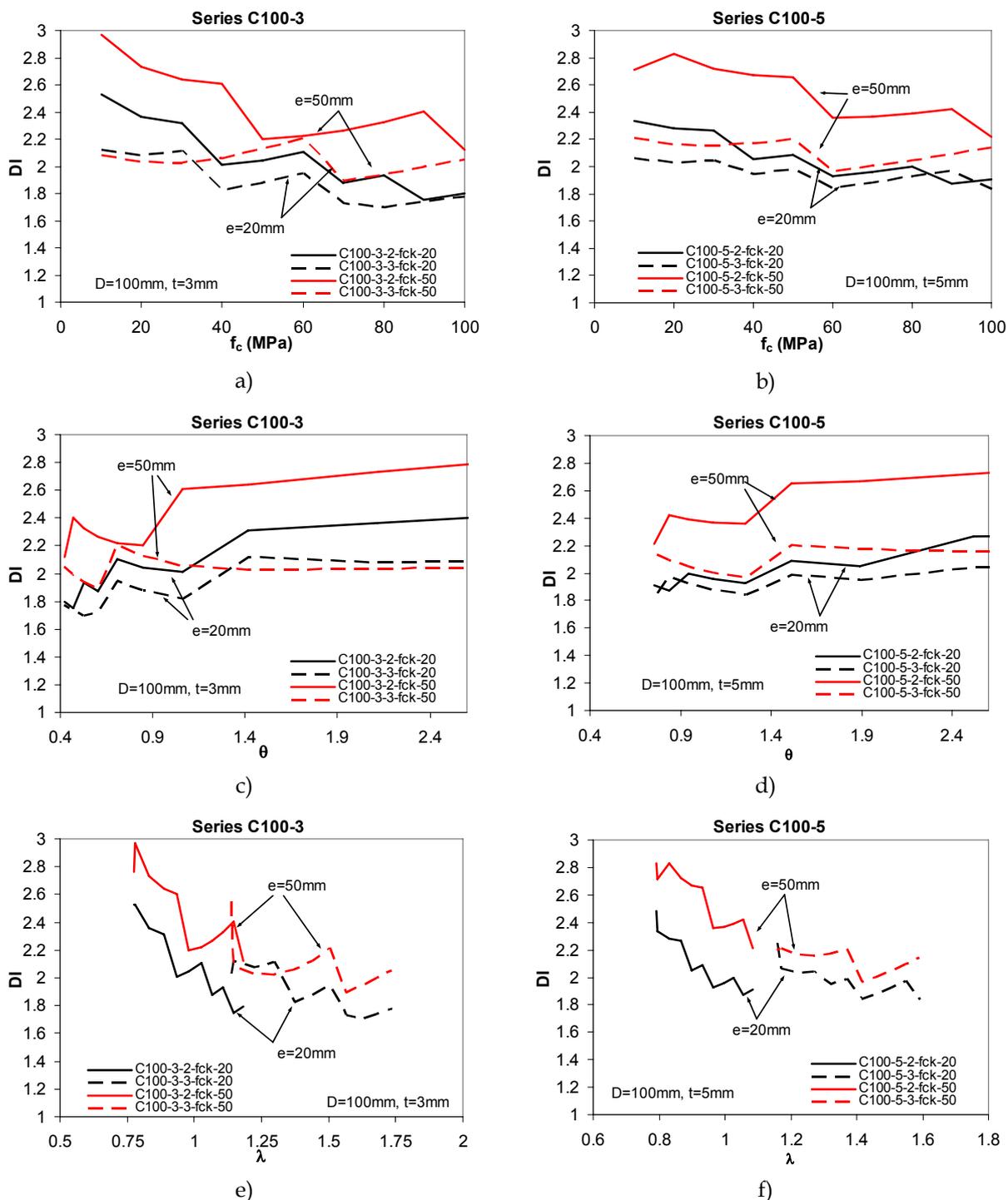


Fig. 11-8 Índice de ductilidad frente a las variables del estudio paramétrico A, para columnas de diámetro 100mm

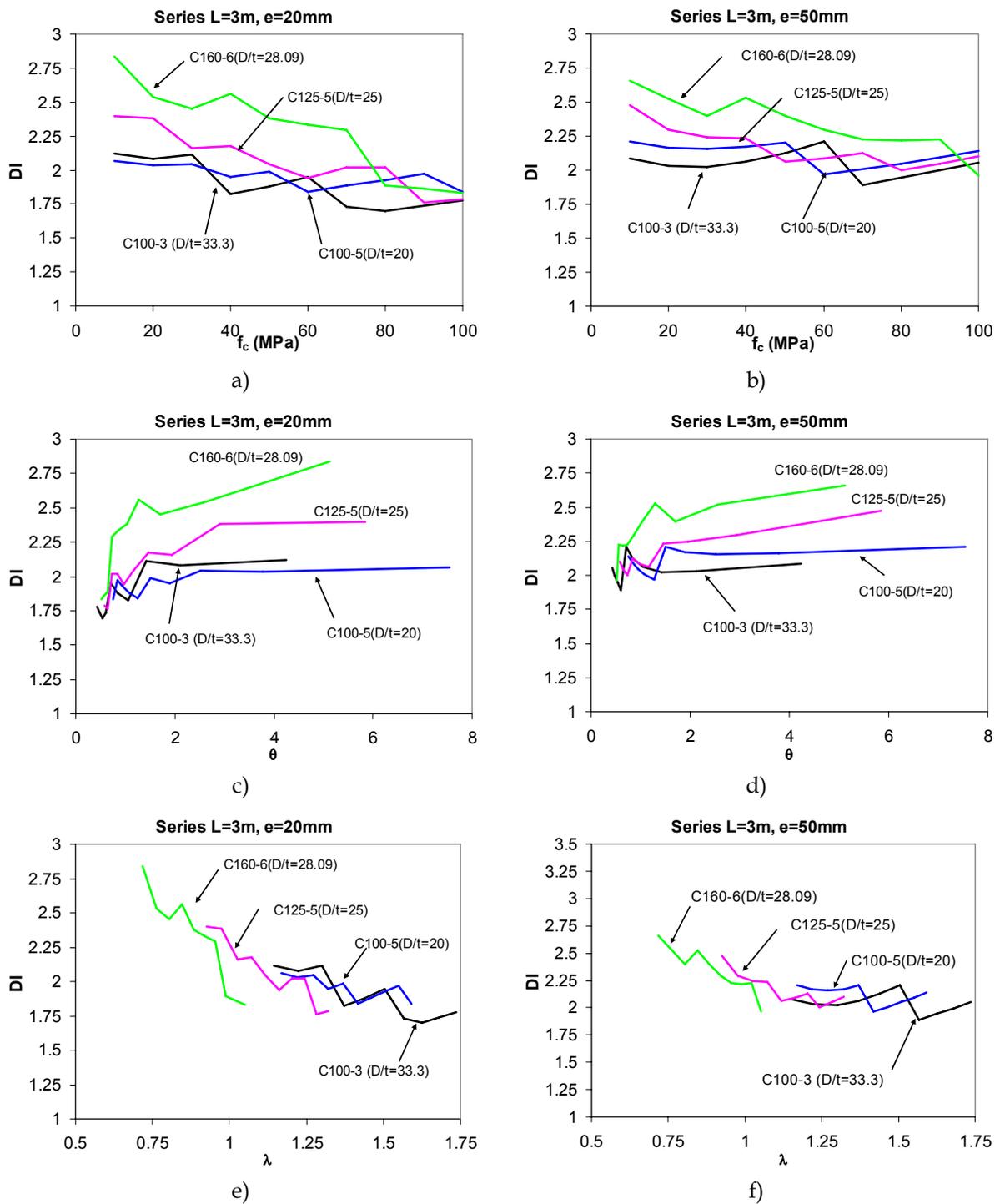


Fig. 11-9 Índice de ductilidad frente a las variables del estudio paramétrico A , para columnas de longitud 3m

11.6 Gráficas del estudio paramétrico B

11.6.1 Carga axial máxima (Nmax)

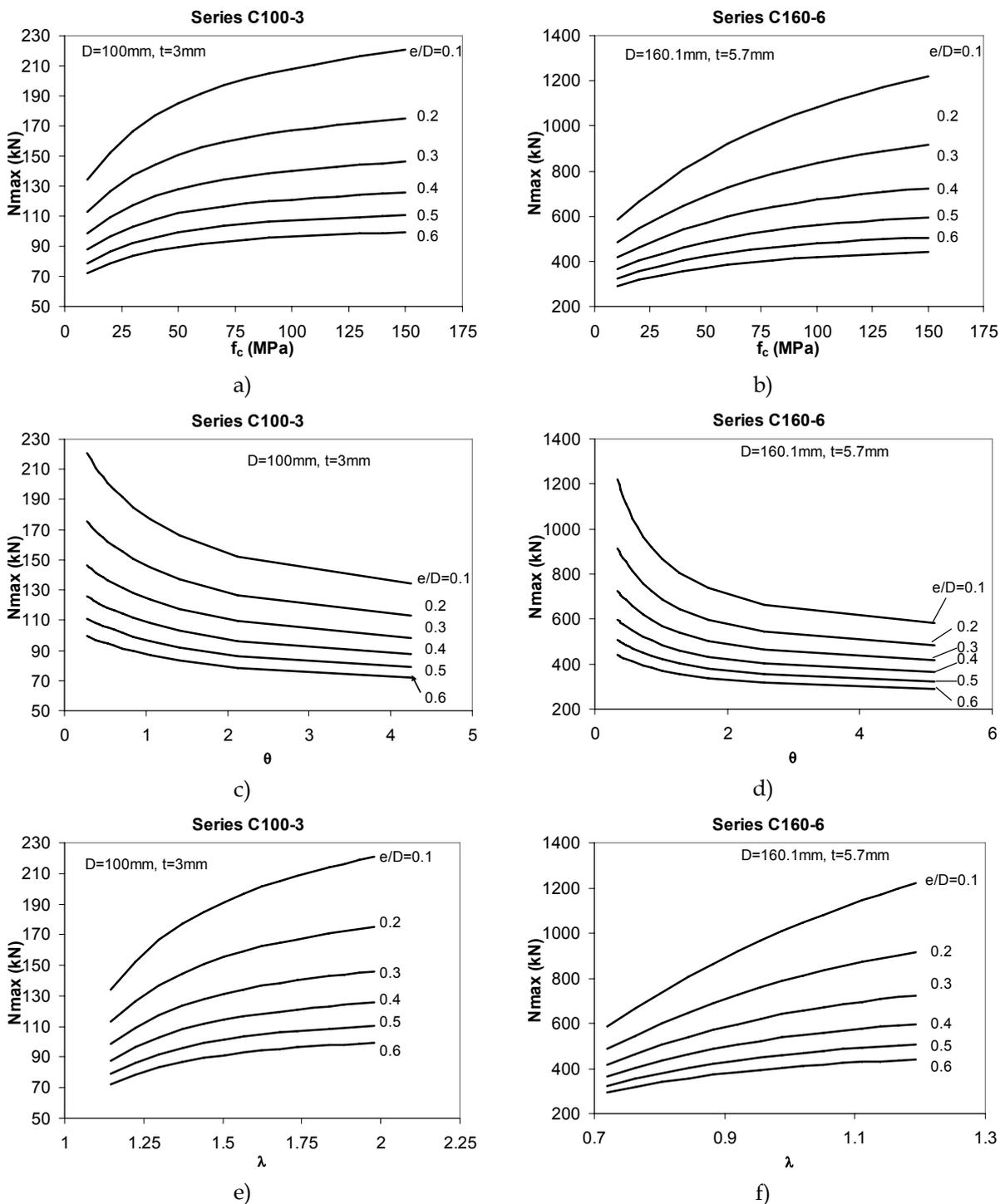


Fig. 11-10 Carga máxima numérica y experimental frente a las variables del estudio paramétrico B

11.6.2 Ratio de contribución del hormigón (CCR)

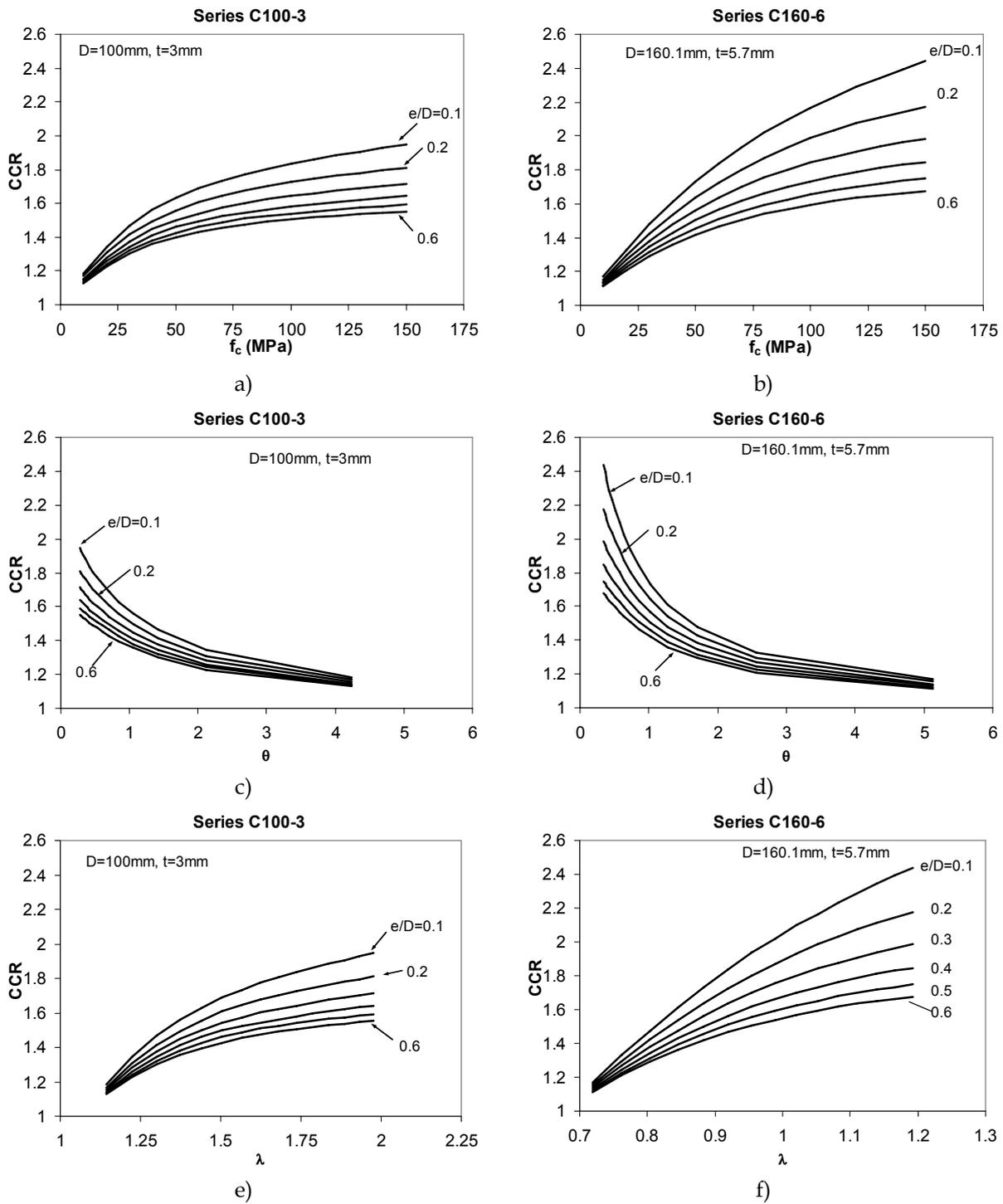


Fig. 11-11 Ratio de contribución del hormigón frente a las variables del estudio paramétrico B

11.6.3 Índice de resistencia (SI)

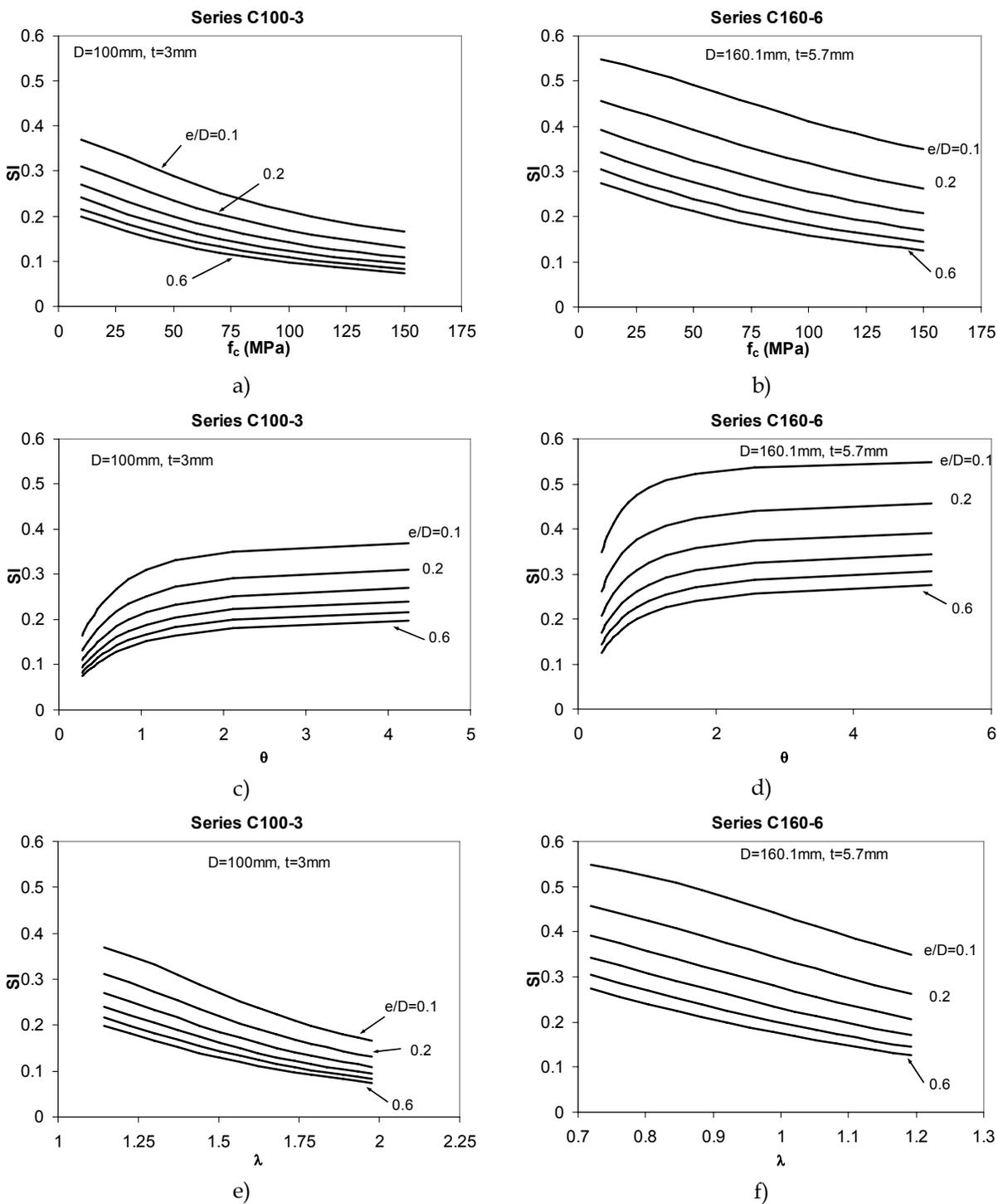


Fig. 11-12 Índice de resistencia frente a las variables del estudio paramétrico B

11.6.4 Índice de ductilidad (DI)

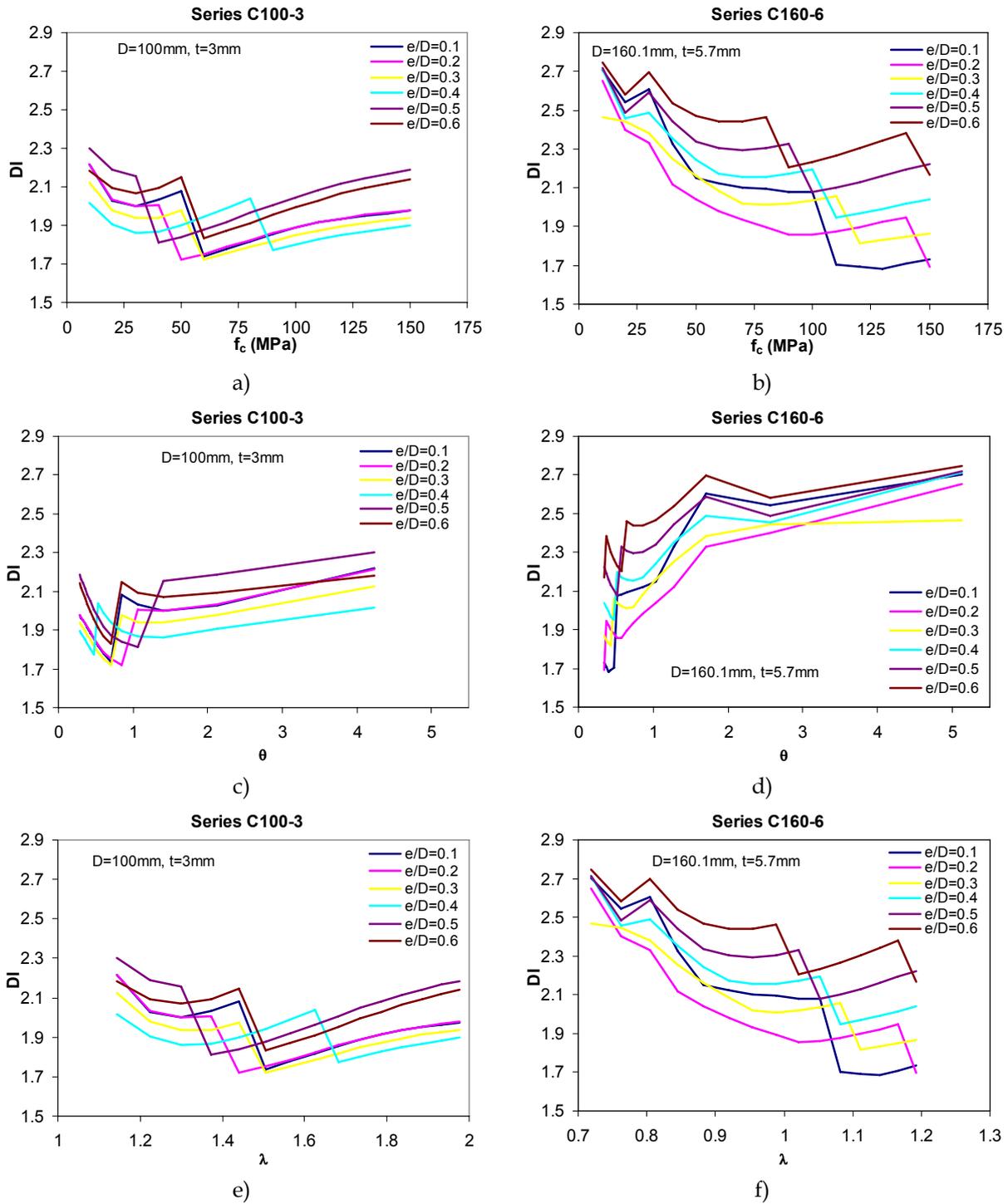


Fig. 11-13 Índice de ductilidad frente a las variables del estudio paramétrico B

11.7 Gráficas del estudio paramétrico C

11.7.1 Carga axial máxima (Nmax)

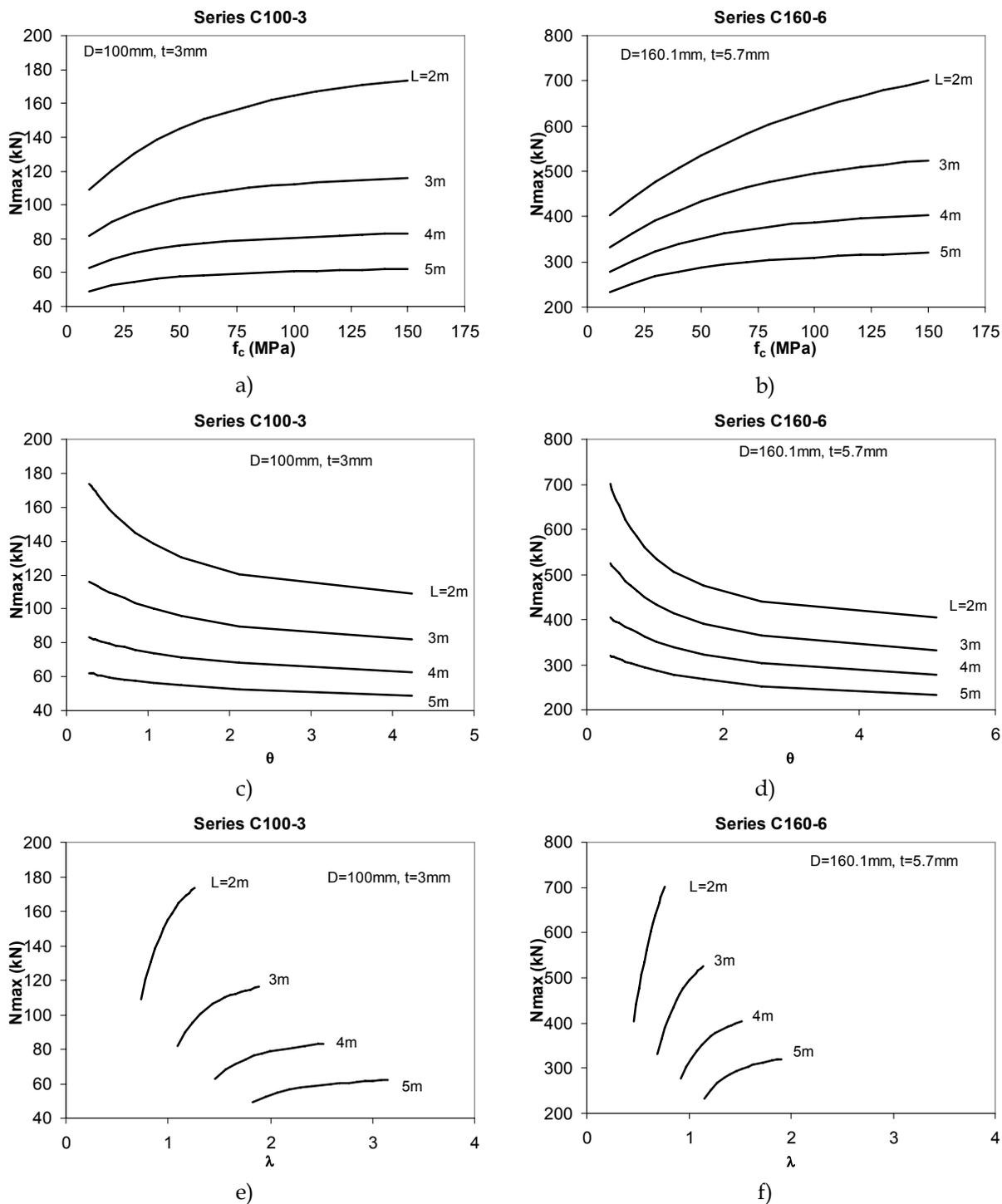


Fig. 11-14 Carga máxima numérica y experimental frente a las variables del estudio paramétrico C

11.7.2 Ratio de contribución del hormigón (CCR)

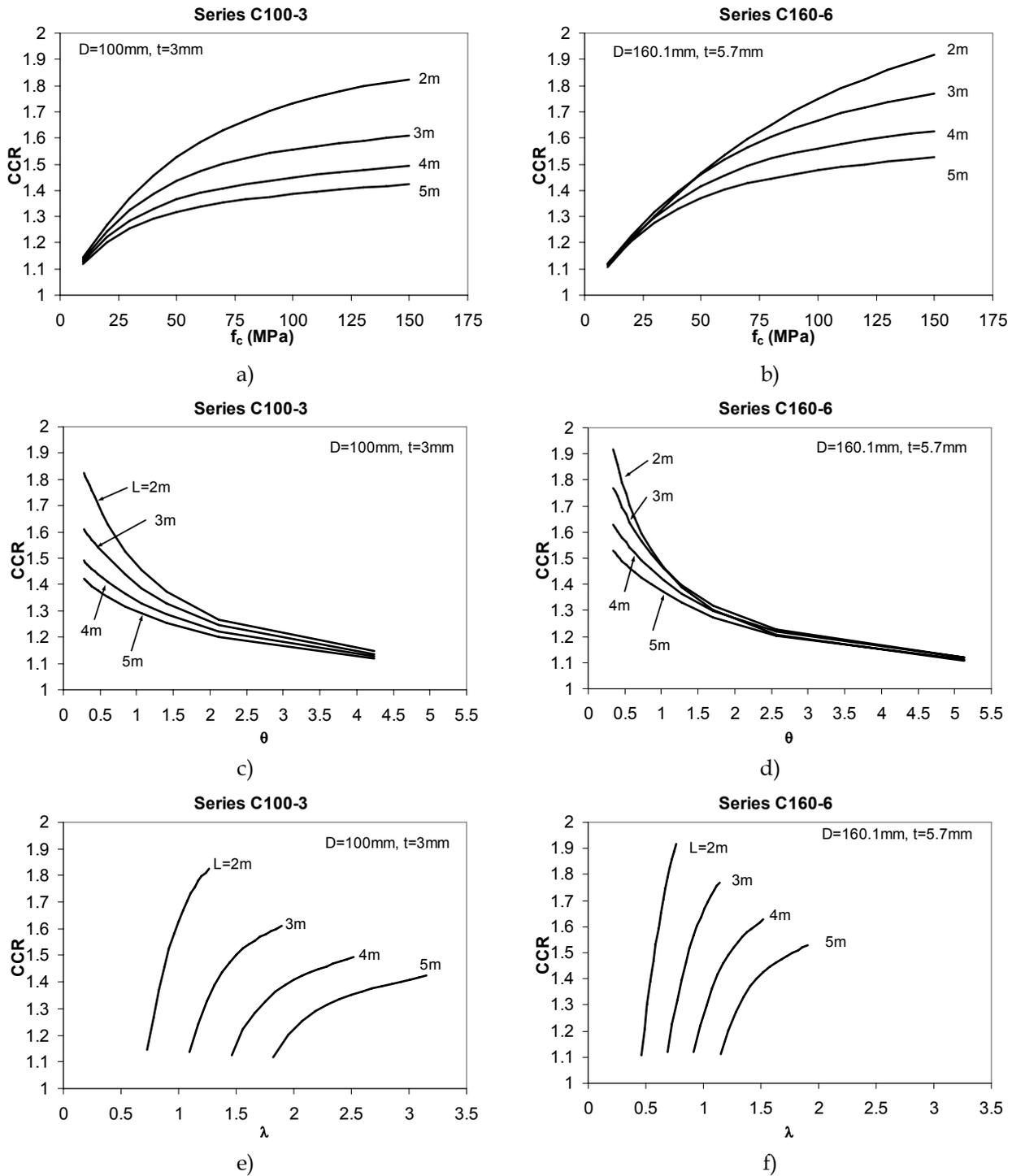


Fig. 11-15 Ratio de contribución del hormigón frente a las variables del estudio paramétrico C

11.7.3 Índice de resistencia (SI)

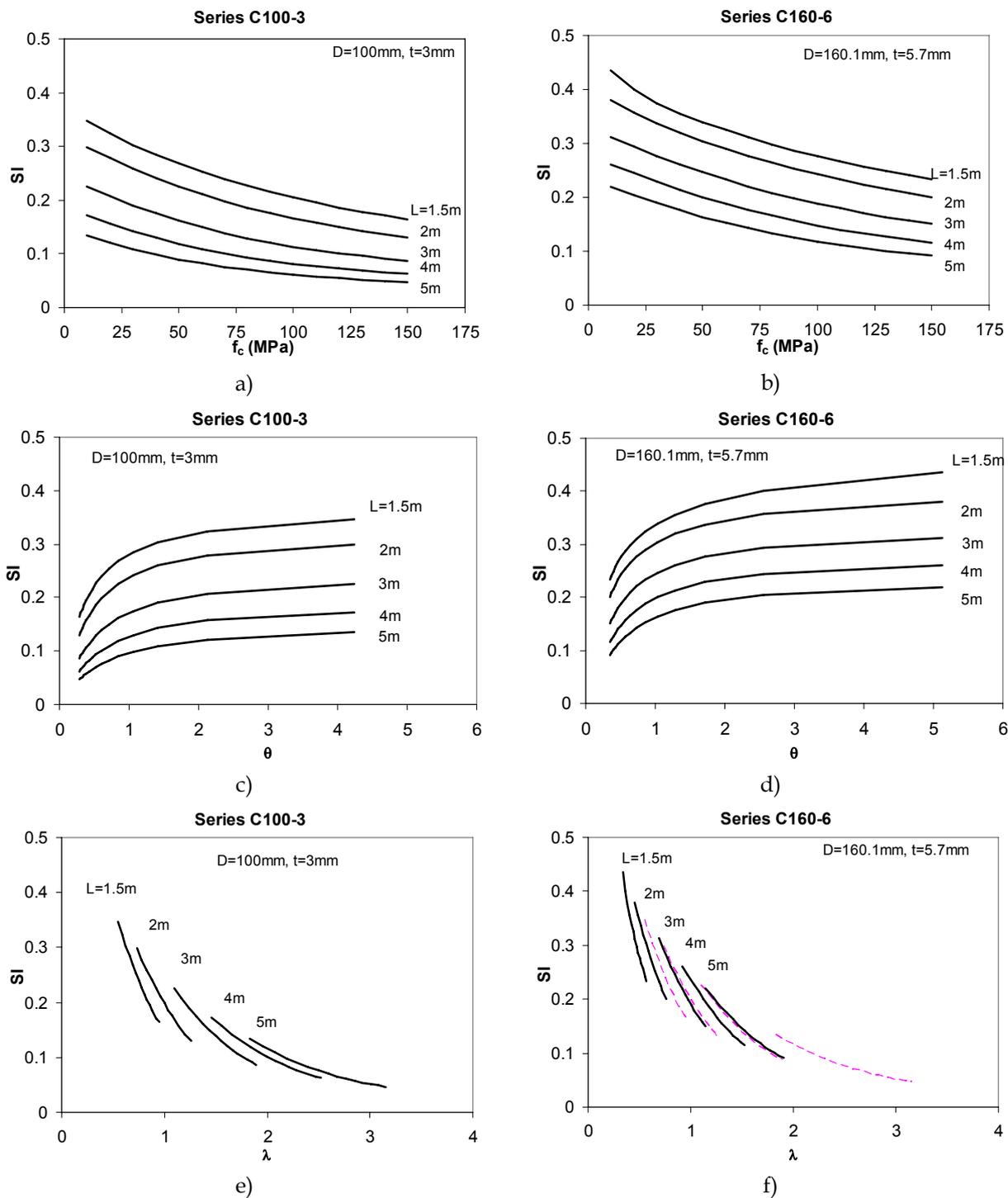


Fig. 11-16 Índice de resistencia frente a las variables del estudio paramétrico C

11.7.4 Índice de ductilidad (DI)

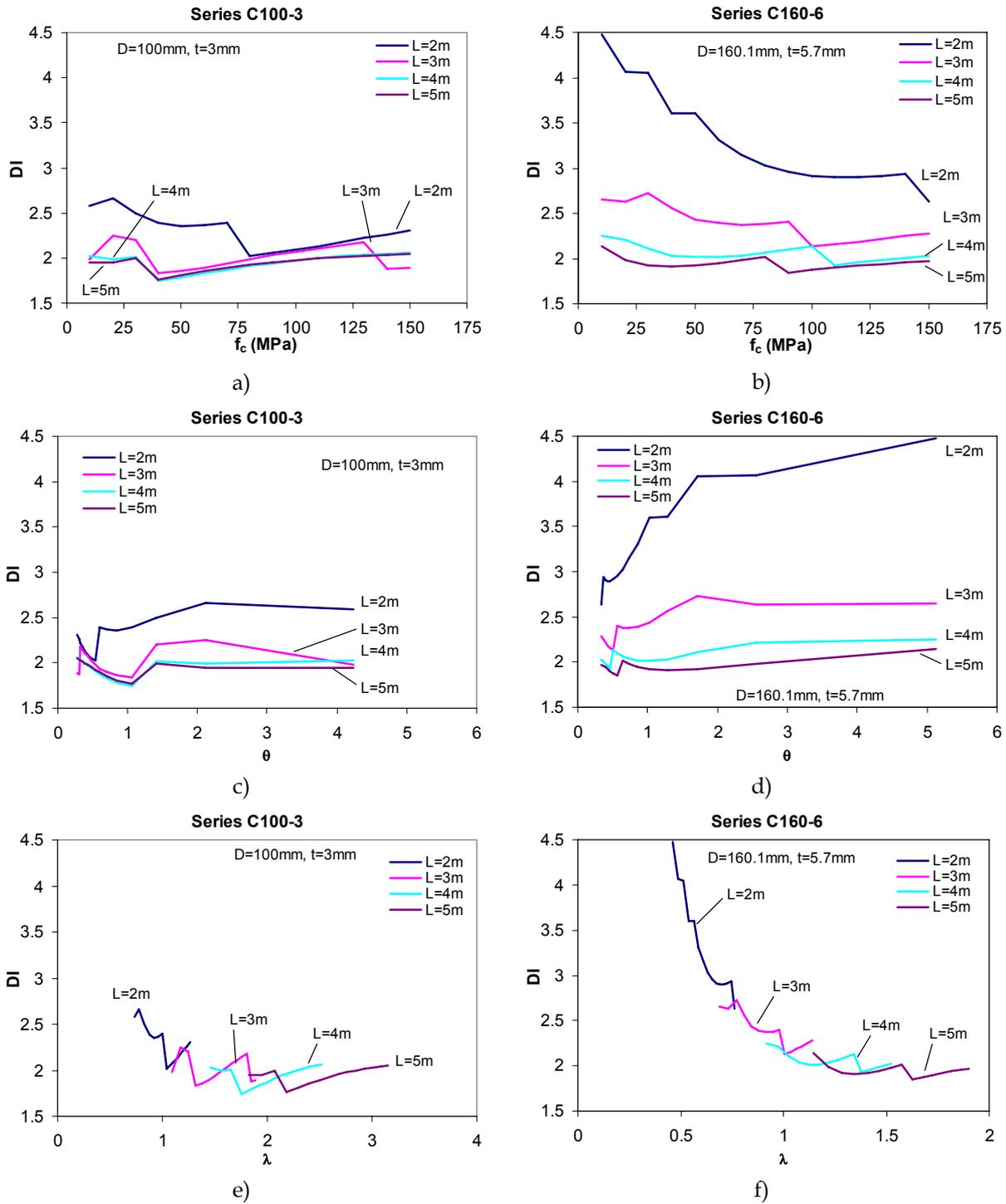


Fig. 11-17 Índice de ductilidad frente a las variables del estudio paramétrico C

11.8 Gráficas del estudio paramétrico D

11.8.1 Carga axial máxima (Nmax)

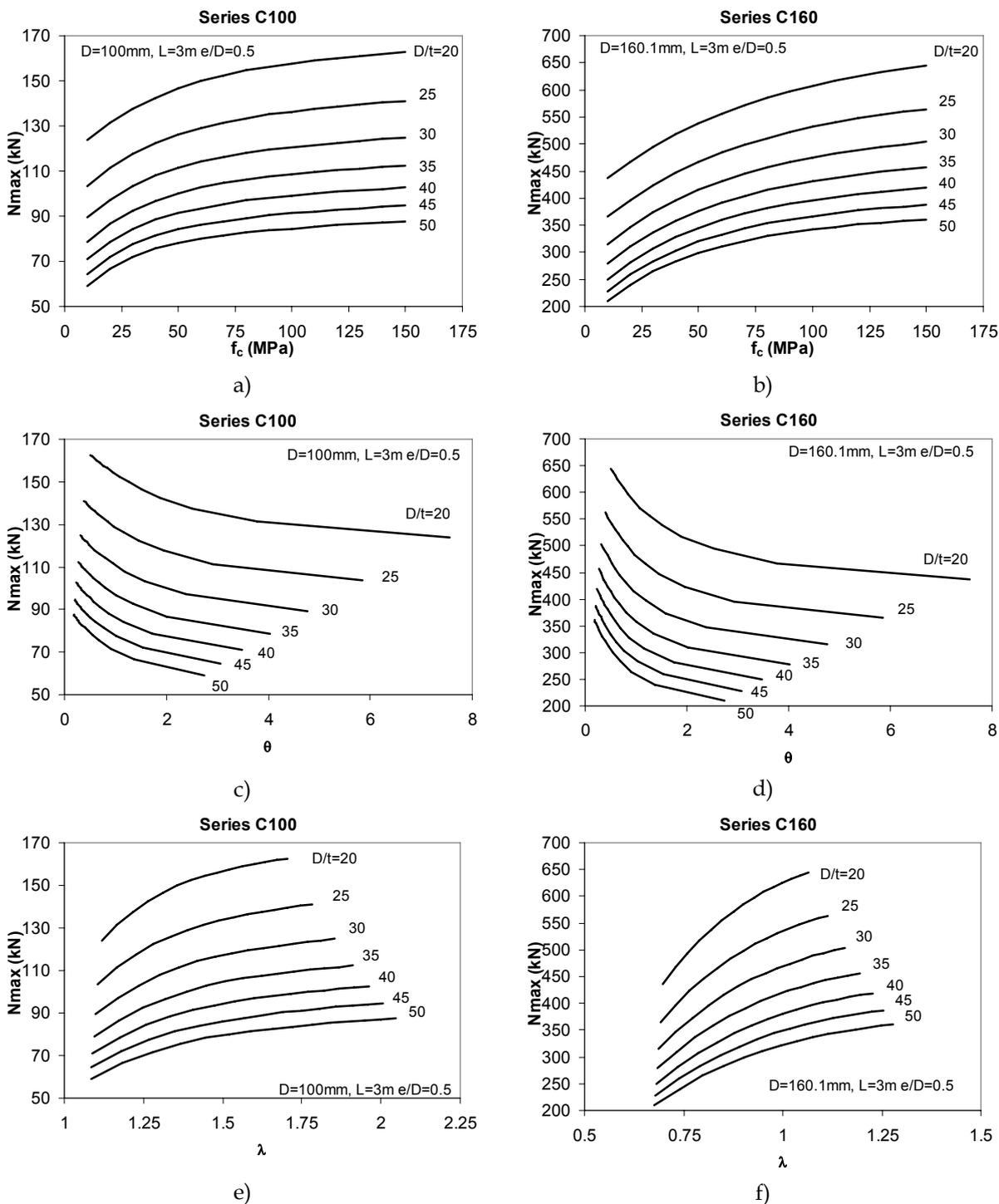


Fig. 11-18 Carga máxima numérica y experimental frente a las variables del estudio paramétrico D

11.8.2 Ratio de contribución del hormigón (CCR)

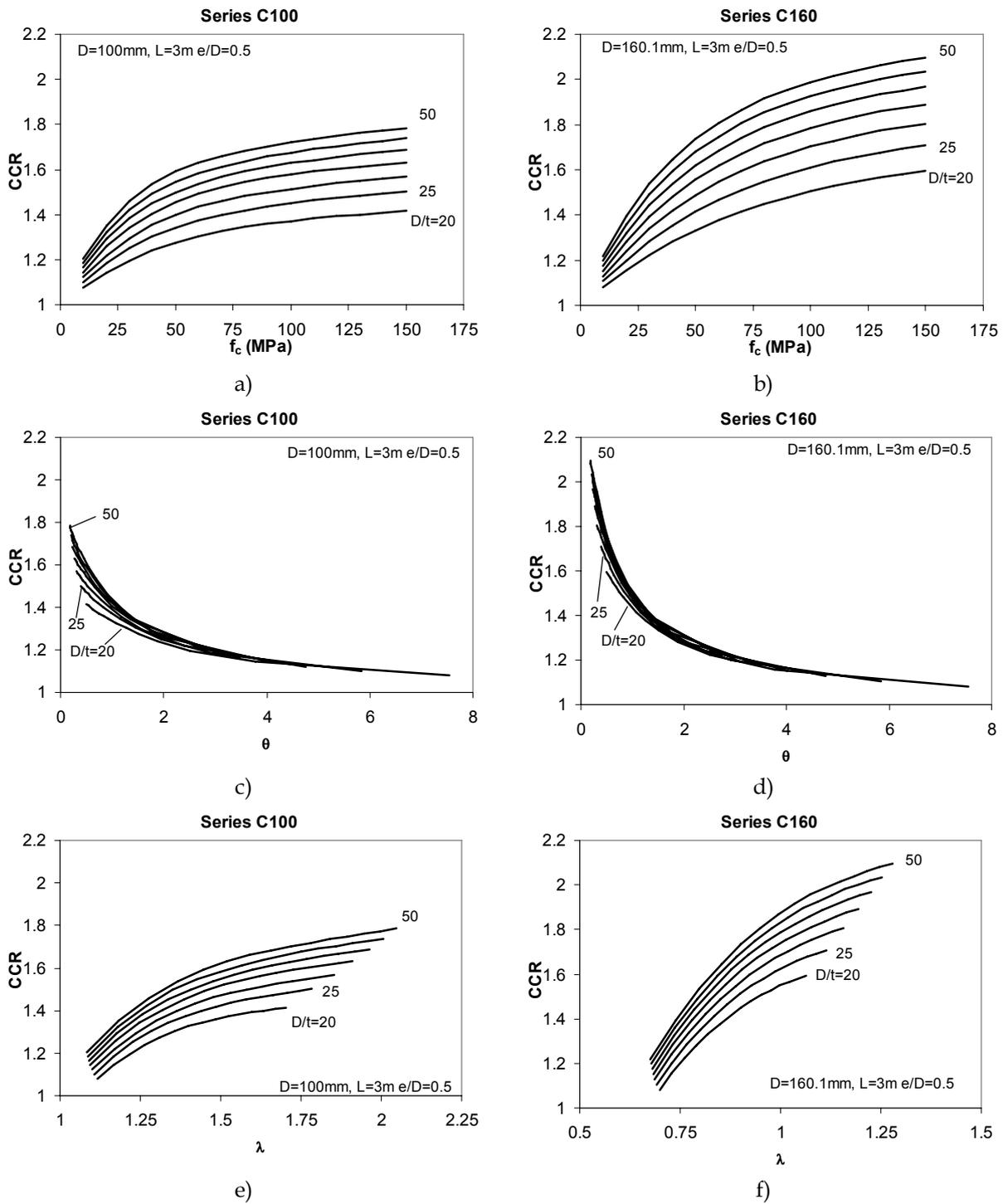


Fig. 11-19 Ratio de contribución del hormigón frente a las variables del estudio paramétrico D

11.8.3 Índice de resistencia (SI)

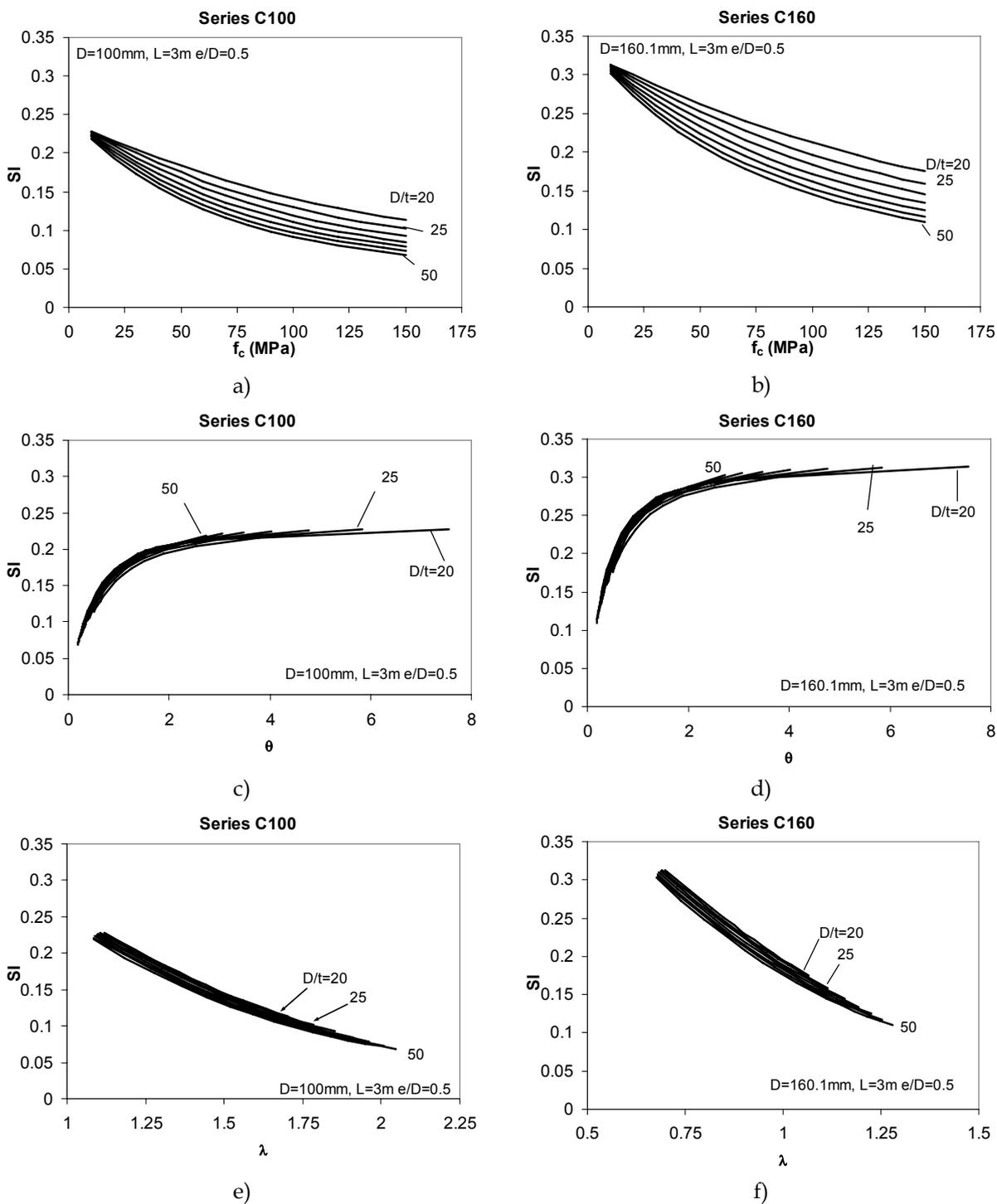


Fig. 11-20 Índice de resistencia frente a las variables del estudio paramétrico D

11.8.4 Índice de ductilidad (DI)

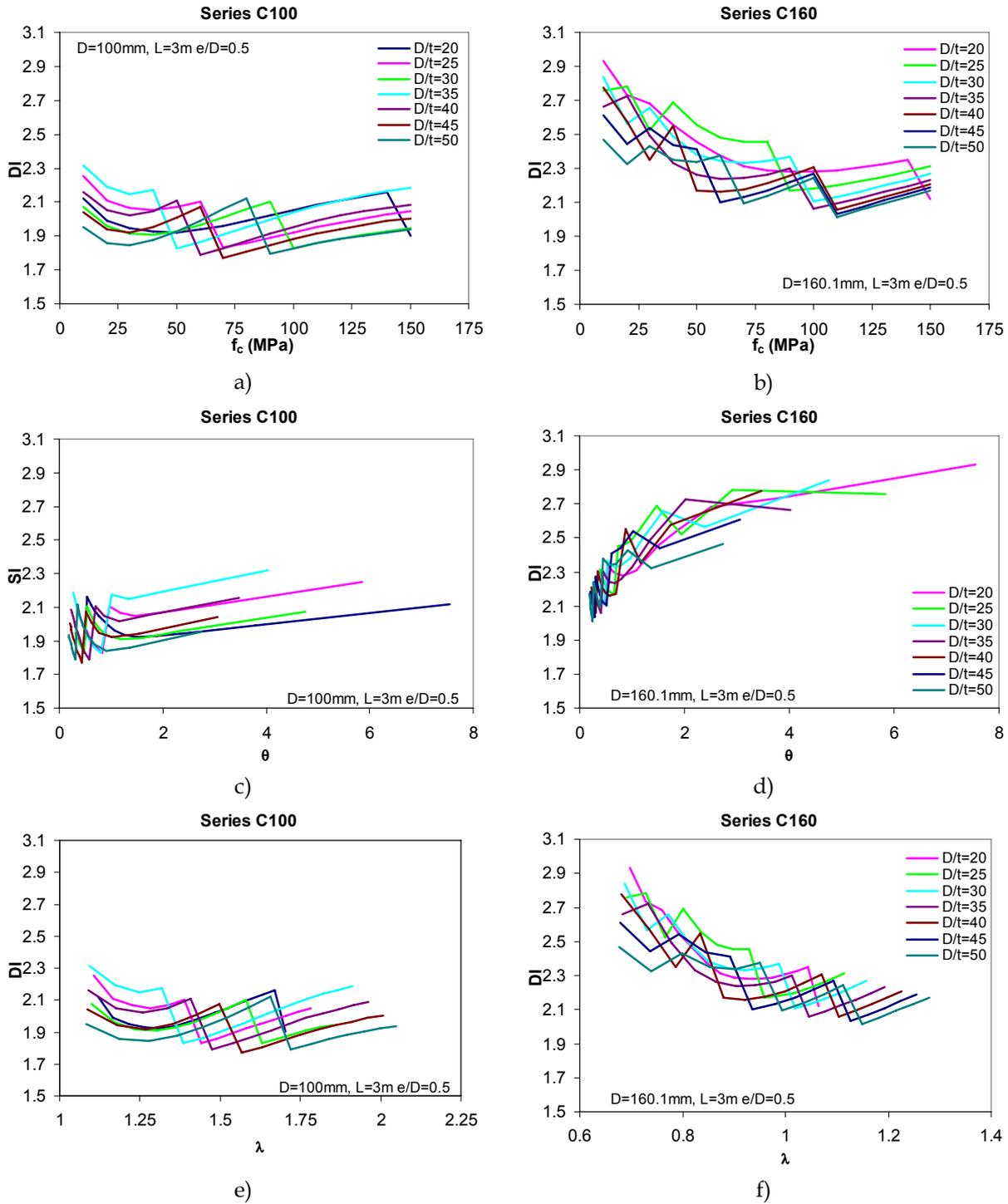


Fig. 11-21 Índice de ductilidad frente a las variables del estudio paramétrico D

Página final de tesis