

# **Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variables**

DAVID HERNÁNDEZ FIGUEIRIDO

EDITORIAL  
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

# TESIS DOCTORAL

INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y DE PROYECTOS DE  
INGENIERÍA CIVIL

INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y GESTIÓN AMBIENTAL



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Estudio experimental del pandeo de  
perfiles tubulares rectangulares de  
acero, rellenos de hormigón de alta  
resistencia, bajo carga axial y  
diagrama de momentos variable

PRESENTADO POR:

**D. David Hernández Figueirido**

DIRECTORES UNIVERSIDAD POLITÈCNICA DE VALENCIA:

**D. Dr. Manuel Luís Romero García**

**D. Dr. José Luis Bonet Senach**

Valencia, Enero 2012



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



*Esta editorial es miembro de la UNE, lo que garantiza la difusión y comercialización de sus publicaciones a nivel nacional e internacional.*

© David Hernández Figueirido

Primera edición, 2012

© de la presente edición:

Editorial Universitat Politècnica de València

[www.editorial.upv.es](http://www.editorial.upv.es)

ISBN: 978-84-8363-822-4 (versión impresa)

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

## AGRADECIMIENTOS

Este documento supone la culminación del trabajo desarrollado durante los últimos cuatro años, y que no hubiera sido posible sin el apoyo y ayuda prestada, de forma desinteresada, por parte de muchas personas. Quiero aprovechar este espacio para agradecer, de forma pública, toda la ayuda, apoyo y cariño recibido en este tiempo.

Todo trabajo experimental requiere de financiación y medios para su ejecución, dispuestos en este caso por el Ministerio de Educación a través del proyecto “Estudio numérico-experimental del pando de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón de alta resistencia” BIA 2005-255 y, por la Universitat Jaume I de Castellón y la Universitat Politècnica de València.

En segundo lugar, quisiera agradecer a mis directores, Manolo y José Luis, el tiempo dedicado durante estos años, a lo largo de todas las fases del trabajo.

De forma muy especial, quiero recordar y agradecer a Enrique Padrones Huguet, técnico de laboratorio de la Universitat Jaume I, toda la ayuda, apoyo, esfuerzo y trabajo, prestado durante la fase experimental: sin él, nunca hubiera podido realizar la campaña experimental. Así mismo, recordar a Paco Martorell, técnico de la Universitat Politècnica de València, cuya ayuda y compañía en los ensayos experimentales, sirvió para amenizar el trabajo y acortar los plazos de ejecución.

En estos años he cosechado grandes amistades, con las que he compartido momentos inolvidables y han propiciado un ambiente de trabajo distendido y agradable.

Mis inicios en Valencia con Héctor, Josemi y Jota, de quienes he aprendido mucho, tanto de alumno como de compañero y, posteriormente, con las incorporaciones de Carmen, Vicente, Juan, Rafa, José Vicente, Xavi y Estefanía, compartiendo espacio y tiempo.

En Castellón, quienes me acogieron desde el primer momento haciendo de la UJI mi segunda casa: Lola, Ana, Fran, Néstor, Lidón, Héctor, Carol, Luis, María, Leo, Alejandro y Emma.

Es imposible expresar mi gratitud hacia Antonio Hospitaler; profesor, compañero y amigo, y porque no decirlo, principal “responsable” de que haya realizado la tesis doctoral y de que esté haciendo camino en la universidad. Gracias por todos tus consejos, pasados y futuros.

A Esther, por todo el tiempo robado, por todas esas cosas que por falta de tiempo no hemos podido hacer y que tenemos pendientes, por los días de desánimo en los que encontré tu apoyo y ayuda, y por tantas cosas que no se pueden expresar con palabras. Gracias por tu apoyo y comprensión.

Por último, MIS PADRES, quienes siempre me han dado todo.

Gracias a todos.

David Hernández Figueirido

Enero 2012

## RESUMEN

El empleo de estructuras mixtas de acero-hormigón ha experimentado un aumento creciente en las últimas décadas, dado que permiten un mejor aprovechamiento de las características de los materiales empleados, en comparación con estructuras de hormigón armado y acero trabajando de forma independiente.

Este trabajo de investigación se centra en el estudio y análisis de pilares mixtos de tipo perfil tubular de acero, CFT (Concrete Filled Tube), rectangular o cuadrado, rellenos de hormigón de alta resistencia. Este tipo de pilares cuenta con ventajas respecto a otros pilares mixtos como el hecho de que el perfil de acero sirve de encofrado para el núcleo de hormigón y a su vez, cuenta con suficiente capacidad resistente como para soportar las cargas existentes en fase de construcción. Todo ello permite un importante ahorro, tanto económico, como en los plazos de ejecución. Otras ventajas de estos pilares es que el perfil tubular confina el núcleo de hormigón y este a su vez evita que se produzca el pandeo local del tubo de acero, permitiendo así su plastificación y máximo aprovechamiento. Estas ventajas, proporcionan a los soportes ductilidad, característica muy importante frente a la acción sísmica, de ahí que el uso de este tipo de pilares se haya extendido en países como Japón, Estados Unidos y China. Es importante también, destacar el aumento de resistencia al fuego del sistema en comparación con un perfil de acero hueco.

A partir del análisis del estado actual del conocimiento se ha planteado una campaña experimental que cubre los aspectos no estudiados hasta el momento, y que constituyen los casos más habituales en la práctica real: soportes esbeltos o semiesbeltos sometidos a carga axial y diagrama de momentos no constante. En total se han efectuado 78 ensayos sobre pilares mixtos. Los resultados experimentales se comparan con las previsiones de las normativas de referencia más importantes para el cálculo de pilares mixtos: EC4, AISC 2010, BS5400:2005, AS5100-6, DBJ13-51, etc, comprobando su validez para el tipo de pilar estudiado.

Finalmente se ha planteado un modelo de cálculo simplificado basado en el método de amplificación de momentos y se ha ajustado el factor de rigidez a flexión de los pilares, así como un factor de conversión a diagrama de momentos constantes.

## ABSTRACT

The use of steel-concrete composite structures, has had a steady increase in recent decades, because they allow a better use of the materials characteristics, compared to reinforced concrete structures and steel ones, working independently.

This research focuses on the study and analysis of concrete filled steel tube, CFT, rectangular or square, filled with high strength concrete. This type of columns has advantages over other steel concrete composite columns, that during construction the steel provides permanent formwork to the concrete. The steel tube can also support a considerable amount of construction loads prior to pumping the wet concrete, which results in fast, efficient and cheaper construction. Other advantages of CFT are that the steel tube provides confinement to the concrete core while the infill of concrete delays or eliminates local buckling of steel tubes. All these advantages increased load carrying capacity and ductility, important properties during earthquakes, and that is the main reason why CFT have been spread in countries like Japan, USA and China. Finally, it is worth nothing to highlight the increment in fire resistance of the system compared to non-filled steel tube.

After analyzing the current state of the art, an experimental campaign has been performed to cover not studied issues, and which are the most common in normal practice: slender or semi slender columns under axial load and non-uniform moment diagram. The experimental results are compared with predictions of the most important standards for the calculation of composite columns: EC4, AISC 2010, BS5400: 2005, AS5100-6, DBJ13-51, ... checking their.

Finally, has been proposed a simplified calculation model, based on the amplification method adjusting the effective flexural stiffness for composite columns, and proposing an equivalent uniform moment diagram factor.

## RESUM

L'ús d'estructures mixtes d'acer-formigó ha experimentat un augment creixent en les últimes dècades, atès que permeten un millor aprofitament de les característiques dels materials emprats, si es compara amb estructures de formigó armat i acer treballant de forma independent.

Aquest treball de recerca es centra en l'estudi i anàlisi de pilars mixtos de tipus perfil tubular d'acer, CFT (Concrete Filled Tube), rectangular o quadrat, farcits de formigó d'alta resistència. Aquest tipus de pilars té avantatges respecte a d'altres pilars mixtes com el fet que el perfil d'acer serveix d'encofrat per al nucli de formigó i alhora, té suficient capacitat resistent com per suportar les càrregues existents en fase de construcció. Tot això permet un important estalvi, tant econòmic, com en els terminis d'execució. Altres avantatges d'aquests pilars són que el perfil tubular confina el nucli de formigó i aquest al seu torn evita que es produeixi el vinclament local del tub d'acer, permetent així la seva plastificació i màxim aprofitament. Aquests avantatges, proporcionen als suports ductilitat, característica molt important front a l'acció sísmica, per aquest motiu l'ús d'aquest tipus de pilars s'ha estès en països com Japó, Estats Units i la Xina. Finalment, destacar l'augment de resistència al foc del sistema en comparació amb un perfil d'acer buit.

De l'anàlisi de l'estat actual del coneixement s'ha plantejat una campanya experimental que cobreix els aspectes no estudiats fins el moment, i que constitueixen els casos més habituals en la pràctica real: suports esvelts o semiesvelts sotmesos a càrrega axial i diagrama de moments no constant. En total, s'han efectuat 78 pilars compostos. Els resultats experimentals es comparen amb les previsions de les normatives de referència més importants per al càlcul de pilars mixtes: EC4, AISC 2010, BS5400: 2005, AS5100-6, DBJ13-51, etc, comprovant la seva validesa per al tipus de pilar estudiat.

Finalment s'ha plantejat un model de càlcul simplificat basat en el mètode d'amplificació de moments i s'ha ajustat el factor de rigidesa a flexió dels pilars, així com un factor de conversió a diagrama de moments constants.

# ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS

RESUMEN  
ABSTRACT  
RESUM

ÍNDICE  
ÍNDICE DE FIGURAS  
ÍNDICE DE TABLAS

GLOSARIO DE TÉRMINOS Y SÍMBOLOS

## CAPÍTULOS

<b>1. INTRODUCCIÓN y OBJETIVOS</b>	<b>31</b>
1.1. INTRODUCCIÓN	31
1.2. OBJETIVOS	32
1.3. ESTRUCTURA DE LA TESIS	33
<b>2. PILARES MIXTOS: ACERO – HORMIGÓN</b>	<b>37</b>
2.1. INTRODUCCIÓN A LOS PILARES MIXTOS: TIPOS Y EJEMPLOS DE USO	37
2.1.1. Introducción	37
2.1.2. Ejemplos de uso de pilares mixtos tipo CFTs	39
2.2. VENTAJAS E INCONVENIENTES DEL USO DE CFTS	44
2.3. ACCIÓN COMPUESTA	47
2.3.1. Comportamiento de los materiales.	47
2.3.2. Interacción acero – hormigón	55

---

<b>3. ESTADO DEL ARTE</b>	<b>63</b>
3.1. INTRODUCCIÓN	63
3.2. ORÍGENES DE LOS PILARES MIXTOS	63
3.3. ESTUDIOS REALIZADOS SOBRE PILARES FORMADOS POR PERFILES RECTANGULARES/CUADRADOS DE ACERO RELLENOS DE HORMIGÓN	65
3.3.1. Descripción de los estudios más destacados	65
3.3.2. Resumen de los estudios experimentales, sobre pilares rectangulares o cuadrados, recogidos en la bibliografía	71
3.4. ANÁLISIS LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES RECOGIDOS EN LA BIBLIOGRAFÍA	79
3.4.1. Clasificación de los ensayos en función de la aplicación de la carga y esbeltez	79
3.4.2. Clasificación en función de los materiales empleados	83
3.4.3. Análisis de las variables más significativas de los ensayos con carga excéntrica, $r = 1.00$	85
3.5. CONCLUSIONES	87
<b>4. PROGRAMA EXPERIMENTAL</b>	<b>91</b>
4.1. INTRODUCCIÓN	91
4.2. DISEÑO DEL EXPERIMENTO	91
4.3. ESPECÍMENES DE ENSAYO	99
4.3.1. Materiales	99
4.3.2. Fabricación	103
4.4. DESCRIPCIÓN DE LOS BANCOS DE ENSAYOS	107
4.4.1. Apoyos	107
4.4.2. Pórticos de ensayos	110
4.4.3. Sistema de control	115
4.5. INSTRUMENTACIÓN Y TOMA DE DATOS	116
4.5.1. Ensayo pilares esbeltos	116
4.6. PROCEDIMIENTO DURANTE EL ENSAYO	118
4.6.1. Ensayo pilares esbeltos	118
4.7. POSTPROCESADO DE LOS DATOS EXPERIMENTALES	119
4.8. RESULTADOS ENSAYOS EXPERIMENTALES	121

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

<b>5. ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES</b>	125
5.1. INTRODUCCIÓN	125
5.2. RESULTADOS EXPERIMENTALES	126
5.3. RESPUESTA FUERZA AXIAL – DESPLAZAMIENTO LATERAL	129
5.4. RESPUESTA FUERZA AXIAL – DEFORMADA DEL ELEMENTO PARA CARGA MÁXIMA	133
5.5. MODO DE FALLO	135
5.6. COMPORTAMIENTO SECCIONAL	138
5.7. ÍNDICE DE RENDIMIENTO DE LOS PILARES CFT	142
5.7.1. Ratio de contribución del hormigón (CCR)	145
5.8. CONCLUSIONES	158
<b>6. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN</b>	161
6.1. INTRODUCCIÓN	161
6.1.1. Planteamiento general	161
6.1.2. Planteamiento del capítulo	162
6.2. COLUMNA CARGADA AXIALMENTE SIN EXCENRICIDADES	163
6.2.1. Columna ideal. Pandeo de Euler	163
6.2.2. Columna real	166
6.3. VIGA-COLUMNA: COLUMNA SOMETIDA A ESFUERZO AXIAL CON EXCENRICIDAD	183
6.3.1. Columnas con cargas axiales excéntricas iguales en los extremos, $r = 1.00$	183
6.3.2. Columnas con cargas axiales excéntricas desiguales en los extremos	187
6.4. MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA SOPORTE AISLADO	190
6.4.1. Esbeltez límite inferior	190
6.4.2. Métodos de cálculo o comprobación simplificados	196
6.5. MÉTODO SIMPLIFICADO PARA LA EVALUACIÓN DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN: AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS	202
6.5.1. Introducción	202
6.5.2. Método de amplificación de momentos: rigidez equivalente	203
6.5.3. $C_m$ , factor de equivalencia a diagrama de momentos constante, para excentricidades diferentes en los extremos	210
6.6. CONCLUSIONES	217

<b>7. NORMATIVA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS MIXTAS</b>	<b>221</b>
7.1. INTRODUCCIÓN	221
7.2. EUROCÓDIGO 4 (EC4)	223
7.2.1. Introducción	223
7.2.2. Métodos de cálculo	224
7.2.3. Limitaciones e hipótesis adoptadas en el método de cálculo simplificado	224
7.2.4. Resistencia de elementos sometidos a carga axial centrada	228
7.2.5. Pilar sometido a flexocompresión	230
7.3. NORMA BRITÁNICA PARA ELEMENTOS MIXTOS: BS5400:2005	235
7.3.1. Hipótesis adoptadas y limitaciones del modelo propuesto por la BS5400	235
7.3.2. Cálculo de pilares sometidos a carga axial centrada	238
7.3.3. Pilares sometidos a carga axial y momento flector respecto a un eje	240
7.3.4. Pilares sometidos a flexocompresión recta respecto al eje de pandeo fuerte, con el pandeo al eje débil no restringido	242
7.4. NORMA AMERICANA. AISC 360: 2010	243
7.4.1. Introducción	243
7.4.2. Principios generales	243
7.4.3. Clasificación de la sección del pilar mixto y resistencia seccional	244
7.4.4. Pilar sometido a carga centrada	248
7.4.5. Pilar sometido a flexocompresión	248
7.5. ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN 2001 (AIJ-2001)	251
7.5.1. Bases de cálculo de la norma de cálculo japonesa, AIJ – 2001	251
7.5.2. Resistencia a compresión del pilar mixto tipo CFT	253
7.5.3. Resistencia a flexocompresión (Axil y momento) del pilar tipo CFT	256
7.6. NORMA BRASILEÑA PARA EL CÁLCULO DE PILARES DE ACERO Y MIXTOS, NBR 8800: 2008	258
7.6.1. Introducción	258
7.6.2. Hipótesis básicas y restricciones del modelo	258
7.6.3. Pilares sometidos a carga centrada	260
7.6.4. Pilares sometidos a flexocompresión	260
7.7. NORMA CANADIENSE (CAN/CSA-S16-01)	262
7.7.1. Hipótesis de cálculo	262
7.7.2. Resistencia a compresión, a nivel seccional y del elemento	263
7.7.3. Resistencia del pilar a flexo-compresión	264

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

7.8.	AUSTRALIAN STANDARD, AS5100 [165]	266
	7.8.1. Hipótesis y restricciones de cálculo	266
	7.8.2. Pilar sometido a carga centrada	266
	7.8.3. Pilar sometido a flexocompresión	268
7.9.	NORMATIVA CHINA DE CÁLCULO DE ESTRUCTURAS MIXTAS. DBJ13-51	269
	7.9.1. Introducción	269
	7.9.2. Hipótesis adoptadas y limitaciones del modelo propuesto	269
	7.9.3. Pilar sometido a carga axial centrada	270
	7.9.4. Pilar sometido a carga axial y flexión unidireccional: Resistencia seccional	271
7.10.	COMPARATIVA DE LOS PARÁMETROS MÁS SIGNIFICATIVOS DE LAS DIFERENTES NORMATIVAS	274
	7.10.1. Límites impuestos a los materiales empleados	274
	7.10.2. Esbeltez límite a nivel seccional y del elemento	275
	7.10.3. Resistencia seccional a compresión	276
	7.10.4. Efectos de segundo orden	277
<b>8.</b>	<b>ANÁLISIS DE LA NORMATIVA VIGENTE</b>	<b>281</b>
8.1.	INTRODUCCIÓN	281
8.2.	PILARES SOMETIDOS A CARGA AXIAL CENTRADA	282
	8.2.1. Datos para los análisis	282
	8.2.2. Valoración de la normativa frente a los ensayos experimentales	283
	8.2.3. Análisis en detalle del EC4	286
8.3.	PILARES SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESIÓN CON EXCENTRICIDADES IGUALES EN LOS EXTREMOS	290
	8.3.1. Análisis de la normativa vigente	290
	8.3.2. Análisis del Eurocódigo 4, EC4	293
8.4.	PILARES SOMETIDOS A CARGA AXIAL EXCÉNTRICA CON DIAGRAMA DE MOMENTOS NO CONSTANTE	296
	8.4.1. Resultados experimentales y previsión según la normativa.	296
	8.4.2. Análisis en detalle del Eurocódigo 4:2004	301
8.5.	CONCLUSIONES	305

<b>9. PROPUESTA DE MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO</b>	<b>311</b>
9.1. INTRODUCCIÓN	311
9.2. MODELO DEL EUROCÓDIGO 4 Y PLANTEAMIENTO DEL MODELO PROPUESTO	312
9.2.1. Introducción	312
9.2.2. Bases de cálculo y ámbito de aplicación, del método simplificado propuesto	313
9.3. PROPUESTA DE MÉTODO SIMPLIFICADO: AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS	315
9.3.1. Planteamiento teórico	315
9.4. PROPUESTA DE RIGIDEZ EFECTIVA A FLEXIÓN, DE PILARES MIXTOS, EI	317
9.4.1. Planteamiento teórico	317
9.4.2. Comprobación de la capacidad de predicción de los nuevos modelos planteados	320
9.5. PROPUESTA DE FACTOR DE EQUIVALENCIA A DIAGRAMA DE MOMENTOS CONSTANTE, $C_m$	323
9.5.1. Introducción	323
9.5.2. Métodos actuales recogidos en la bibliografía	325
9.5.3. Validación de los $C_m$ actuales	327
9.5.4. Propuesta de un $C_m$	328
9.5.5. Comparativa de las diferentes propuestas	330
9.6. CONCLUSIONES	332
<b>10. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN</b>	<b>335</b>
10.1. INTRODUCCIÓN	335
10.2. CONCLUSIONES	335
10.3. TRABAJOS FUTUROS	341
<b>11. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>345</b>

## ANEJOS

ANEJO A. BASE DE ENSAYOS EXPERIMENTALES RECOGIDOS EN LA BIBLIOGRAFÍA	369
ANEJO B. PROGRAMA DE ENSAYOS EXPERIMENTALES	421
ANEJO C. RESULTADOS ENSAYOS EXPERIMENTALES	427

# ÍNDICE FIGURAS

Figura 2-1.	Diferentes tipos de columnas mixtas, Eurocódigo 4:2004	38
Figura 2-2.	Torre Commerzbank: edificio más alto de Europa hasta 2005, construido con pilares mixtos de tipo perfil tubular de sección triangular rellenos de hormigón	39
Figura 2-3.	Torre del milenio, Viena (Austria). Aspecto y final y fase de construcción	40
Figura 2-4.	Edificio Fleet Place House, Londres año 2000. Vista de la fachada principal con los pilares mixtos integrados en el conjunto arquitectónico y vista interior del edificio	41
Figura 2-5.	Apartamento Montevetro en Londres. Vista panorámica desde una de las estancias, posible gracias a la integración de los pilares tipo CFT en fachada	42
Figura 2-6.	Vista de un puente sobre el río Gantse cuyos arcos son CFTs	43
Figura 2-7.	Curva de tensión-deformación de varias clases de hormigón	47
Figura 2-8.	Evolución del proceso de fallo del hormigón	48
Figura 2-9.	Deformación volumétrica del hormigón	48
Figura 2-10.	Diagramas tensión-deformación para el hormigón, según EC2	49
Figura 2-11.	Resistencia de cálculo, sin minorar, del hormigón a compresión, según diferentes normas	50
Figura 2-12.	Proceso de conformado en caliente de perfiles tubulares	51
Figura 2-13.	Proceso de conformado en frío de perfiles tubulares	52
Figura 2-14.	Proceso de fabricación de perfiles tubulares de acero conformados en frío con posterior tratamiento de alivio de tensiones para obtener un perfil con las características mecánicas propias de un perfil conformado en caliente	52
Figura 2-15.	Proceso de conformado de perfiles tubulares. Propiedades según la zona de la sección para un perfil 100.100.4	53
Figura 2-16.	Mejora de la respuesta del hormigón por aumento de la presión de confinamiento. Confinamiento activo	55

Figura 2-17. Aplicación de la carga, de izquierda a derecha: únicamente al perfil de acero, al núcleo de hormigón, a toda la sección	57
Figura 2-18. Mecanismos de adherencia	58
Figura 2-19. Pandeo local en el caso de pilares vacíos y rellenos	59
Figura 2-20. Clasificación de secciones según el Eurocódigo 3 en función de la capacidad de la sección para alcanzar el límite plástico	59
Figura 3-1. Pilares de hormigón empresillados: perfiles angulares en las esquinas y platabandas	64
Figura 3-2. Clasificación de los ensayos experimentales en función de la actuación de la carga	80
Figura 3-3. Clasificación de la base de ensayos experimentales según la aplicación de la carga y de la esbeltez de los elementos	81
Figura 3-4. Pilares sometidos a carga centrada con diagrama de momentos constante. Número de ensayos según materiales empleados	83
Figura 3-5. Pilares sometidos a carga axial excéntrica con excentricidades iguales en los extremos ( $r = 1.00$ )	84
Figura 3-6. Geometría de la sección del pilar CFT	85
Figura 3-7. Análisis de los ensayos recogidos en la bibliografía para $r = 1.00$ en función de las variables más significativas	86
Figura 4-1. Estudio de los diferentes perfiles tubulares que se comercializan según el catálogo de Arcelor Mittal	93
Figura 4-2. Campaña experimental propuesta y ensayos recogidos en la bibliografía	97
Figura 4-3. Campaña experimental propuesta y ensayos recogidos en la bibliografía. Esbeltez geométrica frente al resto de variables	98
Figura 4-4. Ensayo del Cono de Abrams.	99
Figura 4-5. Conservación de probetas en un tanque con agua saturada de cal100	
Figura 4-6. Probetas normalizadas para la caracterización a tracción del acero empleado en los perfiles tubulares	102
Figura 4-7. Ensayo a tracción de una de las caras del perfil tubular de acero. Detalle de las mordazas y del extensómetro	102
Figura 4-8. En la imagen se muestran tubos de 6 metros. De ellos se obtendrán los especímenes y las probetas para caracterizar el acero	103
Figura 4-9. Aprovechamiento de los perfiles tubulares de acero	104
Figura 4-10. Proceso de corte de los tubos de 6 metros a las dimensiones requeridas	104
Figura 4-11. Proceso de fabricación de un pilar a ensayar. Fase de hormigonado	105

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Figura 4-12.	Detalle de las planchas de acero empleadas para cerrar el tubo y facilitar tanto el llenado, como la perfecta introducción de la carga en toda la sección del pilar.	106
Figura 4-13.	Sistema para introducir la carga en el punto deseado	107
Figura 4-14.	Posición de los especímenes en las planchas de unión con el sistema de introducción de la carga. Caso de excentricidades iguales en ambos extremos	108
Figura 4-15.	Posición de los especímenes en las planchas de unión con el sistema de introducción de la carga. Caso de excentricidades distintas en los extremos	108
Figura 4-16.	Forma de introducir las diferentes excentricidades en el pilar a ensayar	109
Figura 4-17.	Configuración del pórtico vertical para realizar el ensayo a flexión. De izquierda a derecha y de arriba abajo: actuador, apoyo basculante y sistema para soportar la instrumentación	111
Figura 4-18.	Configuración del pórtico horizontal	112
Figura 4-19.	Esquema del montaje para el ensayo de pilares esbeltos. Aplicación de la carga y posición de los elementos de medida	113
Figura 4-20.	En la imagen de la izquierda, detalle de la ubicación de las galgas en la zona central: longitudinales y transversales. En la foto de la derecha, posición de los LVDTs y vista del bastidor que soporta el elemento a ensayar	113
Figura 4-21.	Configuración del pórtico horizontal para efectuar los ensayos sobre elementos compactos y caracterización del material del perfil vacío	114
Figura 4-22.	Curva fuerza axial-desplazamiento axial monótona típica y software de Ibertest	115
Figura 4-23.	Posición de los LVDTs y de las galgas extensométricas	116
Figura 4-24.	Mesa de control y toma de datos	117
Figura 4-25.	Postprocesado de los datos experimentales. Corrección del desfase entre el sistema de control y el sistema auxiliar de adquisición de datos	119
Figura 4-26.	Resultados obtenidos en los ensayos	121
Figura 4-27.	Resultados obtenidos en los ensayos	122
Figura 4-28.	Resultados obtenidos en los ensayos	122
Figura 5-1.	Fuerza axial frente al desplazamiento transversal medido en la sección intermedia del pilar. Sección 100.100.4	130

Figura 5-2.	Fuerza axial frente al desplazamiento transversal medido en la sección intermedia del pilar. Sección 100.150.4	131
Figura 5-3.	Fuerza axial frente al desplazamiento transversal medido en la sección intermedia del pilar. Sección 100.150.5	132
Figura 5-4.	Esquema de la deformada del pilar y sistema de medida de la misma	133
Figura 5-5.	Análisis de la deformada de los pilares de sección 100.100.4 en el momento de carga máxima	134
Figura 5-6.	Agotamiento de un elemento esbelto por agotamiento de la sección crítica o por inestabilidad global	135
Figura 5-7.	Modo de fallo de los pilares con sección 100.100.4, de 2 metros de longitud y hormigón de 90 MPa. Influencia del ratio de excentricidad aplicada, $r = e_1/e_2$	135
Figura 5-8.	Modo de fallo de los pilares con sección 100.100.4 y hormigón de 90 MPa. Influencia de la esbeltez del elemento	136
Figura 5-9.	Fallo del elemento por inestabilidad global	137
Figura 5-10.	Posición e identificación de las galgas extensométricas incluidas en los pilares ensayados	138
Figura 5-11.	Medidas de las deformaciones longitudinales y transversales de los pilares de sección 100.100.4, de 2 metros de longitud y hormigón de resistencia convencional	139
Figura 5-12.	Medidas de las deformaciones longitudinales y transversales de los pilares de sección 100.100.4, de 2 metros de longitud y hormigón de alta resistencia	140
Figura 5-13.	Estudio del índice CCR para pilares sometidos a carga centrada, en función de los materiales empleados. $CCR \geq 1.00$	146
Figura 5-14.	Análisis del CCR en pilares sometidos a carga centrada, en función de la esbeltez relativa y seccional y de la contribución del acero, según los materiales empleados	149
Figura 5-15.	CCR para pilares sometidos a flexocompresión en función de los materiales empleados	153
Figura 5-16.	Análisis del CCR en función de las variables más significativas para pilares sometidos a flexocompresión	155
Figura 5-17.	Índice CCR en pilares a flexocompresión con excentricidades desiguales en los extremos. Influencia del tipo de hormigón y excentricidades aplicadas	156
Figura 5-18.	Análisis del CCR en función de la esbeltez del elemento	157
Figura 5-19.	Estudio de la influencia de la sección en el CCR, para pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades diferentes en los extremos	157

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Figura 6-1.	Efectos de segundo orden	161
Figura 6-2.	Fallo por agotamiento de la sección y fallo por inestabilidad ó pandeo del elemento	162
Figura 6-3.	Columna ideal cargada axialmente. Pandeo de Euler	163
Figura 6-4.	Gráfico Tensión crítica de Euler – Esbeltez mecánica, con la limitación de emplear un material real	166
Figura 6-5.	Pilar con curvatura inicial	167
Figura 6-6.	Diagrama tensión - deformación del acero	171
Figura 6-7.	Definición del módulo tangente, Buen, O	173
Figura 6-8.	Estado tensional en la sección crítica del pilar, Buen, O	174
Figura 6-9.	Curvas de pandeo europeo recogidas en el EC3	180
Figura 6-10.	Pilar sometido a compresión con excentricidades iguales en los extremos	183
Figura 6-11.	Columna sometida a cargas excéntricas diferentes en los extremos	187
Figura 6-12.	Acciones que actúan sobre una columna cargada excéntricamente	187
Figura 6-13.	Ley de momentos de primer orden	188
Figura 6-14.	Distribución de esfuerzos en soportes sometidos a excentricidades diferentes en extremos	189
Figura 6-15.	Definición de esbeltez inferior: cálculo seccional o con efectos de segundo orden	191
Figura 6-16.	Reducción de la capacidad portante por debida a la esbeltez y los efectos de segundo orden	191
Figura 6-17.	Evaluación de los efectos de segundo orden según métodos simplificados	196
Figura 6-18.	Posición de equilibrio del soporte aislado sometido a carga axial con excentricidades iguales en los extremos	197
Figura 6-19.	Posición de equilibrio del soporte aislado	200
Figura 6-20.	Método simplificado de amplificación de momentos	202
Figura 6-21.	Distribución de esfuerzos en soportes sometidos a excentricidades iguales en los extremos	210
Figura 6-22.	Excentricidad equivalente para una relación de excentricidades igual a (-1)	212
Figura 6-23.	Coefficiente de equivalencia $C_m$ correspondiente a una relación de excentricidades igual a (-1)	214
Figura 7-1.	Normativa en vigor para el cálculo de estructuras mixtas, clasificada según el país o continente de origen	222
Figura 7-2.	Tipologías de pilares mixtos contemplados en el EC4	223

Figura 7-3.	Diagrama de interacción de un pilar mixto tipo CFT según EC4	230
Figura 7-4.	Pilar sometido a cargas excéntricas y excentricidad inicial	232
Figura 7-5.	Curva de interacción para un pilar flexo-comprimido	234
Figura 7-6.	Esquema del equilibrio de fuerzas para el método propuesto por la BS5400	241
Figura 7-7.	Resistencia seccional a compresión según AISC 2010	246
Figura 7-8.	Resistencia seccional a compresión según AISC 2010	246
Figura 7-9.	Resistencia a flexión según AISC 2010	247
Figura 7-10.	Diagrama de interacción a nivel seccional y del elemento	249
Figura 7-11.	Resistencia a compresión de un perfil tubular de acero relleno de hormigón sometido a compresión. AIJ:2001	253
Figura 7-12.	Modelo de resistencia a flexocompresión del AIJ:2001	256
Figura 7-13.	Esquema de equilibrio de fuerzas para el caso de flexocompresión	265
Figura 7-14.	Esquema de cálculo para pilares sometidos a flexocompresión según AS5100-6:2004	268
Figura 8-1.	Predicción de las diferentes normativas para pilares sometidos a carga centrada	283
Figura 8-2.	Estudio de la predicción por parte de cada normativa de pilares sometidos a carga centrada, en función de los materiales que forman el pilar	285
Figura 8-3.	Estudio en detalle del método propuesto por el EC4 para calcular pilares sometidos a carga centrada	286
Figura 8-4.	Estudio de la predicción, según diferentes modelos, de la carga última para pilares compactos, sometidos a compresión centrada	289
Figura 8-5.	Predicción de las diferentes normativas para pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades iguales en los extremos	291
Figura 8-6.	Estudio de la predicción por parte de cada normativa de pilares sometidos a carga excéntrica, con excentricidades iguales en los extremos, en función de los materiales que forman el pilar	292
Figura 8-7.	Estudio de la predicción del EC4, para pilares sometidos a flexocompresión con $r = 1.00$ ( $r = e_1/e_2$ ). Estudio en función de los materiales empleados e influencia de incluir las imperfecciones en el modelo.	293
Figura 8-8.	Error en la predicción del EC4, en función de las variables más influyentes, para pilares sometidos a flexocompresión con $r = 1.00$ ( $r = e_1/e_2$ ). Modelo del EC4 con imperfecciones iniciales	294
Figura 8-9.	Estudio de la predicción del EC4, en función de los materiales empleados y de la esbeltez seccional del elemento	295

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Figura 8-10.	Validez de la normativa para pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades diferentes en los extremos. Influencia del hormigón empleado	298
Figura 8-11.	Validez de la normativa para pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades diferentes en los extremos. Influencia de la excentricidad aplicada	299
Figura 8-12.	Validez de la normativa para pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades diferentes en los extremos. Pilares muy esbeltos	300
Figura 8-13.	Influencia de la esbeltez y la excentricidad aplicada en pilares sometidos a excentricidades distintas en los extremos	301
Figura 8-14.	Validez del Eurocódigo 4 [59] para pilares rellenos de hormigón de resistencia a compresión de 30 MPa y 90 MPa	302
Figura 8-15.	Influencia de la excentricidad aplicada en la validez del modelo de cálculo del Eurocódigo 4	303
Figura 8-16.	Importancia de la esbeltez seccional del elemento en la predicción de carga última según el modelo del EC4	304
Figura 9-1.	Nomenclatura empleada para el método de cálculo propuesto	312
Figura 9-2.	Planteamiento teórico del método simplificado de amplificación de momentos	315
Figura 9-3.	Determinación, a través de los resultados experimentales, del factor de rigidez del pilar mixto	318
Figura 9-4.	Distribución de esfuerzos en soportes sometidos a excentricidades diferentes en extremos	323
Figura 9-5.	Comparativa del $C_m$ obtenido de forma teórica y propuestas de diferentes autores	327
Figura 9-6.	Obtención de un $C_m$ a partir de los resultados experimentales	328
Figura 9-7.	Propuesta de $C_m$ a partir de los resultados experimentales	329

# ÍNDICE TABLAS

Tabla 3-1. Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga centrada. Tabla 1 de 5	71
Tabla 3-2. Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga centrada. Tabla 2 de 5	72
Tabla 3-3. Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga centrada. Tabla 3 de 5	73
Tabla 3-4. Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga centrada. Tabla 4 de 5	74
Tabla 3-5. Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga centrada. Tabla 5 de 5	75
Tabla 3-6. Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga excéntrica, con $r = 1.00$ . Tabla 1 de 3	76
Tabla 3-7. Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga excéntrica, con $r = 1.00$ . Tabla 2 de 3	77
Tabla 3-8. Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga excéntrica, con $r = 1.00$ . Tabla 3 de 3	78
Tabla 3-9. Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga excéntrica, con $r \neq 1.00$	78
Tabla 3-10. Estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga esviada	78
Tabla 4-1. Campaña experimental para caracterizar el comportamiento de pilares esbeltos	95
Tabla 4-2. Dosificación, por $m^3$ , empleada para los diferentes hormigones	99
Tabla 5-1. Resultados experimentales de los pilares mixtos ensayados	126
Tabla 5-2. Resultados experimentales de los pilares mixtos ensayados	127
Tabla 5-3. Resultados experimentales de los pilares mixtos ensayados	128
Tabla 5-4. Índices de rendimiento de los pilares mixtos ensayados	142
Tabla 5-5. Índices de rendimiento de los pilares mixtos ensayados	143
Tabla 5-6. Índices de rendimiento de los pilares mixtos ensayados	144

Tabla 6-1. Coeficientes de las curvas de pandeo europeas	180
Tabla 6-2. Modelos adoptados por la normativa de cálculo de estructuras metálicas para el pandeo de pilares	181
Tabla 6-3. Modelos adoptados por la normativa de cálculo de estructuras metálicas para el pandeo de pilares	182
Tabla 6-4. Definición de la esbeltez límite inferior para pilares de hormigón armado	192
Tabla 6-5. Definición de la esbeltez límite inferior para pilares de hormigón armado	193
Tabla 6-6. Definición de la esbeltez límite inferior para pilares de hormigón armado	194
Tabla 6-7. Definición de la esbeltez límite inferior para pilares acero	194
Tabla 6-8. Definición de la esbeltez límite inferior para pilares mixtos	195
Tabla 6-9. Rigidez a flexión de pilares mixtos de tipo CFT, recogidos en las diferentes normativas de referencia	209
Tabla 6-10. Cálculo del factor de equivalencia a diagrama de momentos constante, $C_m$ . Análisis teórico	214
Tabla 6-11. Propuestas de $C_m$ , factor de equivalencia a diagrama de momentos constante, para excentricidades diferentes en los extremos	215
Tabla 6-12. Propuestas de $C_m$ , factor de equivalencia a diagrama de momentos constante, para excentricidades diferentes en los extremos	216
Tabla 7-1. Curvas de pandeo e imperfecciones para pilares mixtos, según EC4:2004	229
Tabla 7-2. Cuadro comparativo de las diferentes normativas en relación con los materiales incluidos en el ámbito de aplicación de cada norma	274
Tabla 7-3. Esbeltez límite a nivel seccional y del elemento según las normativas de cálculo de estructuras mixtas vigentes	275
Tabla 7-4. Comparativa de la resistencia seccional según las diferentes normativas	276
Tabla 7-5. Resumen de las diferentes propuestas de rigidez a flexión, $EI$ , y factor de equivalencia a diagrama de momentos constantes, $C_m$ , recogidas en la normativa	277
Tabla 8-1. Resistencia plástica de la sección según la normativa de cálculo vigente para pilares mixtos	287

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Tabla 9-1. Rigidez a flexión de pilares mixtos de tipo CFT, recogidos en las diferentes normativas de referencia	319
Tabla 9-2. Comparación del método propuesto con los modelos recogidos en la normativa vigente. Perfiles de sección compacta y pared delgada	321
Tabla 9-3. Cálculo del factor de equivalencia a diagrama de momentos constante, $C_m$ . Análisis teórico	324
Tabla 9-4. Propuestas de $C_m$ de diferentes autores, siendo $C_m$ dependiente, únicamente, de la relación entre excentricidades	325
Tabla 9-5. Propuestas de $C_m$ de diferentes autores, siendo $C_m$ dependiente de la relación entre excentricidades, axil aplicado – axil crítico de Euler y esbeltez del elemento	326
Tabla 9-6. Comparativa de la media del error empleando el modelo del EC4 y las propuestas de EI con el $C_m$ de Austin[7] y el $C_m$ propuesto	330
Tabla 9-7. Comparativa de la media del error empleando el modelo del EC4 y las propuestas de EI con el $C_m$ de Austin[7] y el $C_m$ propuesto, clasificando los ensayos según la excentricidad aplicada	331

# GLOSARIO DE TÉRMINOS Y SÍMBOLOS

## ABREVIACIONES

ACI	American Concrete Institute
AIJ	Architectural Institute of Japan
AISC	American Institute of the Steel Construction
AS5100	Australian bridge design standard AS5100
BS5400	British bridge code BS5400
CCR	Concrete Contribution Ratio
CFT	Concrete Filled Tube
CIDECT	International Committee for the Development and Study of Tubular Structures
CM 90	Código Modelo de 1990
CM 2010	Código Modelo, borrador final, 2010
CSA	Canadian Standard Association
DBJ13-51	Normativa china de cálculo de estructuras mixtas, DBJ13 -51
DI	Ductility Index
EC2	Eurocódigo 2
EC3	Eurocódigo 3
EC4	Eurocódigo 4
EHE	Instrucción de Hormigón Estructural
ICT	Instituto de construcción tubular
LVDT	Transformador diferencial de variación lineal
NBR8800	Norma Brasileña de estructuras de acero y mixtas acero-hormigón
SI	Strength Index

## NOMENCLATURA

$A_a$	Área de acero del perfil tubular
$A_c$	Área de hormigón en el pilar mixto
$I_a$	Momento de inercia del perfil de acero
$I_c$	Momento de inercia del núcleo de hormigón
$W_{pa}$	Módulo plástico de la sección del perfil tubular de acero
$W_{pc}$	Módulo plástico del núcleo de hormigón
$E_a$	Módulo de elasticidad del acero empleado en el perfil tubular
$E_{cm}$	Módulo secante del hormigón definido en el EC2
$E_c$	Módulo de elasticidad secante del hormigón
$b$	Ancho del pilar
$h$	(Canto del pilar) Dimensión del pilar sobre la que se aplica la excentricidad
$t$	Espesor del perfil tubular de acero
$R_{ext}$	Radio exterior del perfil tubular de acero
$R_{int}$	Radio interior del perfil tubular de acero
$D$	Mayor dimensión de la sección
$d$	Menor dimensión de la sección
$L_p, L_o$	Longitud de pandeo del pilar
$e$	Excentricidad máxima aplicada sobre el elemento
$e_1$	Excentricidad de menor-igual magnitud, aplicada sobre un extremo del pilar. En los ensayos experimentales, excentricidad aplicada en el lado del carro móvil.
$e_2$	Excentricidad de mayor magnitud aplicada sobre el extremo del pilar. En los ensayos experimentales, excentricidad en el carro fijo.
$f_c$	Resistencia a compresión del hormigón, en Mpa, a 28 días de edad medida en probeta cilíndrica de 150 x 300 mm
$f_{cil}$	Resistencia a compresión del hormigón, en Mpa, a 28 días de edad medida en probeta cilíndrica de 100 x 200 mm
$f_{cu}$	Resistencia a compresión del hormigón, en Mpa, a 28 días de edad medida en probeta cúbica
$f_y$	Límite elástico del acero
$f_{ya}$	Límite elástico del perfil tubular de acero tras el proceso de fabricación
$f_{yb}$	Límite elástico del material base que conforma el perfil tubular
$f_u$	Carga última de rotura del acero
$F$	Carga aplicada sobre el espécimen a ensayar
(EI)	Rigidez a flexión del pilar
$N_{cr}$	Axil crítico según la teoría de Euler

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

$N_{plRd}$	Resistencia plástica de la sección
$M_{plRd}$	Resistencia plástica de la sección, a flexión
$N_d$	Axil de cálculo actuante
$C_m$	Factor de diagrama de momentos constante
$r$	Ratio entre las excentricidades aplicadas, $-1 \leq r \leq 1$

### SÍMBOLOS GRIEGOS

$\delta$	Contribución del acero según EC4
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa definida en el EC4
$\beta$	Factor de diagrama de momentos constante, según EC4 Ratio de aplicación de excentricidades, $-1 \leq \beta \leq 1$
$\kappa$	Curvatura de la sección
$\omega$	Cuantía mecánica de la sección
$\rho$	Cuantía geométrica de la sección
$\alpha$	Factor de imperfección según las Curvas de Pandeo Europeas
$\chi$	Factor reductor de pandeo según las curvas de Pandeo Europeas definidas en el EC3 y EC4
$\phi$	Curvatura de la sección
$\varepsilon_{L0}$	Deformación longitudinal de la sección media del pilar, en la cara inferior
$\varepsilon_{L90}$	Deformación longitudinal de la sección media del pilar, en la cara lateral
$\varepsilon_{L180}$	Deformación longitudinal de la sección media del pilar, en la cara superior
$\varepsilon_{T0}$	Deformación transversal de la sección media del pilar, en la cara inferior
$\varepsilon_{T90}$	Deformación transversal de la sección media del pilar, en la cara lateral
$\varepsilon_{T180}$	Deformación transversal de la sección media del pilar, en la cara superior

## Capítulo 1

---

# INTRODUCCIÓN y OBJETIVOS

En este capítulo se justifica la realización de la tesis doctoral, se exponen los objetivos a los que se pretende llegar y la finalidad del presente documento.

# 1.

## INTRODUCCIÓN y OBJETIVOS

### 1.1. INTRODUCCIÓN.

Los pilares mixtos son una combinación de columnas de hormigón y de acero que potencian las propiedades de ambos materiales. Los perfiles tubulares rellenos de hormigón son un claro ejemplo del beneficio que reporta esta unión: el perfil de acero constituye el encofrado del hormigón y lo mantiene confinado de forma permanente, evitando su disgregación al alcanzar la carga máxima. Así mismo, el núcleo de hormigón retrasa el pandeo local del tubo hueco de acero facilitando la plastificación del mismo y, le confiere una mayor capacidad frente al fuego.

Al margen del aumento de la capacidad resistente, la configuración de este pilar mixto le confiere una gran capacidad de absorción de energía, resultando idóneo para construcciones sismo resistentes. Todas estas ventajas: economía, rapidez de ejecución, ductilidad y alta capacidad resistente y frente al fuego, han favorecido que en los últimos años se haya construido gran número de edificios y pilas de puentes con estos soportes.

A raíz de la necesidad de conocer el comportamiento de este tipo de pilares, se han realizado multitud de ensayos experimentales que han dado lugar a la normativa vigente de cálculo de estructuras mixtas.

El problema surge por la rapidez de evolución de los materiales, especialmente del hormigón, que en los últimos años, gracias al desarrollo de nuevos y mejores aditivos, ha experimentado grandes avances. En la actualidad, es posible emplear hormigón de alta resistencia, autocompactable, con fibras, etc, desconociéndose el comportamiento al usarlos en este tipo de pilares. En particular, el hormigón de alta resistencia (HAR), con gran capacidad resistente a compresión que permite soportar grandes cargas con secciones reducidas, resulta muy interesante para edificios en altura o con sobrecargas de uso elevadas, por la diafanidad que se podría conseguir. Este material no se puede aprovechar a su máxima capacidad por el comportamiento que presenta al alcanzar su carga máxima: rotura frágil e inesperada. Este problema quedaría resuelto si se empleará el HAR en el interior

de un perfil hueco de acero que impidiera su disgregación llegado el momento de carga máxima, mejorando su ductilidad.

Por la relativa novedad de este tipo de material, su comportamiento en pilares mixtos no se ha estudiado en profundidad, siendo necesario su análisis para corroborar si resulta más beneficioso que el hormigón convencional.

Esta tesis doctoral ha sido posible gracias a la financiación por parte del Ministerio de Educación a través del proyecto *"Estudio numérico – experimental del pandeo de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón de alta resistencia"*, BIA 2005-255.

## 1.2. OBJETIVOS

Los objetivos generales que se persiguen en esta tesis son:

- a) Desarrollar un programa experimental que permita estudiar el comportamiento de pilares mixtos de tipo perfil tubular relleno de hormigón bajo los esfuerzos de compresión y flexo-compresión recta con diagrama de momentos de primer orden variable, tanto para hormigones convencionales como de alta resistencia.
- b) A partir del análisis y estudio de los ensayos experimentales proponer métodos simplificados de dimensionado, válidos para el proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón en estas condiciones.

Los objetivos concretos que se plantean en esta tesis se pueden sintetizar en los siguientes puntos:

1. Análisis del estado actual del conocimiento del tipo de pilar mixto a estudiar.
  - a) Estudio de los ensayos experimentales realizados y referenciados en la bibliografía.
  - b) Determinar las carencias existentes, es decir, posibles pilares en el ámbito de la construcción cuyo comportamiento no haya sido estudiado.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

---

- c) Ámbito de aplicación y limitaciones de los modelos existentes, tanto en la normativa como propuestos por otros autores.
2. 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.
3. Análisis experimental, en el que se pretende, de un lado, analizar el comportamiento hasta rotura de soportes tubulares rellenos de HAR y, por otro lado, comparar la influencia de estos hormigones de alta resistencia con el de los hormigones convencionales, todo ello en función de los siguientes parámetros: aspecto seccional, esbeltez del elemento, resistencia del hormigón, excentricidad aplicada y diagrama de momentos de primer orden no uniforme.
4. Verificación con la normativa vigente, para comprobar su validez en el rango de pilares ensayados.
5. Proponer nuevos modelos simplificados para el cálculo o comprobación de este tipo de pilares.

### 1.3. ESTRUCTURA DE LA TESIS

La presente tesis doctoral está formada por 11 capítulos, incluyendo la introducción, las conclusiones finales y las referencias bibliográficas.

En el capítulo 2 se presentan los tipos de pilares mixtos existentes, ventajas y desventajas de su uso y ejemplos de aplicación. Así mismo, se describen las características de los materiales empleados y la acción conjunta en el elemento.

En el capítulo 3 se realiza una extensa revisión de la bibliografía y se analiza el estado actual de conocimiento e investigación sobre el tema en cuestión.

El programa de investigación experimental que se desarrolla para esta tesis se detalla en el capítulo 4. En él se describe la campaña experimental, metodología de ensayo y medios disponibles para su ejecución.

Los principales resultados del programa experimental se reúnen y se analizan en el capítulo 5.

En el capítulo 6 se explica qué son los efectos de segundo orden y dónde son importantes y es necesario tenerlos en consideración. Así mismo, se realiza una recopilación del estado del conocimiento sobre los métodos existentes para tenerlos en cuenta a la hora de diseñar o comprobar pilares.

En el capítulo 7 se describen las principales normas técnicas de diversos países para el cálculo de pilares mixtos sometidos a compresión simple y flexo-compresión recta. Aparte de explicar los diferentes métodos de cálculo, se pretende señalar las diferencias más significativas.

En el capítulo 8, se realiza un análisis de los resultados experimentales comparándolos con la normativa vigente de cálculo de estructuras mixtas.

En el capítulo 9, se propone un método de cálculo para CFTs sometidos a flexo-compresión recta con diagrama de momentos de primer orden no constante, basado en el método simplificado de amplificación de momentos.

Las conclusiones finales, obtenidas a partir del estudio realizado en este trabajo, se recogen en el capítulo 10. Además, se presentan algunas sugerencias para realizar futuras líneas de investigación.

Por último, en el capítulo 11, se muestran las fuentes bibliográficas citadas a lo largo de esta tesis doctoral.

## Capítulo 2

---

# PILARES MIXTOS: ACERO – HORMIGÓN

En este capítulo se presentan los tipos de pilares mixtos existentes, ventajas y desventajas de su uso y ejemplos de aplicación. Así mismo, se describen las características de los materiales empleados y la acción conjunta en el elemento.

## 2.

### PILARES MIXTOS ACERO - HORMIGÓN

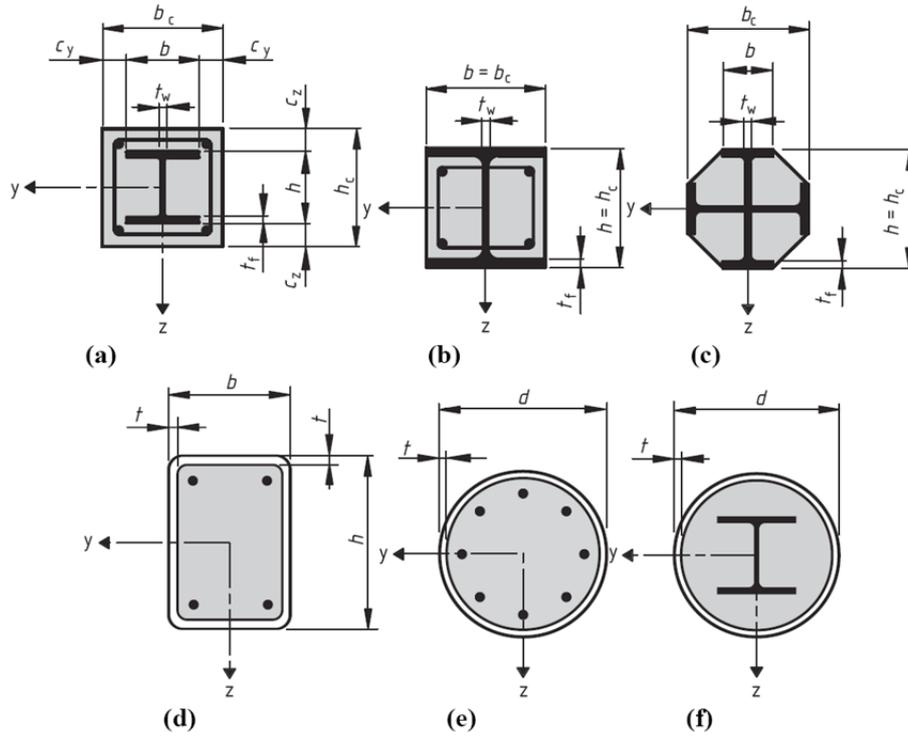
#### 2.1. INTRODUCCIÓN A LOS PILARES MIXTOS: TIPOS Y EJEMPLOS DE USO.

##### 2.1.1. Introducción.

Los pilares son elementos estructurales verticales sometidos, principalmente, a esfuerzos normales de compresión. A lo largo de la historia se han empleado diferentes materiales para su ejecución en función del nivel de desarrollo o conocimientos del momento, de las materias primas disponibles, del grado de solicitaciones, etc. Entre los diferentes materiales existentes, el hormigón y el acero se han impuesto a todos los demás, por motivos de disponibilidad, economía, rapidez de ejecución y capacidad resistente.

A mediados del siglo XX surgieron los primeros pilares mixtos: inicialmente perfiles metálicos recubiertos de hormigón de baja resistencia, para su protección frente a la corrosión y al fuego. Posteriormente, se diseñaron pilares en los que ambos materiales aportaban capacidad resistente, dando lugar a una nueva tipología de columnas.

Existen diferentes tipos de pilares mixtos, tal y como se muestra en la **Figura 2-1**. Esta tesis doctoral se centra en el estudio de los pilares tubulares de acero rellenos de hormigón, de sección rectangular y cuadrada (pilar **tipo d** de la **Figura 2-1**).



**Figura 2-1.** Diferentes tipos de columnas mixtas, Eurocódigo 4 : 2004 [59]  
 a) Perfil metálico recubierto totalmente por hormigón (ENCASED)  
 b) y c) Perfil metálico recubierto parcialmente por hormigón (PARTIALLY ENCASED)  
 d) y e) Perfil tubular metálico relleno de hormigón (CFT, Concrete Filled Tube)  
 f) Perfil metálico embebido en un CFT.

### 2.1.2. Ejemplos de uso de pilares mixtos tipo CFTs.

Los perfiles tubulares rellenos de hormigón se han empleado principalmente en pilas de puentes, y en edificios en altura, cuyos pilares en planta baja soportan grandes cargas.

A continuación se presentan algunas de las construcciones más significativas que se han ejecutado con este tipo de pilares mixtos. Se han elegido estos ejemplos por su singularidad y porque representan alguna de las propiedades y ventajas del tipo de pilar a estudio.

#### Edificio Commerzbank, Frankfurt

La torre de Commerzbank es un rascacielos que se encuentra en el centro de la ciudad de Frankfurt. Se terminó de construir en 1997, tras tres años de construcción, y fue hasta 2005 el edificio más alto de Europa. Cuenta con 259 metros de altura, 56 plantas y más de 120.000 m<sup>2</sup> de espacio para las oficinas centrales del banco que da nombre al edificio. Los pilares del edificio se ejecutaron con perfiles de acero de sección triangular rellenos de hormigón.



**Figura 2-2.** Torre Commerzbank: edificio más alto de Europa hasta 2005, construido con pilares mixtos de tipo perfil tubular de sección triangular rellenos de hormigón. Hanswille [93].

**Millennium Tower, Viena**

La “Millennium tower” es un complejo de oficinas y centros comerciales que se eleva en las orillas del Danubio a través del centro histórico de Viena. Consta de 171 metros de altura y 50 plantas, albergando 47200 m<sup>2</sup>. La singularidad del edificio reside en el tiempo de ejecución: un promedio de 2.5 plantas por semana.

La estructura del edificio es híbrida: un núcleo central de hormigón armado y dos círculos concéntricos formados por pilares mixtos de tipo perfil tubular circular relleno. En este caso se empleó armadura en el interior, así como perfiles embebidos dentro del perfil tubular.



**Figura 2-3.** Torre del Milenio, Viena (Austria). Aspecto y final y fase de construcción. De Nardin [46].

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

**Fleet Place House, Londres.**

Edificio de oficinas, de ocho alturas, en zona céntrica de Londres. Se trata de un edificio histórico rehabilitado en el año 2000. La solución estructural adoptada fue emplear perfiles tubulares, de acero S355J2H, rellenos de hormigón de resistencia 40 – 60 MPa.

Los pilares se sitúan en las fachadas frontal y trasera, dejando el espacio interior totalmente diáfano. Para mantener la estética, todos los pilares cuentan con el mismo diámetro exterior y se ha variado el espesor del tubo: primera planta 323.9 mm x 30 mm, segunda a quinta planta 323.9 mm x 16 mm y últimas plantas 323.9 mm x 12.5 mm. En total cada planta cuenta con 1000 m<sup>2</sup> diáfanos para su uso como oficinas y local comercial en la planta baja.



**Figura 2-4.** Edificio Fleet Place House, Londres año 2000. Vista de la fachada principal con los pilares mixtos integrados en el conjunto arquitectónico y vista interior del edificio. Corus Guide [43].

**Bloque de apartamentos Montevetro, Londres**

Edificio de uso residencial de alto standing, situado a orillas del río Támesis, con 20 plantas y 25000 m<sup>2</sup>. Los pilares mixtos de acero rellenos de hormigón se encuentran en la fachada principal del edificio. Su elección se debió a la necesidad de utilizar elementos muy esbeltos capaces de soportar cargas elevadas y ocupar el menor área posible para no perder las vistas que ofrece el emplazamiento y la altura del edificio.

Los pilares circulares empleados son de acero S355J2H con dimensiones desde 244.5 mm x 16 mm a 244.5 mm x 20 mm. En primera planta se optó por un diámetro mayor, 355.6 mm x 16 mm.



**Figura 2-5.** Apartamento Montevetro en Londres. Vista panorámica desde una de las estancias, posible gracias a la integración de los pilares tipo CFT en fachada. Corus Guide [43].

### Puente sobre el río Gantse en China

El uso de perfiles tubulares rellenos de hormigón no es exclusivo de pilares en edificios en altura. Recientemente se están aprovechando sus propiedades en la construcción de puentes y, concretamente en China, es donde más se ha extendido: recientemente se han construido más de 100 puentes sobre el río Gantse, empleando, generalmente, perfiles tubulares circulares por su excelente comportamiento frente a la acción del viento.

La popularidad del sistema se debe a que el perfil metálico es capaz de soportar las acciones de montaje por sí mismo, sin necesidad de cimbra, lo que reduce drásticamente los costes y plazos de ejecución. Una vez hormigonado, el sistema resiste las acciones de servicio para el que ha sido diseñado.



**Figura 2-6** . Vista de un puente sobre el río Gantse cuyos arcos son CFTs.  
Zhao et al. [206]

## 2.2. VENTAJAS E INCONVENIENTES DEL USO DE CFTs

Los perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón ofrecen una serie de ventajas en comparación con el uso independiente de perfiles de acero y pilares de hormigón. Entre las diferentes ventajas destacan las siguientes:

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

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- c) El coste por unidad de resistencia es mucho menor que el de una columna de acero, dado que el hormigón es más económico. Por otro lado, también es menor que el de una columna de hormigón armado porque, para el mismo coste, la resistencia de la columna es mayor.
- 4. Las uniones resultan sencillas y se pueden estandarizar, sobre todo en el caso de perfiles rectangulares: se pueden aplicar soluciones constructivas propias de las estructuras metálicas.
- 5. Empleo de Hormigón de Alta Resistencia. Con el hormigón de alta resistencia (HAR) 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.
- 6. Desde el punto de vista arquitectónico los CFTs resultan del agrado de los diseñadores por su mayor esbeltez, que favorece el área útil de cada planta (mayor diafanidad), mejorando la visibilidad y el aprovechamiento del espacio disponible.
- 7. El comportamiento frente al fuego de un pilar relleno de hormigón es especial: al combinar materiales con conductividades térmicas muy diferentes, se produce un comportamiento con transitorios de calentamiento acusados y fuertes diferencias de temperatura a través de la sección transversal. A causa de estos diferenciales, los pilares mixtos rellenos de hormigón y armadura, pueden calcularse para que tengan una resistencia al fuego de hasta 120 minutos, ó más, sin protección externa. Los pilares metálicos sin protección externan alcanzan difícilmente los 30 minutos de resistencia frente al fuego.

Entre los inconvenientes cabe citar:

1. Interacción acero-hormigón: Se debe asegurar el comportamiento conjunto del acero y el hormigón, obligando a una transferencia de tensiones importante en la interfaz del núcleo con el tubo. Se pueden utilizar conectores en el interior de los tubos aunque supone un aumento en el coste.
2. Al trabajar con secciones más pequeñas, y por tanto elementos de mayor esbeltez, los efectos de segundo orden son mayores, siendo necesario proponer nuevos métodos de dimensionado y comprobación.
3. Normativa de aplicación vigente:
  - a) Existen varios métodos de cálculo para columnas mixtas en los diferentes países como Japón, Estados Unidos, Australia Canadá o Europa, pero no son equiparables entre ellos ya que se basan en hipótesis iniciales diferentes. Sería necesaria una homogeneización y estandarización de los diferentes métodos a nivel internacional.
  - b) La normativa actual no contempla el uso de hormigones de resistencia superior a 50 – 70 MPa en probeta cilíndrica de 150 x 300 mm, ni de acero cuyo límite elástico supere los 460 MPa. Resulta imprescindible el estudio del comportamiento de este tipo de pilares con estos materiales, dado que su uso va en aumento por las cualidades y beneficios que reportan.
4. Empleo de Hormigón de Alta Resistencia: se consigue un aumento en la resistencia a compresión (no tanto a tracción). Sin embargo el material es menos dúctil que un hormigón normal lo que dificulta la redistribución de tensiones y por tanto la tensión de cortadura en la interfaz es menos uniforme. Cuando el hormigón es de alta resistencia existe un conocimiento limitado de aspectos como: propiedades combinadas con el acero, modos de fallo, adherencia, confinamiento, retracción o resistencia al fuego.

## 2.3. ACCIÓN COMPUESTA

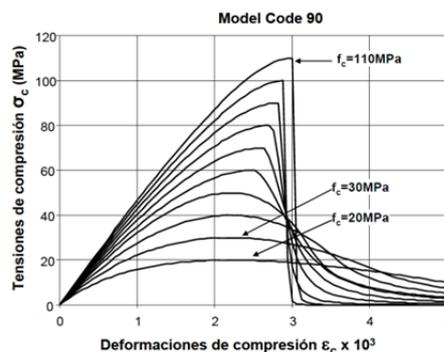
El comportamiento mecánico de un elemento mixto se fundamenta tanto en el comportamiento de cada uno de sus materiales por separado, (con sus curvas de tensión-deformación) como en la interacción entre estos, lo que da lugar a unas propiedades combinadas.

La forma de la sección, las dimensiones del elemento y la resistencia de cada uno de los materiales, así como sus efectos característicos (retracción y fluencia en el caso del hormigón, tensiones residuales en el caso del acero), hacen que el modo de fallo sea uno u otro. Así mismo, influyen otros aspectos derivados de la acción conjunta de ambos elementos como por ejemplo el confinamiento, la adherencia, o el pandeo local, que hacen que la respuesta de los CFTs frente a acciones externas, sea diferente en unos casos o en otros.

### 2.3.1. Comportamiento de los materiales.

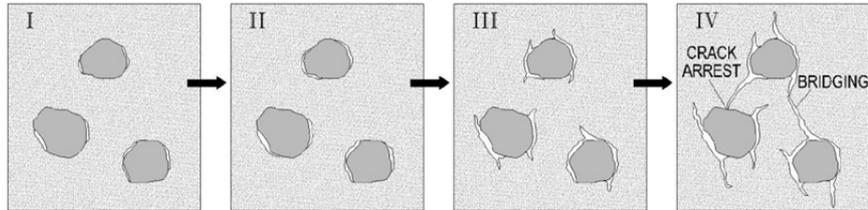
#### 2.3.1.1. Hormigón.

El hormigón es un material altamente heterogéneo formado por una mezcla macroscópica de cemento, áridos (en un rango de formas y tamaños determinado) y agua, principalmente. Además puede contener una serie de aditivos y adiciones 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. La figura siguiente muestra las curvas típicas del hormigón en compresión, en función de su resistencia a compresión.



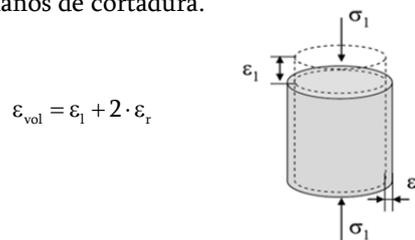
**Figura 2-7.** Curva de tensión-deformación de varias clases de hormigón. Johansson [99]

La alta no linealidad de esta curva es el resultado de un mecanismo de fallo que se produce en el interior, **Figura 2-8**.



**Figura 2-8.** Evolución del proceso de fallo del hormigón. Johansson [99].

- I) Inicialmente la matriz de pasta de cemento con inclusiones de áridos tiene una serie de microgrietas alrededor de los áridos ocasionadas por la expansión térmica y la retracción, pero son estables.
- II) Con el aumento de la carga de compresión los áridos actúan como concentradores de tensiones por tener un módulo elástico más elevado. 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, pero todavía de una forma estable.
- III) Con un 80-90% de la resistencia máxima las grietas comienzan a propagarse en la matriz, principalmente en paralelo o con poca inclinación respecto a la línea de acción de la carga y se unen algunas grietas.
- IV) Debido a la apertura de grietas la deformación lateral es más rápida, acelerando el proceso. La máxima resistencia se consigue en el momento en el que la deformación volumétrica vale cero. A partir de ahí las grietas son inestables y se propagan con facilidad de forma descontrolada por planos de cortadura.



**Figura 2-9.** Deformación volumétrica del hormigón.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

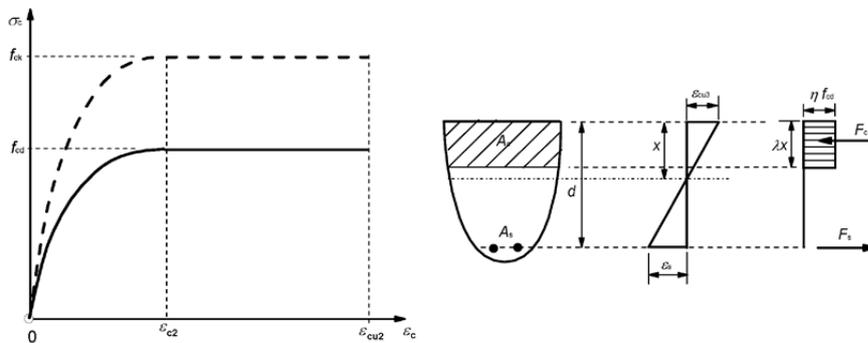
---

El hormigón de alta resistencia es un material más homogéneo, con menos diferencia en el tamaño de los áridos. Como indica su nombre, tiene una resistencia mayor, pero una vez alcanzada la carga máxima las grietas son más inestables que en el hormigón normal, dado que no encuentran oposición en el camino que van abriendo (producen la rotura de los áridos), fallando de una forma frágil y en ocasiones explosiva.

### Resistencia del hormigón

Para el cálculo de elementos de hormigón armado, tanto el EC2 [56] como la EHE08 [50], adoptan en el diagrama parábola rectángulo el tramo horizontal con el valor  $f_{ck}$ , independientemente de la resistencia del hormigón. En el caso del diagrama rectangular sí que se aplica un coeficiente menor que la unidad para el caso de  $f_{ck} > 50$  MPa. Dicho factor,  $\eta$ , se calcula según la expresión:

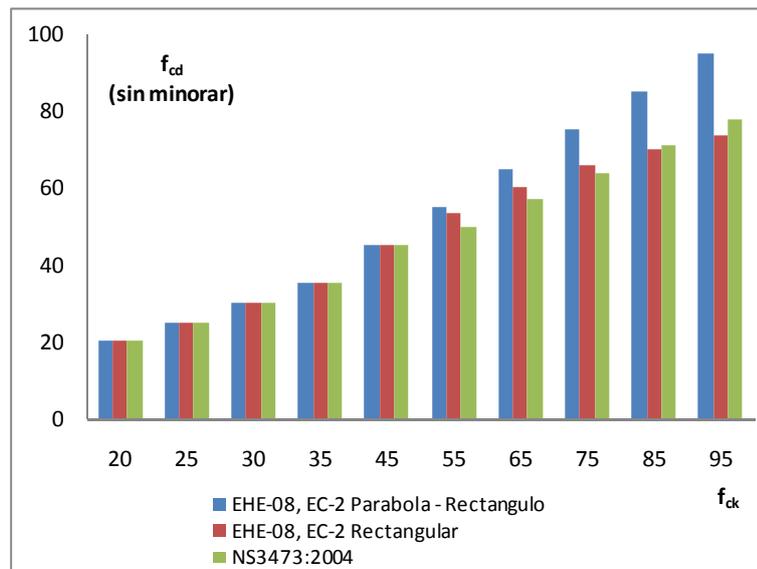
$$\eta = \begin{cases} 1.00 & \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200} & \text{si } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.1)$$



**Figura 2-10.** Diagramas tensión–deformación para el hormigón, según EC2 [56]  
Parábola - rectángulo y diagrama rectangular,

Según Calavera [20],[21] se debería aplicar una reducción al valor de  $f_{ck}$  para hormigones de resistencia superior a 50 MPa, en base a campañas experimentales efectuadas en INTEMAC que refuerzan esa afirmación.

La Norma Noruega de hormigón, NS 3473:2004 [142], aplica una reducción del 14 % al pasar de H50 a H100. Destacar el hecho de que esta norma, en lo referente a hormigón de alta resistencia, se basa en los estudios realizados en los años 80 en Noruega para la ejecución de plantas petrolíferas cuyas pilas se ejecutaron con hormigón de resistencia superior a 50 MPa.



**Figura 2-11.** Resistencia de cálculo, sin minorar, del hormigón a compresión, según diferentes normas.

El hormigón de alta resistencia presenta un comportamiento frágil cerca de su carga última, de ahí que no sea recomendable emplear para el cálculo toda la capacidad resistente del material, recomendándose su reducción. Este problema se soluciona, en parte, confinando adecuadamente el hormigón, para evitar o retrasar la rotura brusca del mismo, dotando al sistema de mayor ductilidad.

El confinamiento se puede aplicar de diversas formas: armadura longitudinal y transversal de acero, laminados de carbono, presillas de acero o perfiles tubulares de acero, que envuelven toda la sección de hormigón.

### 2.3.1.2. ACERO

El acero es un material homogéneo que se conoce desde la antigüedad y que desde principios del siglo XX se emplea en estructuras de edificios de todo tipo: puentes, pasarelas, grúas, silos, etc.

Entre sus características destaca su magnífica relación resistencia/volumen, fiabilidad, capacidad de adaptarse a gran variedad de formas, estandarización de los productos, garantía de calidad y control en fabricación, rapidez de montaje, gran variedad de formas de ejecución de uniones, etc.

Entre sus inconvenientes se encuentra la baja resistencia al fuego y problemas de corrosión en ambientes agresivos.

Los productos de acero pueden adoptar formas diferentes y una de ellas son los perfiles tubulares. Este tipo de perfiles, más costosos de fabricar que otro tipo de perfil, permite obtener soluciones globales más económicas, debido a la multitud de posibles dimensiones que pueden adoptar (Wardenier [196], [197]).

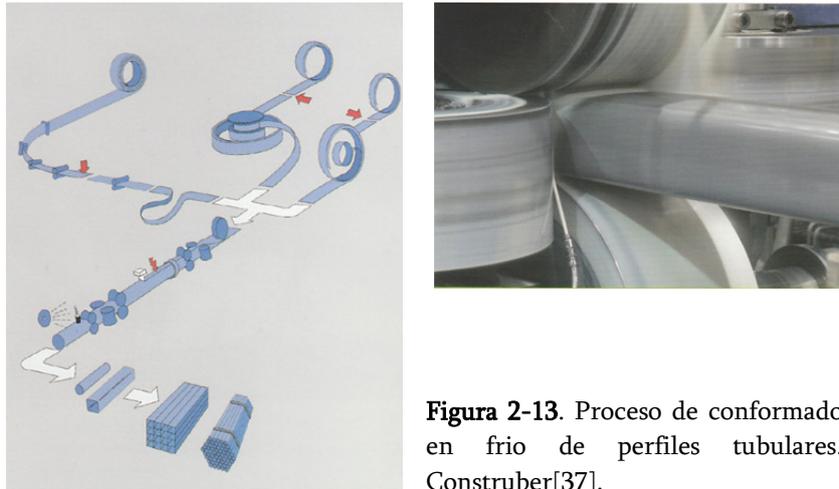
En función del sistema de fabricación del perfil tubular hueco se pueden establecer tres categorías:

- a) Perfiles conformados en caliente: Los perfiles se obtienen por extrusión de un bloque base, que se encuentra en un rango de temperaturas que oscila entre 800 y 1200 °C. Los perfiles realizados con esta técnica no requieren de soldadura. Este proceso está regulado por la UNE-EN 10210 [181], [182].



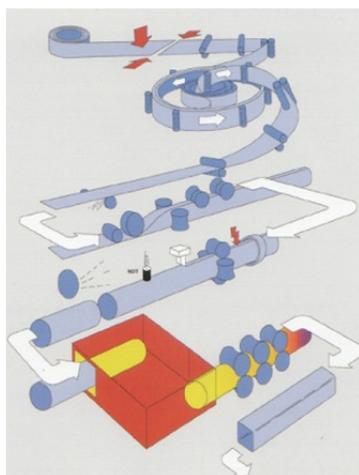
**Figura 2-12.** Proceso de conformado en caliente de perfiles tubulares. Construber[37].

- b) Perfiles conformados en frío: El perfil se obtiene mediante un proceso de doblado de una chapa metálica y su posterior soldadura longitudinal. El conformado se realiza a temperatura ambiente. Este proceso está regulado por la UNE-EN 10219 [183], [184].



**Figura 2-13.** Proceso de conformado en frío de perfiles tubulares. Construber[37].

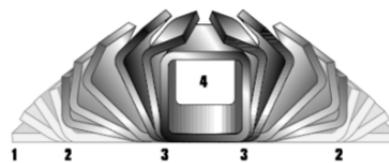
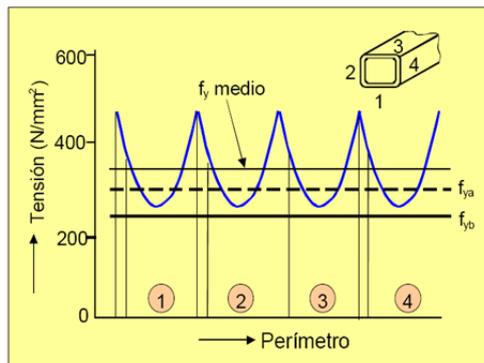
- c) Perfiles acabados en caliente: proceso donde el conformado de los perfiles se realiza en frío pero posteriormente se le aplica un tratamiento térmico para aliviar tensiones y tener, desde el punto de vista metalúrgico, un perfil conformado en caliente. Este proceso está regulado por la UNE-EN 10210 [181], [182].



**Figura 2-14.** Proceso de fabricación de perfiles tubulares de acero conformados en frío con posterior tratamiento de alivio de tensiones para obtener un perfil con las características mecánicas propias de un perfil conformado en caliente.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

El proceso de fabricación de los tubos, conformados en frío, modifica las propiedades del material base, haciendo que el límite elástico del acero sea diferente según la cara o esquina que se estudie.



**Figura 2-15.** Proceso de conformado de perfiles tubulares. Propiedades según la zona de la sección para un perfil 100.100.4. Wardenier [196], [197]

El Eurocódigo 4 [59] no considera en el cálculo de pilares mixtos la modificación que produce el proceso de conformado en el límite elástico del acero, empleando el límite elástico del material base. En cambio, otras normativas de cálculo de elementos de acero sí que consideran este efecto. A continuación se recogen dos de los modelos hallados en la bibliografía.

**Eurocódigo 3 [57]**

El Eurocódigo 3 [57], EC3 en adelante, en el apartado 1 – 3, Perfiles de acero conformados en frío, aporta una expresión para corregir el efecto de este proceso de fabricación en el material base. El límite elástico medio, tras el conformado en frío,  $f_{ya}$ , sería:

$$f_{ya} = f_{yb} + \frac{k \cdot n \cdot t^2}{A_a} \cdot (f_u - f_{yb}) \quad (3.1)$$

donde

- $f_{yb}$  límite elástico del material base, en MPa
- $f_u$  tensión última de rotura del material base, en MPa
- $A_a$  sección de acero, en  $\text{mm}^2$
- $k$  coeficiente que tiene en cuenta el proceso de fabricación,  $k=7$
- $n$  número de ángulos de  $90^\circ$
- $t$  espesor de la sección, en mm

**Norma brasileña NBR 14762:2001 [139]**

La norma brasileña para el cálculo de estructuras metálicas a base de perfiles conformados en frío, NBR 14762:2001 [139], incluye un método para considerar el aumento de resistencia del material por el proceso de conformado. La recomendación que efectúa es emplear en los cálculos un valor modificado de la resistencia,  $f_{ya}$ , en lugar del límite elástico del material base,  $f_{yf}$ .

$$f_{ya} = C \cdot f_{yc} + (1 - C) \cdot f_{yf} \quad (3.2.a)$$

siendo

- $f_{ya}$  resistencia modificada del material
- $C$  relación entre el área de las partes conformadas y área total de la sección.

$$C = \frac{A_{acd}}{A_c} \quad (3.2.b)$$

$A_a$  área del perfil de acero

$A_{ad}$  área de las partes conformadas. Para perfiles tubulares rectangulares,  $A_{acd} = \pi \cdot R_{ext}^2 - \pi \cdot R_{int}^2$

- $f_{yf}$  resistencia media del material base
- $f_{yc}$  resistencia a tracción de las partes conformadas

$$f_{yc} = \frac{B_c \cdot f_{yf}}{\left(\frac{R_{int}}{t}\right)^m} \quad (3.2.c)$$

donde

$$B_c = 3.69 \cdot \left(\frac{f_{yf}}{f_u}\right) - 0.819 \cdot \left(\frac{f_{yf}}{f_u}\right)^2 - 1.79 \quad (3.2.d)$$

$$m = 0.192 \cdot \left(\frac{f_{yf}}{f_u}\right) - 0.068 \quad (3.2.e)$$

- $f_u$  resistencia última del acero base
- $R_{int}$  radio interno de la sección tubular
- $t$  espesor del perfil tubular de acero

Esta expresión es válida para:

$$\frac{f_u}{f_{yf}} \geq 1.2, \frac{R_{int}}{t} \leq 7, \text{Ángulo de conformado menor de } 120^\circ, \alpha \leq 120^\circ$$

### 2.3.2. Interacción acero – hormigón

El comportamiento del pilar mixto tipo CFT no se explica únicamente con la suma de ambos materiales, sino que ambos se complementan y amplifican sus propiedades.

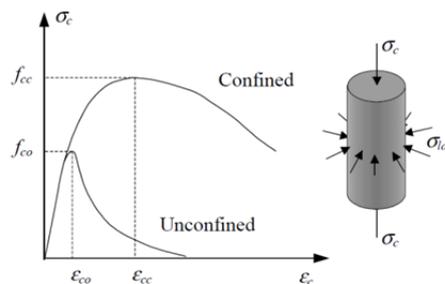
#### 2.3.2.1. Confinamiento

Se entiende por hormigón confinado el que tiene parcialmente coartada la expansión en las direcciones ortogonales a la directriz de la pieza comprimida.

Se distinguen dos tipos de confinamiento: confinamiento activo y confinamiento pasivo.

##### 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.



**Figura 2-16.** Mejora de la respuesta del hormigón por aumento de la presión de confinamiento. Confinamiento activo. Johansson [99]

**Confinamiento pasivo**

El confinamiento pasivo es el que le aporta el perfil de acero al núcleo de hormigón. Este confinamiento depende de la deformación lateral, tanto del acero, como del hormigón. Cuanto mayor es la deformación longitudinal, mayor es la transversal por el efecto de Poisson y, mayor será la presión lateral ejercida sobre el hormigón. Por tanto, el confinamiento pasivo depende del nivel de carga axial al que esté sometido el pilar.

El confinamiento pasivo depende de diversos factores como son:

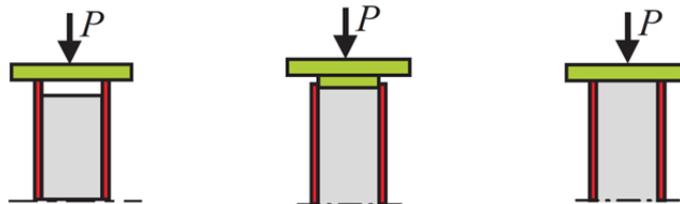
- a) Materiales empleados. El hormigón de alta resistencia (HAR), al poseer menor capacidad de deformación lateral, presenta a priori un confinamiento menor.
- b) Forma de la sección. El confinamiento pasivo es más efectivo en secciones circulares que en rectangulares o cuadradas, dado que la superficie del perfil tubular circular siempre es perpendicular a la superficie de hormigón, no así en las esquinas de los rectangulares.
- c) Esbeltez del elemento confinado. A mayor esbeltez del elemento, los efectos de segundo orden también son mayores, resultando menos eficaz el tubo de acero al confinar el núcleo de hormigón, puesto que la deformación de la sección crítica se producirá por flexo-compresión y no por compresión pura, reduciéndose la deformación del núcleo.
- d) Excentricidad aplicada. Al aumentar la excentricidad aplicada implica mayor flexión y por tanto menor zona comprimida, con lo que la deformación transversal de la sección crítica será menor, al igual que el confinamiento.
- e) Relación entre excentricidades en los extremos. Cuando las excentricidades en los extremos son iguales (diagrama de momentos de primer orden constante), el confinamiento pasivo es mínimo, puesto que los efectos de segundo orden son mayores. Si las excentricidades son diferentes, la sección crítica se comprimirá más y su deformación transversal aumentará, favoreciendo el confinamiento pasivo.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

f) Aplicación de la carga. A los CFTs se le puede aplicar la carga de tres formas diferentes, que afectan de forma significativa en el confinamiento pasivo. Aplicación de la carga sobre:

- *Únicamente sobre el perfil de acero: no se produce ningún tipo de confinamiento.* Si la carga se aplica únicamente sobre el perfil de acero, no existe confinamiento alguno, y experimentalmente se ha demostrado que la capacidad del pilar es similar a la proporcionada por un perfil tubular vacío, Bergmann [10].
- *El núcleo de hormigón: Confinamiento pasivo constante.* Este confinamiento se produce cuando la carga se aplica únicamente sobre el hormigón. La carga axial comprime el núcleo de hormigón expandiéndose de forma transversal. Esta deformación la contiene el perfil de acero, retrasando el fallo del hormigón por tracciones excesivas en su periferia.
- *Toda la sección, acero y hormigón: Confinamiento pasivo no constante.* El proceso de confinamiento progresivo con el nivel de carga es: inicialmente el coeficiente de Poisson del hormigón es menor que el del tubo de acero y por tanto el tubo no ejerce presión sobre el hormigón. A medida que las deformaciones longitudinales aumentan, la expansión lateral del hormigón también lo hace y en mayor medida que el acero. Una vez el núcleo de hormigón alcanza al perfil metálico, se produce el confinamiento pasivo en el pilar.

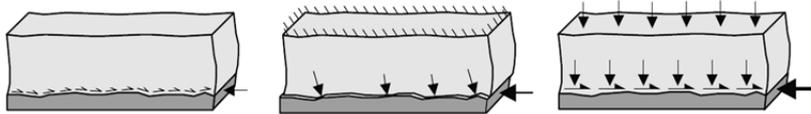


**Figura 2-17.** Aplicación de la carga, de izquierda a derecha: Únicamente al perfil de acero, al núcleo de hormigón, a toda la sección.

### 2.3.2.2. Adherencia

La demanda de transferencia de esfuerzos entre el núcleo de hormigón y el tubo de acero es mayor en zonas de discontinuidad geométrica. En ausencia de elementos conectores esta demanda debe ser cubierta por los mecanismos de adherencia, **Figura 2-18**:

- Adherencia por reacción química en la interfaz, por la capilaridad durante el proceso de hidratación.
- Microinterferencia debida a la rugosidad
- Fricción por la presión normal de las superficies, y
- Macrointerferencia por el efecto de la curvatura del elemento. Resultando en la compatibilidad de deformaciones.



**Figura 2-18.** Mecanismos de adherencia. Johansson [99].

### 2.3.2.3. Ductilidad

La ductilidad de un pilar se define como la capacidad para deformarse plásticamente sin producirse el colapso. Esta característica es deseable para los elementos de construcción, dado que en caso de superarse la capacidad portante, la rotura no sería frágil (súbita) sino que sería progresiva y por tanto aporta mayor seguridad.

La ductilidad de los materiales se ve reducida con el aumento de la capacidad resistente de los mismos y por sus características mecánicas: el acero es un material dúctil, mientras que el hormigón es todo lo contrario, frágil.

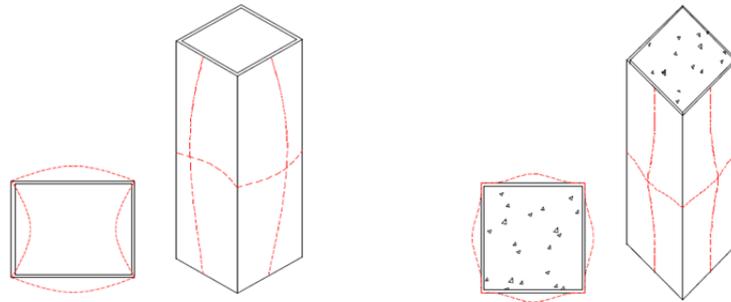
Los CFTs presentan una ductilidad muy elevada en comparación con pilares convencionales de hormigón armado, debido al efecto de confinamiento que le proporciona el perfil de acero, que impide la caída brusca de resistencia al alcanzar la carga última. A su vez esta configuración también es más dúctil que la de un perfil tubular de acero vacío, puesto que éste pandea localmente antes de alcanzar el límite plástico del material.<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Esto ocurre para secciones tipo 3 y 4, no así para secciones tipo 1 ó 2. Ver el punto siguiente.

#### 2.3.2.4. Pandeo local.

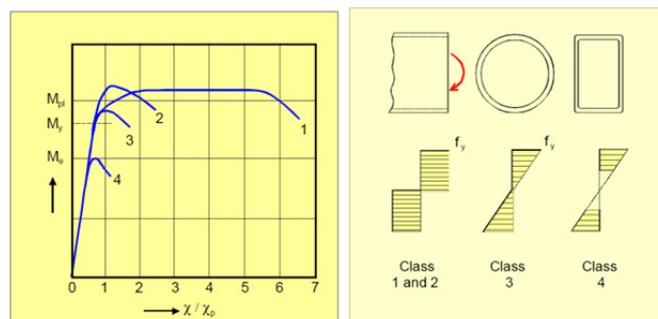
Un perfil tubular vacío sometido a cargas de compresión puede colapsar antes de alcanzar el límite elástico, por efecto del pandeo local de alguna de sus caras. La inestabilidad se muestra como una abolladura hacia el interior del tubo, tal y como se muestra en la **Figura 2-19**.

En el caso de secciones mixtas formadas por perfiles tubulares reellenos, el núcleo de hormigón imposibilita el pandeo del tubo hacia el interior retrasando el pandeo local de la sección.



**Figura 2-19.** Pandeo local en el caso de pilares vacíos y reellenos. De Nardin [46].

Esto se traduce en un mejor aprovechamiento de las propiedades del acero, puesto que en muchos casos se consigue alcanzar la plastificación del mismo. Las normas de diseño, capítulo 7, fijan unos valores mínimos de la sección para evitar el pandeo local. Esos valores se han calculado para conseguir que la sección se comporte como clase 2, **Figura 2-20**.



**Figura 2-20.** Clasificación de secciones según el Eurocódigo 3 [57] en función de la capacidad de la sección para alcanzar el límite plástico.

### 2.3.2.5. Resistencia al fuego

Los perfiles tubulares estructurales sin protección tienen una resistencia inherente al fuego de entre 15 a 30 minutos. Se ha asumido tradicionalmente que los elementos estructurales de acero sin protección fallan cuando alcanzan temperaturas de, aproximadamente 450 a 550°C. Sin embargo, la temperatura a la que un elemento de acero alcanza su estado límite último depende de la solidez (masividad) de la sección y del nivel real de carga actuante. Si el nivel de carga de servicio de una columna es menor del 50% de su resistencia, la temperatura crítica aumenta a más de 650°C, lo que significa un incremento en el tiempo de rotura de más del 20%.

Cuando es necesario que los perfiles tubulares de acero resistan al fuego durante periodos de tiempo más largos, se deben tomar medidas adicionales para retrasar el aumento en la temperatura del acero.

- a) Aislamiento o protección externa de los perfiles tubulares de acero
- b) Refrigeración por agua
- c) Perfil de acero relleno con hormigón.

Rellenar los perfiles tubulares con hormigón es una forma sencilla e interesante de mejorar la resistencia al fuego. La temperatura en la pared exterior de acero sin protección aumenta rápidamente. Sin embargo, mientras dicha zona va perdiendo gradualmente resistencia y rigidez, la carga se transfiere al núcleo de hormigón.

Aparte de su función estructural, el perfil tubular también actúa como un escudo contra la radiación para el núcleo de hormigón. Esto, combinado con una capa de vapor entre el acero y el núcleo de hormigón, conduce a un menor aumento de temperatura en el núcleo si se compara con estructuras de hormigón armado.

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.

## Capítulo 3

---

### ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se realiza una extensa revisión de la bibliografía existente y se analiza el estado actual de conocimiento e investigación sobre el tema en cuestión.

# 3.

## ESTADO DEL ARTE

### 3.1. INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se describen los trabajos e investigaciones más importantes que se han realizado sobre pilares mixtos de tipo perfil tubular de acero relleno de hormigón, sometidos a cargas axiales, con y sin excentricidad. La organización de los estudios se realiza de forma cronológica, atendiendo a las variables o factores que intervienen en cada trabajo y los objetivos que se han estudiado.

Puesto que se pretende plantear una campaña experimental para estudiar aquellos casos que hasta la fecha no han sido ensayados (diferentes materiales, secciones, esbelteces, aplicación de la carga, etc) se confecciona una base de datos que recoge toda la información de los ensayos experimentales que se encuentran en la bibliografía. A partir de los ensayos de la bibliografía se evaluará el efecto de cada una de las variables que intervienen en el comportamiento de los pilares mixtos y el nivel de estudio al que ha sido sometida. El objetivo es encontrar qué casos no han sido estudiados (siempre que sean casos factibles, es decir, configuraciones que cuenten con aplicación práctica) y plantearlos en la campaña experimental.

### 3.2. ORÍGENES DE LOS PILARES MIXTOS

Los pilares mixtos, acero-hormigón, surgieron por la necesidad de proteger los perfiles de acero frente a acciones externas como puede ser el fuego o la corrosión. Con este objetivo se revistieron elementos metálicos con hormigón de baja resistencia, dado que su función era únicamente protectora, no estructural. La siguiente evolución consistió en aprovechar la capacidad resistente del hormigón para soportar cargas a compresión, dando lugar a los primeros pilares mixtos de tipo ENCASED (revestidos) y PARTIALLY ENCASED (parcialmente revestidos).

Los primeros perfiles tubulares rellenos de hormigón surgieron a mediados del siglo XIX, y se configuraron a partir de secciones de hormigón contenidas por angulares en las esquinas y platabandas que cerraban la sección. En esta configuración, el acero no está protegido totalmente de la acción de la corrosión y del fuego, pero se consigue incrementar la capacidad resistente del hormigón por el efecto de confinamiento que le confería el acero. A su vez, se aumenta la resistencia frente al fuego del conjunto, puesto que el hormigón reduce la superficie expuesta del acero y éste confina al hormigón retrasando su colapso.



**Figura 3-1.** Pilares de hormigón empresillados: perfiles angulares en las esquinas y platabandas.

Estas tipologías de pilares emergentes, estaban fuera del ámbito de aplicación de la normativa existente y no había modelos que predijeran el comportamiento de los mismos frente a solicitaciones externas. Ante la falta de conocimiento y la necesidad de empleo de este tipo de pilares, se llevaron a cabo ensayos experimentales sobre los propios elementos que iban a ser utilizados en los diferentes proyectos y se obtuvieron expresiones particulares para cada tipo de pilar empleado, fijando las bases para el resto de investigaciones que han desarrollado la normativa actual.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

---

### **3.3. ESTUDIOS REALIZADOS SOBRE PILARES FORMADOS POR PERFILES RECTANGULARES/CUADRADOS DE ACERO RELLENOS DE HORMIGÓN.**

#### **3.3.1. Descripción de los estudios más destacados.**

La primera investigación de la que se tiene constancia del estudio de pilares mixtos sometidos a flexo-tracción la realizó Furlong en 1967 [64], ensayando perfiles de acero revestidos de hormigón.

A continuación Knowles y Park en 1969 [105] y Neogi, Sen y Chapman [140] realizaron un amplio programa experimental en las instalaciones del Imperial College (Londres), que sirvieron como base para la norma británica, British Standard 5400 de 1979 [14].

Estos primeros estudios teóricos y experimentales, unidos a otros ensayos que se llevaron a cabo, generaron expresiones para el dimensionado y comprobación que se incluyeron en normas como la ACI de 1970 y la BS5400 de 1979 [14]. Las investigaciones posteriores perseguían el objetivo de validar estos modelos así como proponer mejoras y simplificaciones de los mismos.

En esta línea, en 1989, Shakir-Khalil [155] realizó una serie de estudios para ampliar y mejorar la BS5400-5 [14] destinada al cálculo de pilares mixtos sometidos a flexo-compresión. Los resultados aportaron algunos análisis interesantes: se constató que las deformaciones axiales de los materiales tienen un comportamiento lineal hasta un punto muy próximo a la capacidad resistente del elemento (96 % carga última).

En 1990 Shakir-Khalil [156] muestra de forma experimental la influencia del núcleo de hormigón en la capacidad resistente. Los parámetros que se variaron en los ensayos fueron: resistencia de los materiales, esbeltez del pilar, plano de flexión y excentricidad de la fuerza aplicada. En relación con el perfil tubular de acero vacío, las ganancias de resistencia se situaron en torno al 45%. Otra conclusión importante fue la fuerte influencia que tiene la excentricidad aplicada y el plano en el que se aplique: para flexión en torno al eje de menor inercia se obtienen ganancias del 45% y sobre el eje de mayor inercia en torno al 25%. Esta ganancia de resistencia es mayor para excentricidades menores (mayor superficie de hormigón comprimida).

El mismo autor, en los artículos [156], [157] y [158], estudia la validez de la BS5400 parte 5 [14] para pilares esbeltos flexo-comprimidos respecto al eje de menor inercia. Los ensayos experimentales realizados demuestran que la carga última alcanzada se encuentra en torno al 84-92 % de la prevista por el modelo de la norma inglesa, constatando la necesidad de revisarla. A su vez se realizaron ensayos sobre pilares flexo-comprimidos respecto al eje de mayor inercia y se comprobó que el modelo es conservador entre un 20 y un 66%, siendo el modelo más preciso cuanto más compacto (menos esbelto) es el pilar.

Mención especial merece el estudio realizado por Cederwall, Engstron y Grauers (1990) [25] sobre el comportamiento de pilares sometidos a cargas centradas y excéntricas. Realizaron ensayos experimentales sobre elementos biarticulados, con hormigón de alta resistencia (50-100 MPa) siendo el primer estudio con este tipo de material, de esbeltez elevada y cortos. Se ensayó para la misma configuración (sección, hormigón, tipo de carga, etc) un elemento esbelto y otro compacto, midiéndose así la influencia de la esbeltez en el comportamiento del pilar. Del estudio se obtuvieron las conclusiones siguientes:

- a) Al representar gráficamente el momento aplicado frente al desplazamiento transversal del pilar en la sección media, se aprecian dos cambios importantes en la rigidez. El primero de ellos corresponde a la carga máxima alcanzada: en ese momento el acero plastifica por compresión, desarrollando toda su capacidad dado que no se produce pandeo local por la presencia del hormigón en su interior. El segundo cambio de rigidez corresponde al agotamiento del acero en la zona más traccionada.
- b) Para secciones iguales cuya única diferencia es la resistencia del hormigón en el interior, se aprecia una mayor ductilidad a mayor resistencia del hormigón. Los autores afirman que cuando la carga máxima se alcanza, apenas se aprovecha el 30% de la capacidad del hormigón, y por tanto, el pilar puede mantener la carga aplicada a pesar de producirse desplazamientos excesivos. La ganancia de ductilidad debido al aumento de la resistencia del hormigón se aprecia en pilares muy esbeltos sometidos a excentricidades importantes.
- c) El estudio comparativo de cuatro secciones rellenas de hormigón, muestra que pilares con perfiles tubulares de mayor espesor poseen mayor rigidez y capacidad resistente, pero menor ductilidad.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- d) Se estudió el efecto de confinamiento del pilar de acero sobre el hormigón, concluyéndose que es mínimo para pilares esbeltos.
- e) Se efectuaron ensayos de pilares con armadura en su interior, constatándose un aumento en la capacidad resistente y en la ductilidad del sistema.
- f) La aplicación de la carga fue centrada y excéntrica (20 mm y 10 mm), apreciándose una disminución de la capacidad resistente del pilar con el aumento de la excentricidad. En cambio, la ductilidad del mismo aumenta con la excentricidad de la carga.

Matsui et al. [124], 1995, realizó un estudio teórico-experimental sobre pilares mixtos esbeltos de secciones cuadradas y circulares sometidos a flexo-compresión. La variación de excentricidades y esbelteces de los pilares confirma la pérdida de capacidad portante con forme aumenta la excentricidad y la esbeltez.

A mediados de la década de los noventa se produce un cambio importante en las variables a estudio de los ensayos, dado que empiezan a realizarse multitud de campañas experimentales con materiales de alta resistencia, tanto de acero como de hormigón.

En 1996 Uy y Patil [187] presentan ensayos sobre pilares mixtos rellenos de hormigón, empleando acero de alta resistencia. Sus estudios pretenden determinar la capacidad resistente y la ductilidad de pilares cortos sometidos a flexo-compresión, y evaluar la aportación y la influencia de emplear acero de alta resistencia.

Wang y Moore (1997) [194] alegando la complejidad de las normas específicas de estructuras mixtas, Eurocódigo 4 [58] y BS5400-5 [14], proponen modificaciones a la norma BS5950 (estructuras metálicas) [16] para poder emplearla para pilares mixtos. El modelo propuesto se ajusta mejor a los ensayos obtenidos de forma experimental. Destacar el hecho que estos autores efectuaron los únicos ensayos recogidos en la bibliografía con cargas excéntricas de diferente valor y sentido en los extremos del pilar.

Uy (1998) [188] presentó un estudio para determinar la capacidad resistente, estabilidad y medida de ductilidad de los pilares mixtos rellenos, incorporando en su modelo la presencia de tensiones residuales en el acero y la no linealidad del

hormigón. En sus estudios contempló acero y hormigón de alta resistencia. Entre los resultados obtenidos destaca la influencia del acero de alta resistencia en el aumento de la capacidad portante del pilar, pero la reducción de la ductilidad del mismo.

El conjunto de trabajos publicados por Zhang y Shahrooz [202], [203] en 1999, muestra el interés por ampliar las normas ACI 318 y AISC-LRFD para que se puedan emplear en el cálculo de pilares mixtos formados con materiales de alta resistencia. Basándose en los datos experimentales de otros autores, se propuso cambiar el comportamiento del acero, permitiéndose su plastificación total.

Wang [195] (1999) presentó ensayos experimentales con pilares mixtos, esbeltos, materiales de resistencia convencional sujetos a excentricidades de igual signo en sus extremos. Su objetivo era demostrar la aplicabilidad del Eurocódigo 4 [58] y BS5400 [14] por resultar conservadores.

Uy (2000) [189] presentó un trabajo muy ambicioso que incluía ensayos experimentales y análisis numéricos de pilares compactos sometidos a cargas de compresión simple, flexión pura y flexocompresión. Estudió la influencia del pandeo local, empleando chapas de acero con una relación (b/t) superior a los límites propuestos por la normativa. Basándose en el concepto de área efectiva propuso un modelo para considerar el pandeo local, en función de la relación (b/t) y del tipo de carga.

Han (2002) [85] realizó una campaña experimental sobre pilares compactos sometidos a carga centrada variando diferentes parámetros como son el tipo de hormigón empleado, incluyendo hormigón de alta resistencia, y la sección de especímenes. Comparó los resultados experimentales con diferentes normas para el cálculo de elementos mixtos concluyendo que el Eurocódigo 4 [58] y el AISC de 1999 [4] resultaban conservadores para los casos analizados.

Este mismo autor, Han (2003) [86], presentó un trabajo experimental sobre elementos esbeltos sometidos a carga excéntrica (igual excentricidades en los extremos) y empleando hormigón de resistencia convencional (23 MPa). Comparó los resultados con el modelo propuesto por el Eurocódigo 4 [17], el AISC 1999 [1] y el AIJ 2001 [2], validándolos pues se encontraban del lado de la seguridad, aunque el Eurocódigo 4 [58] desaprovechaba parte de la capacidad de esta tipología.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Liu en 2004 [113], presenta un trabajo experimental sobre elementos esbeltos rellenos de hormigón de alta resistencia y sometidos a carga excéntrica de igual valor y sentido en sus extremos. El principal objetivo de sus ensayos es comprobar la normativa vigente (cuyos límites de aplicación son excedidos pues no contempla el uso de hormigón de 70 – 80 MPa) para este tipo de pilares. Del análisis realizado se comprobó que las normas americanas, ACI [1] y AISC [4], resultan inseguras y que el Eurocódigo 4 [58] se ajusta muy bien a los resultados obtenidos.

En 2007, Leon, Kim y Hajjar [109], [110], [111] presentaron un extenso trabajo que tenía como objetivo actualizar el AISC de 1999 [4], fijándose como metas:

- a) Ampliar el rango de aplicación de la norma, incluyendo materiales de alta resistencia, acero y hormigón.
- b) Ajustar diferentes límites de aplicación de la normativa, en concreto el ratio de contribución del acero y la relación seccional para evitar el pandeo local.
- c) Mejorar el diagrama de interacción de la sección para aproximarse al comportamiento real de pilares sometidos a flexo-compresión.

Para ello confeccionaron una base de datos de ensayos experimentales incluyendo pilares mixtos de todo tipo: embebidos total y parcialmente, perfiles tubulares rellenos. Esta base sirvió para comparar diferentes modelos y proponer uno que finalmente adoptó el AISC 2005 [5].

A parte de los trabajos experimentales comentados, en la bibliografía destacan trabajos orientados a la aplicación práctica de pilares mixtos de tipo CFT. Destacar en este sentido las guías publicadas por CIDECT (International Committee for the Development and Study of Tubular Structures) dirigidas a ingenieros y arquitectos para el cálculo y ejecución de soportes CFTs: Monografía número 1 [32], número 5 [33] [34], Wardenier [196], [197].

Así mismo, existen diferentes estados del arte que recogen, de forma amplia y detallada, los ensayos experimentales y modelos numéricos para CFTs: Shams y Saadeghvaziri (1997) [160], Shanmugam y Lakshmi (2001) [161], Liew (2000) [153], Leon et al. (2005) [109] y Gourley et al. (2008) [80].

Destacar el trabajo desarrollado en Japón por el Building Research Institute [141] para ampliar los conocimientos sobre estructuras mixtas y poder emplearlos en la construcción antisísmica del país.

Para finalizar, destacar, en 2010, el libro de Zhao et al. [206] por ser el documento más reciente y actualizado y contener, no sólo el estado del arte actual, sino algunas de las normas más importantes, su comparativa mediante ejemplos, e investigaciones, presentes y futuras, que se están llevando a cabo en diferentes países.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

**3.3.2. Resumen de los estudios experimentales, sobre pilares rectangulares o cuadrados, recogidos en la bibliografía.**

**3.3.2.1. Estudios experimentales en pilares sometidos a carga centrada**

- $f_c, f_y$  Resistencia del hormigón y del acero medidos en los ensayos  
 $D$  dimensión máxima de la sección.  $D = \max(b, h)$   
 $d$  dimensión mínima de la sección.  $d = \min(b, h)$   
 $t$  espesor del perfil tubular de acero  
 $\delta$  contribución del acero.  $\delta = \frac{A_a \cdot f_y}{A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_c}$   
 $L$  Longitud de pandeo del pilar

Referencia	Nº Ensayos	Rangos					
		$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\delta$	$\frac{D}{t}$	$\frac{L}{d}$	$\frac{D}{d}$
Chapman & Neogi, 1966 [140]	2	32.60	258.00	0.58 0.78	11.87 26.13	3.55	1.00
Furlong, 1967 [64]	5	23.46 44.84	331.13 484.97	0.56 0.65	26.46 47.62	7.20 9.00	1.00
Knowles & Park, 1969 [105]	6	34.08 46.77	324.23	0.58 0.66	22.56 22.90	3.33 22.66	1.00
Janss, 1974 [98]	12	26.20 31.91	370.82 445.67	0.40 0.66	32.25 74.05	3.96 4.25	1.00
Bridge, 1976 [13]	1	30.60	290.00	0.68	19.97	15.26	1.00
Zhang, 1984 [77]	50	25.40 38.00	192.40 294.90	0.18 0.72	12.66 132.67	3.96 4.07	1.00
Shakir-khalil & Zeguiche, 1989 [155]	2	36.82	386.30	0.71	24.00	2.50 40.13	1.50
Grauers et al., 1990 [25]	13	39.00 103.00	300.00 439.00	0.39 0.76	15.00 24.00	4.17 25.00	1.00
Shakir-khalil & Mouli, 1990 [156]	14	35.70 40.50	340.00 362.50	0.61 0.70	23.98 29.98	1.00 32.10	1.50

**Tabla 3-1.** Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga centrada. Tabla 1 de 5.

Referencia	Nº Exp.	Rangos					
		$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\delta$	$\frac{D}{t}$	$\frac{L}{d}$	$\frac{D}{d}$
Ge & Usami, 1992 [77]	4	25.64 36.16	266.00	0.30 0.51	43.56 73.11	3.00 3.02	1.00
Lu & Kennedy, 1992 [77]	4	43.60 47.20	377.00 432.00	0.52 0.73	16.92 34.40	1.97	1.00
Bergmann, 1994 [10]	4	92.40	397.00 426.00	0.34 0.40	28.57 36.62	3.85 22.22	1.00
Baba et al., 1995 [77]	36	25.39 84.99	261.46 833.35	0.16 0.89	18.43 74.07	1.49 1.51	1.00
Inai & Sakino, 1996 [77]	48	25.40 91.10	262.00 835.00	0.16 0.86	18.55 73.74	3.00	1.00
Matsui et al., 1997 [124] [125]	6	40.91	438.51	0.57	35.12	4.00 30.05	1.00
Song & Known, 1997 [77]	3	30.15	313.89	0.37 0.52	41.67 74.32	2.93 2.96	1.00
Uy, 1997 [187], [188]	2	32.00 50.00	300.00	0.38	42.00 62.00	2.86 2.90	1.00
Lin, 1998 [77]	12	22.49 35.25	246.28 249.04	0.12 0.39	71.20 281.07	3.20 5.33	1.00 1.33
Lu et al., 1998 [77]	6	24.00 36.80	227.00	0.30 0.51	40.00 60.00	3.00	1.00
Nakahara & Sakino, 1998 [152]	4	119.00	310.00 781.00	0.14 0.47	31.30 64.72	3.00	1.00
Schneider, 1998 [152]	11	23.80 30.49	311.82 430.47	0.55 0.81	17.04 50.85	4.80 8.00	1.00 2.00
Yang & Seo, 1998 [77]	6	18.01 45.05	342.17 387.01	0.42 0.79	25.10 45.29	3.00	1.00
Varma, 2000 [192]	4	110.00	259.00 660.00	0.22 0.39	34.27 52.59	4.00	1.00
Han, 2000 [83]	28	8.52 29.30	321.10 330.10	0.57 0.88	20.48 36.46	3.00 21.67	1.00
Zhang & Zhou, 2000 [77]	36	32.40	239.80 403.40	0.43 0.74	20.00 50.00	4.00	1.00
Chung et al., 2001 [77]	6	94.00	443.00	0.34	39.06	4.00 30.00	1.00
Han et al., 2001 [84]	20	19.10 71.49	321.10 330.10	0.35 0.76	20.34 36.84	3.00	1.00

**Tabla 3-2.** Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga centrada. Tabla 2 de 5.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

Referencia	Nº Exp.	Rango					
		$f_e$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\delta$	$\frac{D}{t}$	$\frac{L}{d}$	$\frac{D}{d}$
Han et al., 2003 [86], [87]	28	6.30 42.62	321.00 330.00	0.48 0.91	20.48 36.46	3.00 18.52	1.00
Kang et al., 2001 [77]	9	24.77 30.35	318.02 364.25	0.32 0.81	16.67 93.73	3.00	1.00
Uy, 2001 [190]	11	28.01 50.00	784.20	0.67 0.85	21.98 41.98	1.43 2.73	1.00
Ye & Zaili, 2001 [77]	45	44.90 58.60	255.10 347.30	0.23 0.62	20.26 80.95	2.82 4.03	1.00 1.38
Campione & Scibilia, 2002 [22]	2	8.06	338.00	0.82 0.84	33.33 40.00	3.33 4.00	1.00
Han, 2002 [85]	24	57.93	194.00 228.00	0.25 0.47	21.05 52.45	3.00 5.25	1.00 1.75
Huang et al., 2002 [95]	3	27.15 31.15	265.80 341.70	0.25 0.51	40.00 150.00	3.00	1.00
Kang et al., 2002 [77]	8	46.70 54.22	277.32 364.93	0.40 0.67	17.28 43.30	3.00	1.00
Lee et al., 2002 [77]	27	55.40	354.59 374.59	0.40 0.56	23.41 43.30	3.66 11.45	1.00
Seo et al., 2002 [77]	10	61.33 68.92	435.99 453.24	0.39 0.43	42.05 42.14	3.99 24.01	1.00
Seo & Chung, 2002 [77]	6	96.03	451.86	0.34	39.05	2.40 30.00	1.00
Uy, 2002 [190]	4	52.00 79.00	400.00 450.00	0.51 0.63	21.33 24.58	23.62 27.22	1.00
Varma et al., 2002 [192]	8	110.00	269.00 660.00	0.23 0.40	34.27 52.59	4.98	1.00
Han & Yao, 2003 [86]	23	15.84	340.10	0.45 0.69	49.06 135.85	6.00 18.00	1.00 2.00
Han & Yang, 2003 [87]	4	28.86	293.50	0.56 0.64	34.13 40.96	6.67 10.00	1.25 2.00
Hossain, 2003 [103]	9	21.00 24.00	275.00 375.00	0.33 0.73	31.25 93.75	6.00 24.00	1.00 2.00
Liu et al., 2003 [112]	21	60.80 72.10	550.00	0.43 0.64	24.00 47.89	2.97 6.07	1.00 2.00
Ghannam et al., 2004 [96]	12	27.81	240.00 366.00	0.42 0.69	28.00 50.00	15.00 25.00	1.00 2.00

**Tabla 3-3.** Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga centrada. Tabla 3 de 5.

Referencia	Nº Exp.	Rango					
		$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\delta$	$\frac{D}{t}$	$\frac{L}{d}$	$\frac{D}{d}$
Han et al., 2004 [90]	2	28.86	293.50	0.57	34.13	6.00	1.00
Han & Yao, 2004 [89]	11	57.00	303.50	0.25	66.67	3.00 11.55	1.00
Lam & Williams, 2004 [77]	11	24.64 79.12	289.00 400.00	0.44 0.90	10.49 24.39	2.97 3.02	1.00
Sakino, 2004 [152]	48	9.68 85.67	262.00 835.00	0.17 0.96	18.39 73.97	3.00	1.00
Uy & Mursi, 2004 [132]	4	20.34	761.00	0.75 0.89	22.00 52.00	3.38 3.91	1.00
Han et al., 2005 [91]	24	58.74 83.16	282.00 404.00	0.12 0.50	30.00 133.69	3.00	1.00
Liu, 2005 [115]	22	60.00 89.00	495.58	0.41 0.55	26.50 47.50	3.00 6.00	1.00 2.00
Liu & Gho, 2005 [114]	26	55.00 106.00	300.00 495.00	0.31 0.57	20.69 47.50	3.00 6.00	1.00 2.00
Tao et al., 2005 [167]	2	50.10 54.80	234.30	0.16 0.26	51.60 100.00	3.00	1.00
Zhang et al., 2005 [204]	50	54.08 75.95	255.10 347.30	0.22 0.57	20.26 57.33	3.00 4.85	1.00 1.62
Cai & He, 2006 [19]	4	53.78	292.48 387.98	0.26 0.54	25.00 75.00	5.00	1.00
Guo & Lanhui, 2006 [77]	6	32.90 41.80	279.90	0.33 0.42	41.19 71.76	2.97 3.01	1.00
Han, 2006 [92]	5	40.26 48.05	344.40	0.37 0.41	51.02	11.55	1.00
Liu, 2006 [116]	22	60.00 89.00	495.00	0.41 0.55	26.50 47.50	3.00 6.00	1.00 2.00
Nassem Baig, 2006 [135]	2	27.59	250.00	0.43 0.53	34.95 50.26	5.97 8.58	1.00
De Nardin & Debs, 2007 [46]	4	30.50 39.98	247.10 357.50	0.42 0.58	23.81 66.67	8.00 12.00	1.00 2.00
Guo, 2007 [82]	12	38.50	279.90	0.18 0.38	50.03 131.17	2.98 3.01	1.00
Lee, 2007 [108]	27	58.80	347.60 366.80	0.38 0.53	23.44 43.48	3.88 11.91	1.00

**Tabla 3-4.** Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga centrada. Tabla 4 de 5.

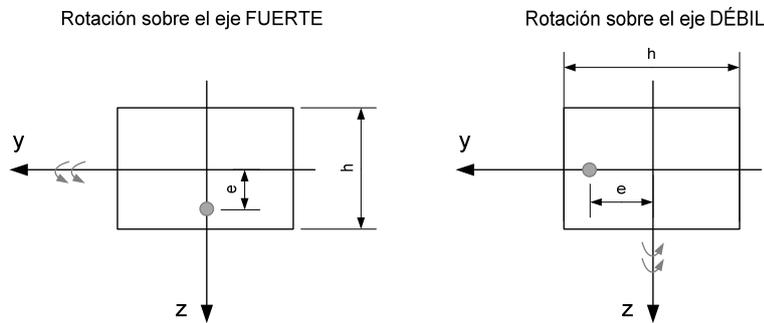
Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

Referencia	Nº Exp.	Rango					
		$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\delta$	$\frac{D}{t}$	$\frac{L}{d}$	$\frac{D}{d}$
Lue et al., 2007 [121]	22	29.00 84.00	379.80	0.43 0.68	33.33	18.55	1.50
Mouli, 2007 [131]	4	37.70	346.00 350.00	0.63 0.69	24.00 30.00	1.00 2.50	1.50
Tao et al., 2007 [168]	8	56.77 66.88	270.00 342.00	0.16 0.22	76.00 100.00	3.00 5.95	1.00
Yu et al., 2007 [200]	10	122.10	404.00	0.21	52.63	3.00 30.00	1.00
Lee, 2009 [77]	6	36.00 40.00	440.00	0.62 0.80	15.00 30.00	3.33 18.27	1.00
Tao et al., 2009 [169]	2	18.63 48.05	338.00	0.22 0.43	100.00	3.00	1.00
Chen, 2010 [27]	6	54.09	392.00 413.00	0.30 0.41	50.00 101.01	2.67 4.02	1.00 2.00
Chitawadagi, 2010 [28]	27	34.19 55.07	250.00	0.38 0.66	18.87 50.00	12.50 40.00	1.50 2.00
Liu, 2010 [116]	5	42.40 59.40	254.00 263.00	0.15 0.27	50.00 100.00	3.00	1.00

**Tabla 3-5.** Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga centrada. Tabla 5 de 5.

**3.3.2.2. Estudios experimentales en pilares rectangulares sometidos a carga excéntrica,  $r = 1.00$**

- r      relación entre las excentricidades aplicadas en los extremos  
 $r = \frac{e_1}{e_2}$ , con  $|e_2| \geq |e_1|$  y  $e_2$  tomada como positiva.
- e      excentricidad aplicada
- h      dimensión en la que se aplica la carga
- Eje    Eje de rotación del momento aplicado: Fuerte (F) ó Débil (D)



Referencia	Nº Exp.	Rango							
		$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\delta$	$\frac{D}{t}$	$\frac{L}{d}$	$\frac{D}{d}$	$\frac{e}{h}$	Eje
Furlong, 1967 [64]	16	23.46 44.84	331.13 484.97	0.56 0.65	26.46 47.62	7.20 9.00	1.00	0.13 4.58	F
Knowles & Park, 1969 [105]	4	41.39	324.23	0.61	22.90	10.67 18.66	1.00	0.10 0.33	F
Bridge, 1976 [13]	3	30.20 35.00	254.00 291.00	0.58 0.68	19.97 23.09	10.66 20.32	1.00	0.19 0.43	F
Shakir-Khalil & Zeguiche, 1989 [155]	4	32.43 36.82	343.30 386.30	0.69 0.74	24.00	36.75 40.13	1.50	0.20 0.50	2 F 2 D
Grauers et al., 1990 [25]	11	39.00 103.00	300.00 439.00	0.39 0.76	15.00 24.00	25.00	1.00	0.08 0.17	F
Shakir-Khalil & Mouli, 1990 [156]	1	35.70	357.50	0.70	23.98	36.75	1.50	0.10	D

**Tabla 3-6.** Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga excéntrica, con  $r = 1.00$ . Tabla 1 de 3.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Referencia	Nº Exp.	Rango							
		$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\delta$	$\frac{D}{t}$	$\frac{L}{d}$	$\frac{D}{d}$	$\frac{e}{h}$	Eje
Zuo, 1992 [77]	16	32.40 42.60	242.00 320.00	0.38 0.67	17.76 50.00	1.07 17.07	1.00	0.01 0.50	F
Baba et al., 1995 [77]	32	25.39 80.16	261.46 833.35	0.22 0.85	18.51 74.19	2.09 3.00	1.00	0.02 0.31	F
Matsui et al., 1997 [124] [125]	17	40.91	438.51	0.57	35.12	4.00 30.05	1.00	0.17 0.84	F
Uy, 1997 [187], [188]	6	32.00 50.00	300.00	0.38	42.00 62.00	2.86 2.90	1.00	0.16 0.45	F
Nakahara & Sakino, 2000 [152]	21	25.40 80.30	262.00 618.00	0.22 0.76	22.80 73.74	3.00	1.00	0.19 1.42	F
Han et al., 2001 [84]	21	16.77 42.62	321.00 330.00	0.48 0.75	20.48 36.46	11.11 18.52	1.00	0.11 0.43	F
Uy, 2001 [190]	7	30.01 32.01	784.20	0.72 0.85	21.98 41.96	1.43 2.73	1.00	0.12 0.31	F
Seo & Chung, 2002 [77]	11	96.03	451.86	0.34	39.05	4.00 30.00	1.00	0.16 0.49	F
Han & Yao, 2003 [86]	12	15.84	340.10	0.61	73.58	6.00 18.00	1.50	0.07 0.16	F
Mursi, 2003 [132]	3	65.00	269.00	0.24 0.34	34.67 54.67	17.07 26.92	1.00	0.10 0.12	F
Fujimoto et al., 2004 [63]	21	9.79 71.33	262.00 618.00	0.24 0.89	22.64 73.74	2.25 5.06	1.00	0.19 1.43	F
Han & Yao, 2004 [89]	5	57.00	303.50	0.25	66.67	11.55	1.00	0.15	F
Hardika & Gardner, 2004 [77]	12	44.43 99.13	378.04 411.85	0.45 0.64	22.57 45.92	8.87	1.00	0.05 0.18	F
Liu, 2004 [113]	12	60.80 72.10	550.00	0.48 0.64	28.71 47.85	5.80 28.88	1.00 2.00	0.20 0.75	4F 8D
Uy & Mursi, 2004 [133]	4	20.34	761.00	0.75 0.89	22.00 52.00	10.83 19.76	1.00	0.09 0.10	F
Han, 2006 [92]	10	40.26 48.05	344.40	0.37 0.41	51.02	11.55	1.00	0.13 0.27	F
Liu, 2006 [116]	20	60.00	495.00	0.53 0.55	30.00 45.00	3.00 26.00	1.00 2.00	0.12 0.60	8F 12D

**Tabla 3-7.** Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga excéntrica, con  $r = 1.00$ . Tabla 2 de 3.

Referencia	Nº Exp.	Rango							
		$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\delta$	$\frac{D}{t}$	$\frac{L}{d}$	$\frac{D}{d}$	$\frac{e}{h}$	Eje
Lee, 2007 [108]	81	58.80	347.60 366.80	0.38 0.53	23.44 4.48	3.88 11.91	1.00	0.05 0.15	F
Tao et al., 2007 [164], [165]	4	56.77	270.00	0.20	80.00	5.95	1.00	0.15 0.30	F
Zhang & Guo, 2007 [198]	26	91.88	316.60 319.30	0.22 0.33	30.61 69.45	7.19 20.91	1.00 1.61	0.01 0.41	F
Yu et al., 2008 [193]	4	122.10	404.00	0.21	52.63	15.00	1.00	0.15 0.30	F

**Tabla 3-8.** Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga excéntrica, con  $r = 1.00$ . Tabla 3 de 3.

### 3.3.2.3. Estudios experimentales en pilares rectangulares sometidos a carga excéntrica, $r \neq 1.00$

Referencia	Nº Exp.	$f_c$ MPa	$f_y$ MPa	$\delta$	$\frac{D}{t}$	$\frac{L}{d}$	$\frac{e}{h}$	Eje	r
Wang, 1999 [195]	4	50.01	370.0 0	0.70	19.03	40.00 50.00	0.69 0.46	2F 2D	-1.00 0.00

**Tabla 3-9.** Resumen de estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga excéntrica, con  $r \neq 1.00$ .

### 3.3.2.4. Estudios experimentales en pilares sometidos a carga esviada<sup>1</sup>

Referencia	Nº Exp.	$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\delta$	$\frac{D}{t}$	$\frac{L}{d}$	$\frac{D}{d}$
Bridge, 1976 [13]	4	32.10 37.80	313.00 319.00	0.66 0.69	19.97	10.66 15.26	1.00
Shakir-Khalil Zeguiche, 1989 [155]	6	35.73 37.92	343.30 384.70	0.68 0.71	24.00	2.50 48.88	1.50
Shakir-Khalil Mouli, 1990 [156]	7	36.00 40.50	340.00 362.50	0.61 0.70	23.98 29.98	32.10 40.13	1.50
Wang, 1999 [195]	4	50.01	370.00	0.70	19.05	50.00	1.50
Tokgoz, 2010 [178]	8	51.48 56.24	290.00	0.48 0.70	12.00 25.00	12.50 20.83	1.00

**Tabla 3-10.** Estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga esviada.

<sup>1</sup> En cada eje, la relación de excentricidades,  $r$ , es igual a la unidad.

### 3.4. ANÁLISIS LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES RECOGIDOS EN LA BIBLIOGRAFÍA

Partiendo de los trabajos realizados por Shams y Saadeghvaziri [160], Leon et al. [109], Gourley et al. [80] y Goode [77], se ha realizado una base de datos que contiene ensayos experimentales sobre perfiles de acero tubulares, rectangulares y cuadrados, rellenos de hormigón, sometidos a una carga axial monótona. La base de datos, compuesta por 1424 especímenes, contiene elementos compactos, esbeltos, rellenos de hormigón de alta resistencia, de resistencia convencional, acero de diferentes grados de resistencia, elementos sometidos a carga centrada, a carga excéntrica que provoca simple y doble curvatura y carga esviada. En el **Anejo A** se recogen todos los ensayos, indicándose el año de publicación, el autor/es, características geométricas del pilar, materiales empleados, excentricidades y axil último.

A continuación se analizan los ensayos recogidos en la base de datos para determinar qué características de los CFTs no se han estudiado en profundidad. Para ello se estudian los ensayos en función de las variables más significativas: geometría del pilar, tanto a nivel seccional como del elemento, materiales empleados y, aplicación de la carga.

#### 3.4.1. Clasificación de los ensayos en función de la aplicación de la carga y esbeltez

Una primera clasificación de la base de datos ha sido en función de la aplicación de la carga y de la longitud de los pilares (esbeltez geométrica).

En función de la esbeltez geométrica, la clasificación realizada ha sido<sup>2</sup>:

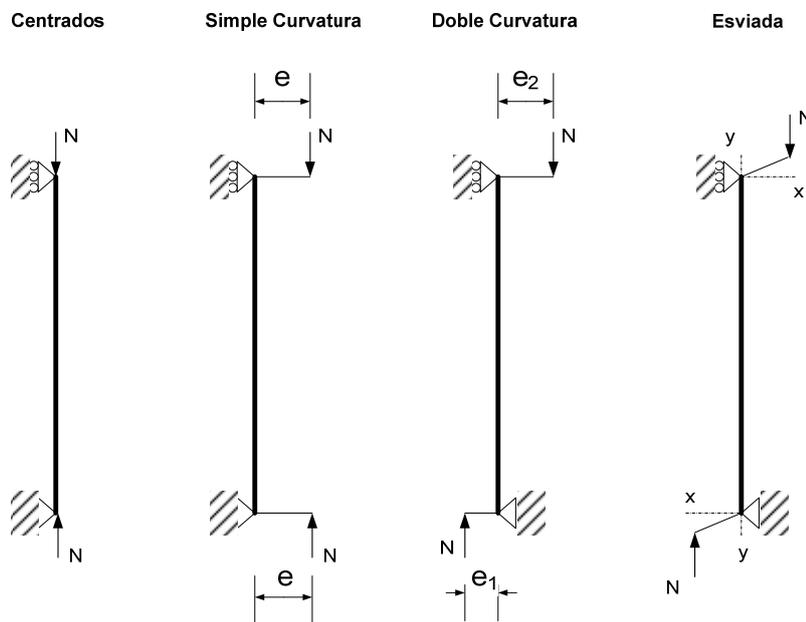
- $\frac{L}{d} \leq 4$  compactos
- $4 < \frac{L}{d} \leq 12$  semi esbeltos
- $\frac{L}{d} > 12$  esbeltos

---

<sup>2</sup> Un pilar compacto es aquel que no sufre efectos de segundo orden (capítulo 6). En primera aproximación, y puesto que no hay un criterio unánime, se toma el criterio adoptado por la norma de diseño japonesa, AIJ 2001 [2].

En función de la aplicación de la carga<sup>3</sup>, se han clasificado los ensayos como, **Figura 3-2**:

- Carga centrada
- Carga excéntrica con excentricidades iguales en los extremos (simple curvatura).
- Carga excéntrica con excentricidades diferentes en los extremos (doble curvatura).
- Carga esviada.

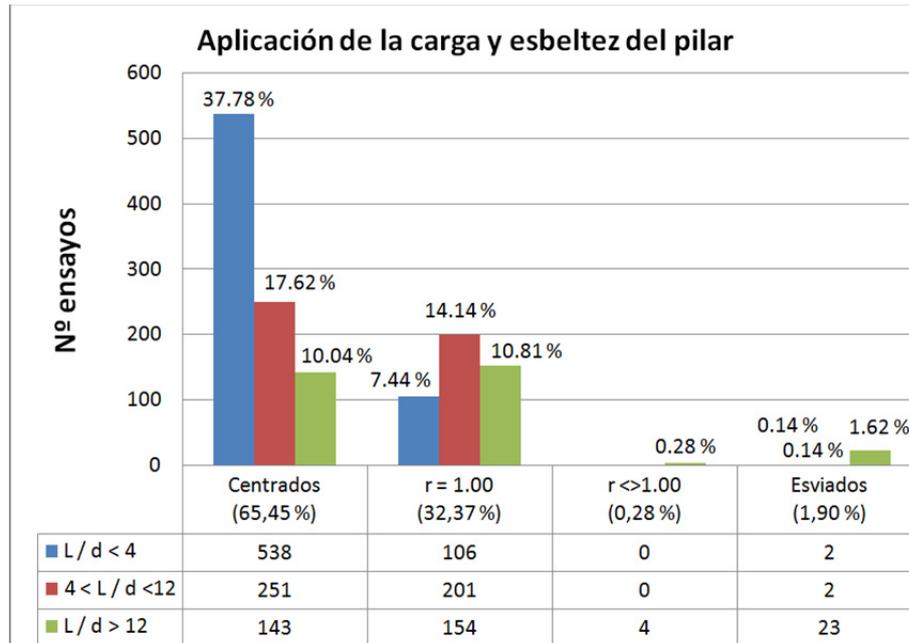


**Figura 3-2.** Clasificación de los ensayos experimentales en función de la actuación de la carga.

<sup>3</sup> En la base de datos experimentales únicamente se han tenido en cuenta los ensayos en los que la carga se ha aplicado uniformemente sobre toda la sección, excluyendo aquellos que estudian el comportamiento de los CFTs sometidos a carga aplicada sobre el perfil de acero o sobre el núcleo de hormigón.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

En la **Figura 3-3** se muestra esta clasificación, indicándose el número de ensayos y el porcentaje que supone respecto al total.



**Figura 3-3.** Clasificación de la base de ensayos experimentales según la aplicación de la carga y de la esbeltez de los elementos.

Como se puede ver en el gráfico la mayor parte de los ensayos se han realizado sobre pilares sometidos a carga centrada (65% de los ensayos). Además, la gran mayoría son sobre elementos compactos. Este tipo de ensayos pretenden caracterizar el comportamiento seccional del pilar mixto, estudiando efectos como el confinamiento y pandeo local.

A medida que aumenta la longitud de los pilares, el número de ensayos descende, a consecuencia de las dificultades existentes para contar con un laboratorio con capacidad para albergar ensayos de dichas dimensiones.

Estudios experimentales sobre pilares sometidos a carga axial excéntrica son menos numerosos y resultan de interés tanto en elementos compactos (caracterización del comportamiento de la sección) como en elementos esbeltos, para analizar los efectos de segundo orden.

Importante destacar el hecho de que no existen casi ensayos (únicamente 4), sobre pilares sometidos a carga excéntrica que produzcan un diagrama de momentos de primer orden no constante.

Esto se debe a que los modelos numéricos se desarrollan sobre pilares sometidos a excentricidades iguales en los extremos y posteriormente se ajusta un factor de conversión a diagrama de momentos constante (capítulo 6), que genera el mismo momento máximo como si el diagrama fuera de momentos de primer orden constante.

A pesar de que numéricamente se analicen este tipo de pilares y se ajusten modelos equivalentes, es imprescindible que se validen de forma experimental, puesto que es la configuración más habitual en pilares de edificios, puentes, etc.

El número de ensayos sobre pilares sometidos a carga esviada también es bajo, siendo necesario su estudio. El bajo número de ensayos se debe a las dificultades del ensayo en sí: sistema de aplicación de la carga, pórtico adecuado, ubicación de instrumentos de medida, etc. Al igual que ocurre con los pilares sometidos a carga axial excéntrica con diagrama de momentos no constante, los pilares sometidos a carga esviada se estudian numéricamente a partir de los ensayos realizados sobre pilares sometidos a flexocompresión respecto a un eje.

### 3.4.2. Clasificación en función de los materiales empleados

La siguiente clasificación, dentro de los pilares sometidos a carga centrada y a flexo-compresión con excentricidades iguales en los extremos, es en función del límite elástico del acero y de la resistencia a compresión del hormigón. En las gráficas y tablas mostradas a continuación, se recoge el número de ensayos dentro de cada grupo.

Como se puede ver en los datos de pilares centrados, para el tipo de acero comprendido entre 275 MPa y 460 MPa (tipo de acero más empleado en construcción), se han realizado numerosos ensayos para todas las resistencias de hormigón comprendidas entre 20 y 90 MPa, aunque el número de ensayos para hormigón de resistencia superior a 70 MPa es significativamente inferior a los ensayos realizados sobre resistencias menores.

Para hormigones de resistencia a compresión, superior a 90 MPa los estudios experimentales existentes son pocos y resulta imprescindible la ejecución de más ensayos para determinar el comportamiento de este tipo de pilares con dicho material. Así mismo, destacar el hecho de que no existen campañas experimentales que combinen materiales de alta resistencia:  $f_y > 460$  MPa y  $f_c > 90$  MPa.

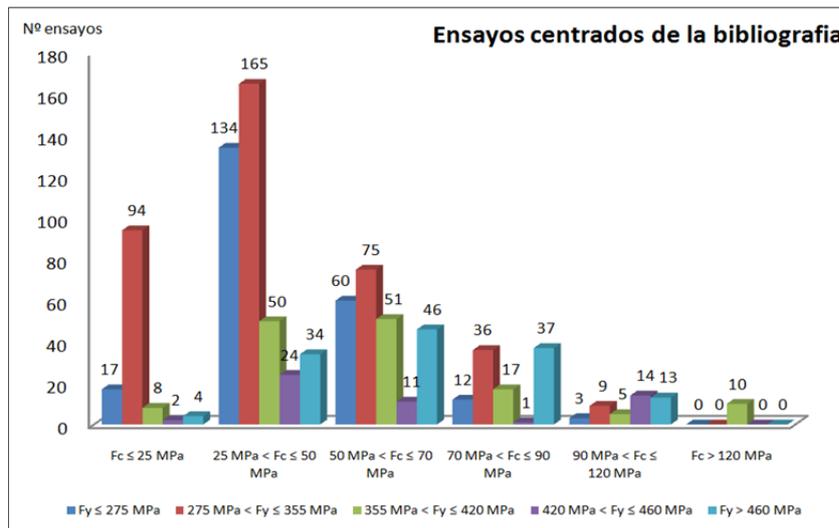
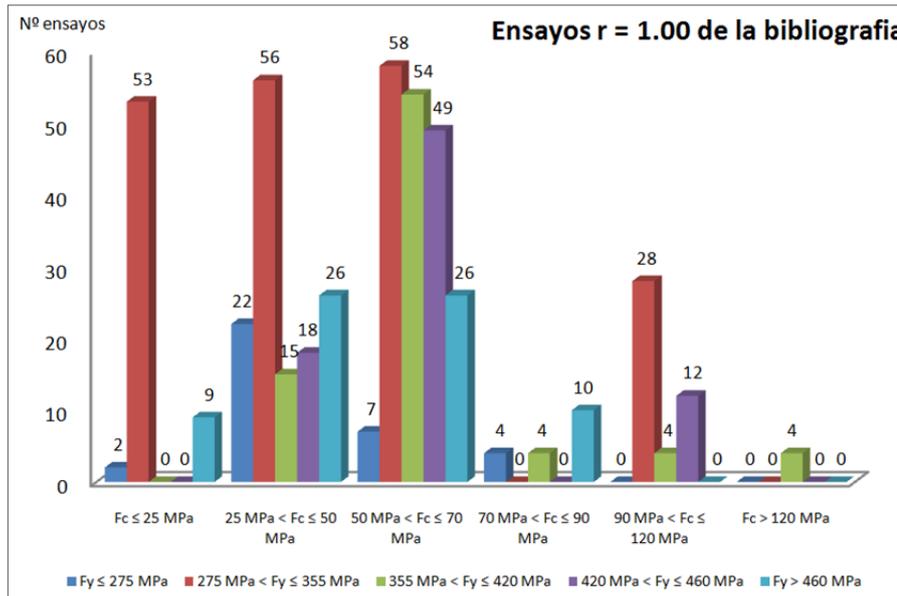


Figura 3-4. Pilares sometidos a carga centrada con diagrama de momentos constante. Número de ensayos según materiales empleados.

En el caso de ensayos con carga excéntrica, para acero con límite elástico comprendido entre 275 MPa y 420 MPa, los ensayos con hormigón de resistencia superior a 50 MPa son muy reducidos, casi inexistentes, tal y como se muestra a continuación.



**Figura 3-5.** Pilares sometidos a carga axial excéntrica con excentricidades iguales en los extremos ( $r = 1.00$ ).

### 3.4.3. Análisis de las variables más significativas de los ensayos con carga excéntrica, $r = 1.00$ .

A continuación se muestra el análisis de todos los ensayos experimentales recogidos en la bibliografía sobre pilares sometidos a flexo-compresión y diagrama de momentos de primer orden constante.

Para esta configuración de pilar, las variables más significativas son:

- Materiales empleados:  $f_c, f_y$
- Geometría de la sección:  $b, h, t$   
 $D = \max(b, h)$   
 $d = \min(b, h)$
- Geometría del elemento:  $L$
- Aplicación de la carga:  $e$

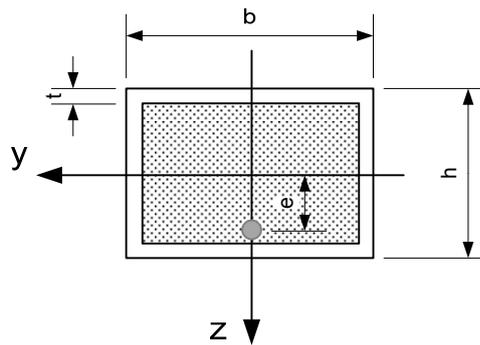
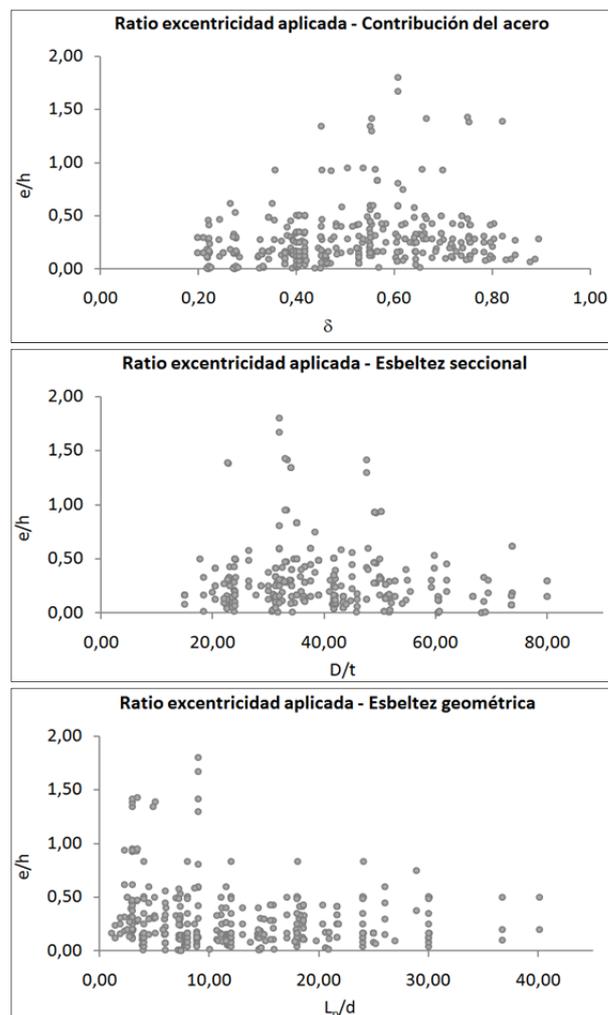


Figura 3-6. Geometría de la sección del pilar CFT.

Para analizar en profundidad los ensayos realizados hasta la fecha por otros autores, se decide comparar dos a dos, cada una de las variables más significativas, empleando también, parámetros adimensionales:

- Contribución del acero:  $\delta = \frac{A_a \cdot f_y}{A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_c}$
- Esbeltez relativa:  $\lambda = \sqrt{\frac{A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_c}{\frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2}}}$
- Esbeltez seccional,  $\frac{D}{t}$

Al analizar los datos experimentales de la bibliografía para pilares sometidos a flexo-compresión, en función de sus variables más significativas se observa que las excentricidades aplicadas en los ensayos son reducidas,  $\left(\frac{e}{h} \leq 0.50\right)$ . Así mismo, el estudio de pilares esbeltos no se ha efectuado en profundidad, pues la esbeltez geométrica  $\left(\frac{L}{d}\right)$  se concentra en valores inferiores a 20 (en términos de esbeltez relativa,  $\bar{\lambda} \leq 1.00$ .)



**Figura 3-7.** Análisis de los ensayos recogidos en la bibliografía para  $r = 1.00$  en función de las variables más significativas.

### 3.5. CONCLUSIONES

Del análisis de los ensayos experimentales hallados en la bibliografía para pilares mixtos, CFTs, de sección rectangular o cuadrada, se concluye que:

- a) Se han realizado multitud de campañas experimentales sobre CFTs, rectangulares y cuadrados (1424 ensayos), pero siguen existiendo aspectos no estudiados.
- b) Prácticamente no existen ensayos sobre pilares sometidos a flexo-compresión recta con diferentes excentricidades en los extremos. Únicamente se han realizado 4 ensayos, Wang, 1999 [195].
- c) Existen ensayos sobre pilares sometidos a carga centrada y a carga excéntrica igual en los extremos, pero no se ha cubierto todo el rango de las variables que intervienen: materiales y geometría de la sección y del elemento.
- d) Destaca la ausencia de pilares sometidos a carga excéntrica rellenos de hormigón de alta resistencia ( $f_c > 50$  MPa) y acero cuyo límite elástico se encuentre entre 275 MPa y 460 MPa.
- e) El número de ensayos sobre pilares esbeltos ( $L/d$  superior a 20 ó  $\bar{\lambda} > 1.00$ ), es bajo y se reduce más a medida que aumenta la esbeltez. La ausencia de datos experimentales impide conocer el comportamiento y la importancia de los efectos de segundo orden en este tipo de pilares, que tienden a ser esbeltos por su gran capacidad resistente.
- f) De la misma forma, destacar que el ratio de excentricidad aplicada,  $e/h$ , estudiado en la mayoría de campañas experimentales es inferior a 0.50.
- g) El análisis de parámetros como la influencia de la esbeltez seccional, así como la contribución del hormigón, sí que se ha estudiado en profundidad, pero siempre para elementos compactos, no esbeltos. No se ha investigado la influencia de estos parámetros con hormigón de alta resistencia, material más frágil y que a priori, requerirá de mayor cuantía de acero para su correcto confinamiento.
- h) No se han estudiado en profundidad, pilares sometidos a carga esviada.

## Capítulo 4

---

### PROGRAMA EXPERIMENTAL

En este capítulo se presenta el programa de investigación experimental. En él se describe la campaña experimental, metodología de ensayo y medios disponibles para su ejecución.

# 4.

## PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 4.1. INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se describe el programa experimental planteado para investigar el comportamiento de pilares mixtos de tipo perfil tubular de acero, de sección cuadrada y rectangular, rellenos de hormigón de alta resistencia, sometidos a carga axial monótona y excéntrica que provoca simple y doble curvatura, sobre elementos esbeltos.

Para fijar la campaña experimental se analizaron las conclusiones del estado del arte experimental (Capítulo 3), se identificaron las variables que afectan al comportamiento del pilar CFT y se ha evaluó la capacidad de los medios disponibles en el laboratorio de la Universitat Jaume I de Castellón.

### 4.2. DISEÑO DEL EXPERIMENTO

La respuesta de los pilares mixtos, tubulares rellenos de hormigón, está relacionada con los materiales empleados (propiedades mecánicas del acero y del hormigón), geometría de la sección y del elemento y, aplicación de la carga.

La definición de las variables de diseño se realizó a partir de aquéllas tomadas por los estudios experimentales realizados por diversos autores para caracterizar el comportamiento de los CFTs. En concreto se seleccionaron para este programa experimental las variables siguientes:

- Ratio dimensión máxima – espesor del tubo de acero, para evitar el pandeo local,  $\frac{D}{t}$
- Longitud del elemento, L, indicador de la esbeltez.
- Resistencia a compresión del hormigón a los 28 días en probeta cilíndrica (150 x 300 mm),  $f_c$ .
- Excentricidad máxima aplicada, e.
- Relación de excentricidades en ambos extremos, r.

La quinta variable de diseño hubiera sido el tipo de acero a emplear, en función de su límite elástico. El acero estructural de alta resistencia es una opción menos económica y menos común en el mercado, para evitar problemas de suministro y ver reducidas las posibilidades de perfiles tubulares comerciales (diferentes dimensiones de la sección), así como un aumento significativo del coste del proyecto, se decidió que el acero no fuera una variable más del estudio y se adoptó el acero comercial de grado S275 J0H (límite elástico mínimo garantizado del material base con el que está fabricado el perfil de 275 MPa).

A continuación se detallan los rangos o valores de cada una de las variables de diseño.

**Diámetro/espesor, D/t.** Este parámetro es importante en el comportamiento seccional de las columnas cortas, dado que de él depende el fallo por inestabilidad local de las paredes del perfil tubular.

Para la selección del rango de esta variable se estudió el catálogo de perfiles tubulares que ofrece la multinacional Arcelor Mittal [38], dado que no se contempla la posibilidad de fabricar tubos no normalizados, dadas las dificultades que conllevaría y las tensiones residuales y fallos de tolerancia que se incluirían.

Se comercializan tubos con dimensiones determinadas (largo x ancho x espesor) limitando el parámetro D/t a una serie de valores discretos. En este caso se tomaron las siguientes medidas **100.100.4, 100.150.4 y 100.150.5** .

En el gráfico adjunto, **Figura 4-1**, se han representado todos los perfiles según catálogo del fabricante. Se aprecia que los perfiles cuadrados configuran una línea límite que marca la frontera entre la inestabilidad local del tubo y la ausencia de pandeo (según la limitación establecida en el EC4:2004 [59] para evitar el pandeo

local, capítulo 7). 
$$\frac{D}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

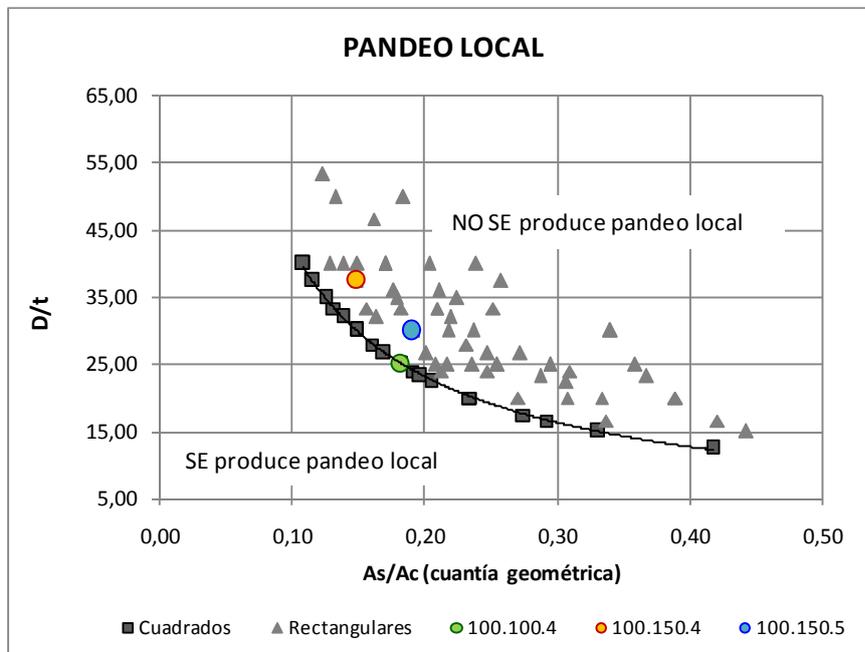


Figura 4-1. Estudio de los diferentes perfiles tubulares que se comercializan según el catálogo de Arcelor Mittal [38]

La longitud del pilar y por tanto, la esbeltez, se tomó de forma que fuera posible ensayar el espécimen en el banco de ensayos que dispone la Universitat Jaume I de Castellón. Por otro lado, debía dar una relación dentro del rango de comportamiento de columna esbelta. Por este motivo, se fijaron tres longitudes: 2000 mm, 3000 mm y 4000 mm. Además, como se verá más adelante, para proporcionar unas condiciones en los extremos de columna simplemente apoyada y permitir el giro fue necesario construir unos apoyos especiales. Dichos apoyos tienen una dimensión que incrementan la longitud libre de la columna en 135mm. La longitud máxima para los pilares de sección 100.150 mm, se limitó a 3000 mm, dadas las limitaciones existentes de la hormigonera. El volumen de hormigón necesario para esta sección, en una longitud superior a 3 metros, no se podía realizar en una amasada y para evitar el inconveniente y la incertidumbre de realizar dos amasadas para rellenar un mismo pilar, se decidió limitar la longitud al volumen máximo de la hormigonera.

Para poder estudiar el efecto del **hormigón de alta resistencia** se tomaron dos valores de resistencia en probeta cilíndrica a 28 días: 30 y 90 MPa. Junto con los pilares rellenos de hormigón se plantean ensayos sobre pilares vacíos, para así comparar el comportamiento y poder establecer de forma precisa y experimental, la aportación del hormigón.

**Relación de excentricidades.** Se fijaron cuatro relaciones de excentricidades,  $r = 1.00$ ,  $r = 0.50$ ,  $r = 0.00$  y  $r = -0.50$ , ( $r = e_1/e_2$ , siendo  $e_1$  y  $e_2$  las excentricidades en los extremos,  $|e_2| \geq |e_1|$  y tomando el sentido de  $e_2$  como positivo). Para estas relaciones, las excentricidades en cada extremo son:

- $r = 1.00$                       20.20 y 50.50
- $r = 0.50$                       20.10 y 50.25
- $r = 0.00$                       20.00 y 50.00
- $r = -0.50$                      20.-10 y 50.-25

De esta forma, se pretendía ver su efecto combinado con columnas esbeltas y hormigón de alta resistencia.

No se eligió la relación,  $r = -1.00$ , porque el objetivo de la campaña experimental es verificar los efectos de segundo orden en pilares esbeltos, y para esta relación, el momento en los extremos es superior al existente en cualquier punto intermedio del pilar, produciéndose el fallo seccional en ellos. Para que esto no sea así, la excentricidad aplicada debe ser pequeña, cobrando importancia las imperfecciones iniciales, tolerancias de fabricación, etc. Por todo ello, se desechó esta opción para la campaña experimental.

En total, la campaña experimental se compone de 78 ensayos sobre pilares esbeltos. Cada uno de los ensayos se identificó con un código según la siguiente estructura:

**R-S/a.b.c\_d\_ee.fff\_gg.hh (i) (j\_k)**

Nomenclatura	b mm	h mm	t mm	l mm	f <sub>c</sub> Mpa	f <sub>y</sub> Mpa	e <sub>1</sub> mm	e <sub>2</sub> mm
S100.100.4_3_90.275_50.00	100	100	4	3000	90	275	50	50

- **R-S** indica que se trata de una columna de sección Rectangular (R) ó Cuadrada (S)
- **a** dimensión del perfil en mm sobre la que se aplica la excentricidad: 100 mm
- **b** anchura del perfil en mm: 100 ó 150 mm

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- **c** espesor del perfil en mm: 4 ó 5 mm
- **d** longitud de la columna en m: 2 , 3 ó 4 metros
- **ee** resistencia a compresión del hormigón a los 28 días, en probeta cilíndrica 150 x 300 mm, en MPa: 00 (vacío), 30 ó 90 MPa
- **fff** límite elástico nominal, garantizado, del acero: 275 MPa
- **gg** máxima excentricidad en mm: 20 ó 50 mm
- **hh** excentricidad mínima en mm: -25, -10, 0, 10, 20, 25 ó 50 mm
- **i** indica el número de espécimen bajo estas condiciones, por si hay repetitibilidad del ensayo.
- **j\_k** indica el tubo del que se ha confeccionado dicho pilar

A continuación se recogen las variables de diseño de la campaña experimental.

Sección (b x h x t) (mm)	Longitud (mm)	f <sub>c</sub> (MPa)	Excentricidades (mm)	
			r	mm
100.100.4 100.150.4 100.150.5	2000	30 90	r = 1.00	50.50 20.20
			r = 0.50	50.25 20.10
			r = 0.00	20.00
			r = - 0.50	20.-10
		0	r = 0.50	50.25
			r = - 0.50	20.-10
100.100.4 100.150.4 100.150.5	3000	90	r = 1.00	50.50 20.20
			r = 0.50	50.25 20.10
			r = 0.00	50.00 20.00
			r = -0.50	50.-25 20.-10
		0	r = 0.50	50.25
			r = - 0.50	20.-10
100.100.4	4000	90	r = 1.00	20.20
			r = 0.50	50.25 20.10
			r = - 0.50	20.-10

**Tabla 4-1.** Campaña experimental para caracterizar el comportamiento de pilares esbeltos.

El rango de cada variable es:

a) **Secciones** (b, h, t en mm)

100.100.4, 100.150.4, 100.150.5

b) **Materiales**

Acero: S275 J0H ( $f_y = 275$  MPa)

Hormigón:  $f_c \in [\text{vacío}, 30, 90]$  MPa

c) **Longitudes del pilar**

$L \in [2000, 3000, 4000]$  milímetros

d) **Excentricidades estudiadas**

$e_2 \in [50, 20]$  mm

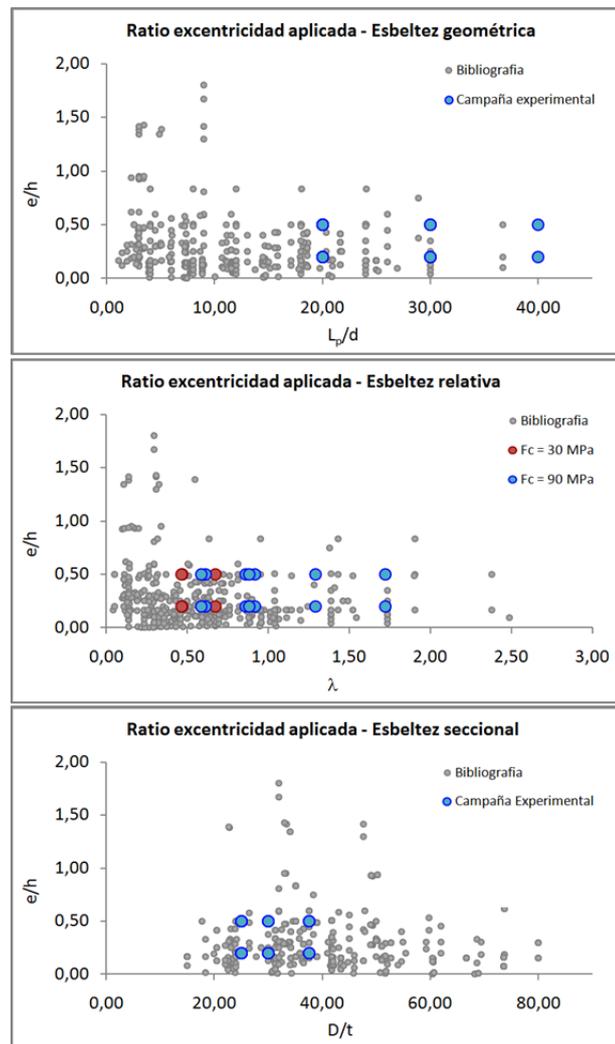
$e_1 \in [50, 25, 20, 10, 0, -10, -25]$  mm

e) **Variables adimensionales**

- Pandeo local,  $\frac{D}{t} \in [25, 30, 37.5]$
- Contribución del acero,  $\delta \in [0.31 - 0.64]$   
Esbeltez relativa,  $\bar{\lambda} \in [0.46 - 1.72]$
- Esbeltez geométrica,  $\frac{L}{d} \in [20, 30, 40]$
- Ratio excentricidad,  $\frac{e}{h} \in [0.2, 0.5]$
- Relación de excentricidades,  $r = [1.00, 0.50, 0.00, -0.50]$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
reellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

En las gráficas siguientes, **Figura 4-2**, se muestra la campaña experimental propuesta (a través diferentes variables) frente a los ensayos realizados por otros autores y que se recogen en la bibliografía y en la base de datos comentada en el capítulo 3. Puesto que en la bibliografía no existen ensayos donde la carga excéntrica sea diferente en cada uno de los extremos (sólo 4 pilares), se han representado los datos de ensayos con excentricidades iguales en los extremos ( $r = 1.00$ ).

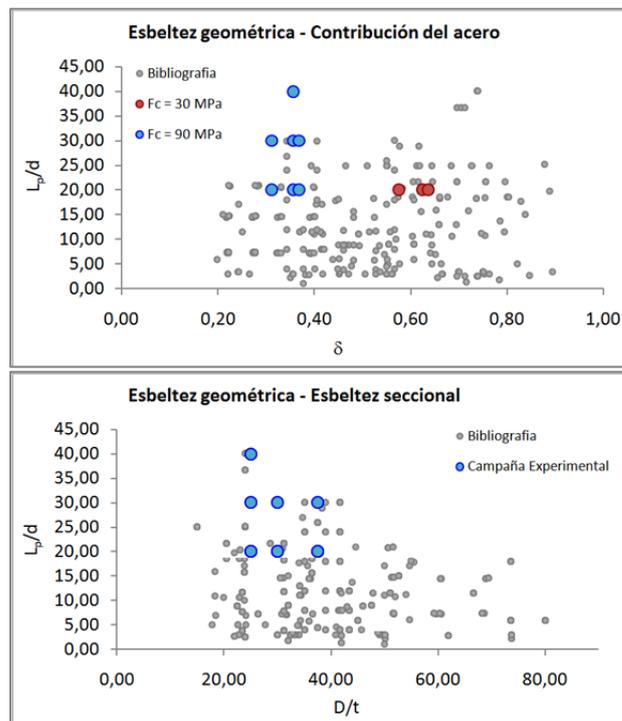


**Figura 4-2.** Campaña experimental propuesta y ensayos recogidos en la bibliografía.

Como se aprecia en las gráficas, **Figura 4-3**, en este trabajo de investigación, aparte del comportamiento frente a carga excéntrica con diagrama de momentos no constante y el efecto de emplear HAR, se pretende comprobar el comportamiento de pilares esbeltos, es decir, pilares de longitudes 2, 3 y 4 metros, que constituyen medidas habituales en edificación, y que hasta el momento no se han estudiado.

Así mismo, las excentricidades aplicadas, 20 mm y 50 mm, cubren las excentricidades más comunes a la hora de diseñar un edificio: el EC2 [56], establece que la excentricidad mínima a aplicar, en el eje más desfavorable, sea la mayor de  $\frac{h}{20}$  ó 2 cm (valores adoptados en esta campaña, 20 y 50 mm).

En esta investigación, tal y como se ha explicado con anterioridad, no se pretende estudiar el efecto del pandeo local, de ahí las secciones elegidas. Eso sí, las secciones se han elegido de forma que cada una tenga un valor de del factor de pandeo local distinto, para así valorar su efecto dentro del comportamiento global del pilar.



**Figura 4-3.** Campaña experimental propuesta y ensayos recogidos en la bibliografía. Esbeltez geométrica frente al resto de variables.

### 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 llevó a cabo en el Laboratorio de Estructuras de la Universitat Jaume I de Castellón. El amasado del hormigón se realizó in situ, para lo que se emplearon las dosificaciones de la tabla

fc (MPa)	Cemento <sup>1</sup> (kg)	Arena (kg)	Grava <sup>2</sup> (Kg)	Agua (l)	Humo de Sílice <sup>3</sup> (Kg)	Fluidificante <sup>4</sup> (Kg)
90	570	705	890	180	50	12,3
30	307	1119	666	220		

**Tabla 4-2.** Dosificación, por m<sup>3</sup>, empleada para los diferentes hormigones.

El control de las propiedades del hormigón se realizó sobre probetas cilíndricas de 150 mm x 300 mm, según normativa vigente de ensayos sobre hormigón endurecido, UNE EN 12390- 3[186]. Adicionalmente, en ciertas amasadas, se ejecutaron probetas prismáticas de 100 mm x 100 mm y 150 mm x 150 mm, para ver la relación entre los diferentes tipos de probetas. Así mismo se efectuaron probetas para ver la evolución del hormigón efectuando ensayos a 3, 7 y 14 días.



**Figura 4-4.** Ensayo del Cono de Abrams.

<sup>1</sup> Cemento 52.5 R proporcionado por Lafargue - Asland.

<sup>2</sup> Tamaño máximo del árido: 12 mm.

<sup>3</sup> Humo de sílice proporcionado por Sika: Sika fume.

<sup>4</sup> Glenium 355 del fabricante BASF.

El molde de las probetas cilíndricas se rellenó en dos tandas empleando un vibrador de aguja para permitir la liberación de aire ocluido. En la ejecución de las probetas cilíndricas se puso mucha atención en el acabado de las mismas: la cara superior de la probeta se enrasó perfectamente, nivelándola y dejándola perpendicular a la superficie inferior. Para conseguir esto, se fabricó una base que permitía la correcta nivelación de su superficie, solventándose así el inconveniente de la no planitud del pavimento del taller. Esta forma de proceder, permite un mejor refrentado y resolvió ciertos problemas que surgieron a la hora de efectuar el ensayo para caracterizar el hormigón, en las amasadas iniciales de ajuste de las dosificaciones: rotura inadecuada de las probetas por la falta de planitud o el exceso de mortero de azufre en algunas zonas.

Realizadas las probetas, éstas permanecían sobre la base nivelada tapadas con un plástico para evitar que perdieran humedad y se desmoldeaban a las 24 horas. Posteriormente se conservaban, de forma normalizada, inmersas en un tanque con agua saturada de cal hasta el día del ensayo de la columna, **Figura 4-5**.



**Figura 4-5.** Conservación de las probetas en un tanque con agua saturada de cal.

El refrentado de las probetas se realizó según las conclusiones extraídas de la tesis de Garavito [70], que estudió diferentes técnicas de ensayo de probetas de hormigón de alta resistencia y resistencia convencional. Determinó la idoneidad del mortero de azufre con una capa de 3 mm de espesor, frente a otros métodos como el pulido ó rectificado, mortero de azufre de alta resistencia y pasta de cemento aluminoso.

#### 4.3.1.2. Acero

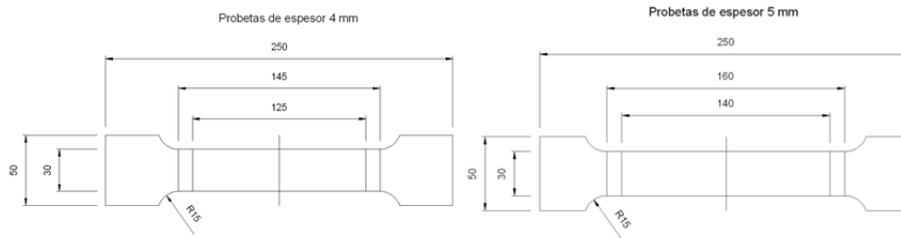
Los tubos de acero estructural son del grado S275 J0H. Estos tubos son fabricados a partir de chapa laminada en caliente de grado S275 y posteriormente conformados en frío para dar la forma al tubo. El proceso finaliza con una soldadura eléctrica longitudinal.

El proceso de conformado en frío produce un estiramiento en el material por la deformación creada que aumenta las propiedades mecánicas del mismo, límite elástico y módulo de elasticidad, a costa de disminuir su capacidad de alargamiento. A su vez, la soldadura introduce tensiones residuales en sus inmediaciones.

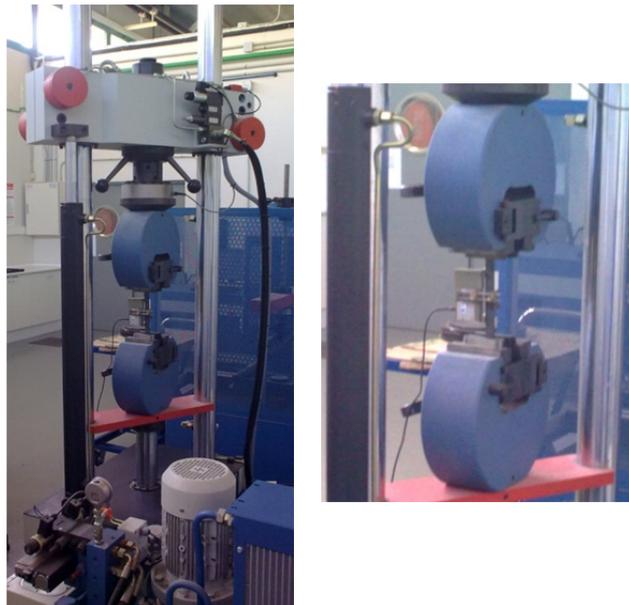
Como se ha explicado en el capítulo 2, algunas normas de diseño de perfiles metálicos conformados en frío, contemplan la posibilidad de modificar el límite elástico del material por el efecto del proceso de fabricación. Para esta campaña experimental se decidió realizar los siguientes ensayos para caracterizar el material:

- a) **Ensayos globales del acero.** Para ello se preparan unas rebanadas de 50 mm del tubo estructural y se ensayan a compresión simple, obteniendo la curva tensión-deformación,  $\sigma$ - $\epsilon$ , del material del tubo empleado en los pilares mixtos.
- b) **Ensayo a tracción del acero.** Para la caracterización del material empleado en la fabricación de los perfiles tubulares de acero, la norma UNE ISO 377 [185] indica como extraer las probetas testigo, indicando que estén lo más alejadas posibles de efectos que hayan modificado sus propiedades: dobleces y soldaduras.

Para esta investigación se procedió a ensayar las cuatro caras planas del perfil tubular de acero. El ensayo a tracción de estas probetas se realiza según UNE EN 10002 [180] y la forma normalizada es:



**Figura 4-6.** Probetas normalizadas para la caracterización a tracción del acero empleado en los perfiles tubulares.



**Figura 4-7.** Ensayo a tracción de una de las caras del perfil tubular de acero. Detalle de las mordazas y del extensómetro.

#### 4.3.2. Fabricación



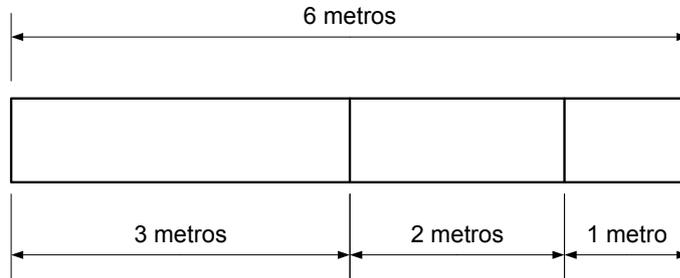
La construcción de los especímenes se realiza en el laboratorio de Estructuras y Construcción de la Universitat Jaume I de Castellón. Los perfiles tubulares de acero se comercializan en tubos de seis metros de longitud, y en particular, para esta campaña, se adquirieron

16 tubos de sección 100.100.4  
12 tubos de sección 100.150.4  
13 tubos de sección 100.150.5

**Figura 4-8.** En la imagen se muestran tubos de 6 metros. De ellos se obtendrán los especímenes y las probetas para caracterizar el acero.

Los tubos se cortan para configurar la campaña experimental explicada con anterioridad, siempre con la precaución de conservar 250 mm para realizar probetas normalizadas para el ensayo a tracción del acero y alguna rebanada de 50 mm para realizar ensayos de compresión para caracterizar el acero de toda la sección.

Antes de realizar los cortes se procede a la codificación de cada elemento y posteriormente a nombrar cada uno de los especímenes. A continuación se muestra un ejemplo del aprovechamiento de un tubo y en el **Anejo B**, se adjunta la relación completa de tubos y los especímenes asociados.



Tubo Nº	Nomenclatura	b mm	h mm	t mm	l mm	f <sub>c</sub> Mpa	f <sub>y</sub> Mpa	e <sub>1</sub> mm	e <sub>2</sub> mm	
6	S100.100.4_3_90.275_50.00	100	100	4	3000	90	275	50	50	
	S100.100.4_2_30.275_50.50	100	100	4	2000	30	275	50	50	
	Probetas para caracterizar el acero del perfil tubular		100	100	4	250	Ensayo a tracción			
			100	100	4	50	Ensayo del acero a compresión			
			100	100	4	50				
	Caracterización seccional		100	100	4	600	Futura investigación			

Figura 4-9. Aprovechamiento de los perfiles tubulares de acero.

Los cortes se efectuaron con una tronadora que cuenta con lubricación para evitar el calentamiento excesivo de la zona cortada y que las propiedades del acero se vean modificadas por el aumento de temperatura. Así mismo se niveló tanto la maquinaria de corte como el elemento para conseguir que la sección cortada fuera lo más perpendicular posible, para así facilitar la elaboración del futuro pilar a ensayar y evitar la inclusión de defectos e imperfecciones.



Figura 4-10. Proceso de corte de los tubos de 6 metros a las dimensiones requeridas.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Para poder ensayar los pilares con diferentes excentricidades es necesario emplear algún dispositivo que permita fijar la carga en el punto deseado. El pilar se une a dicho dispositivo mediante unas planchas cuadradas de acero de 100 mm de espesor y lado 300 mm. Previo al hormigonado del pilar se suelda en la parte inferior del mismo una de estas planchas verificando la perpendicularidad de ambas piezas. La soldadura de la plancha con el tubo se realizó de forma que la soldadura longitudinal del tubo quedara en la parte inferior del mismo (zona más comprimida).

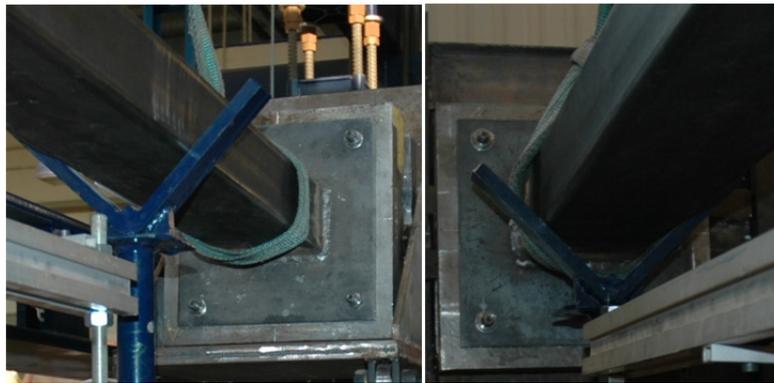
Posteriormente se procedía al llenado del tubo que se coloca en posición inclinada para facilitar la salida del aire ocluido. Aproximadamente cada medio metro de altura de hormigón se introducía el vibrador de aguja en el tubo y se homogenizaba la mezcla, permitiendo la salida del aire ocluido. Cuando el tubo estaba casi lleno, éste se coloca en posición vertical y se terminaba de llenar. Finalmente el extremo superior del tubo se cubría con una lámina de plástico para evitar la pérdida de humedad en el fraguado.



**Figura 4-11.** Proceso de fabricación de un pilar a ensayar. Fase de hormigonado.

Unos días antes de la fecha del ensayo (a los 28 días del hormigonado) se preparaba el espécimen adicionándole una plancha de acero en la parte superior, **Figura 4-12**. Para asegurar la transferencia de carga por igual en toda la sección, se fratasaba toda la superficie de hormigón, dejándola nivelada, plana y perpendicular al perfil de acero. Se biselan los laterales del tubo para asegurar mediante soldadura la unión de la plancha y el tubo.

Los primeros especímenes hormigonados se llenaron con una sobredimensión de 2 mm aproximadamente, para compensar la disminución de volumen por retracción del hormigón. Por el tipo de pilar (el perfil de acero impide la pérdida de humedad), a los 28 días la reducción había sido nula y el recredido se tuvo que eliminar para igualar toda la sección. Los siguientes especímenes se enrasaron en la cara superior.



**Figura 4-12.** Detalle de las planchas de acero empleadas para cerrar el tubo y facilitar tanto el llenado, como la perfecta introducción de la carga en toda la sección del pilar.

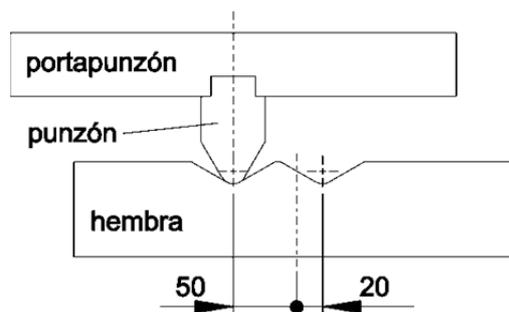
#### 4.4. DESCRIPCIÓN DE LOS BANCOS DE ENSAYOS

##### 4.4.1. Apoyos

Para poder realizar el ensayo de pilares bajo carga axial de compresión excéntrica fue necesario diseñar y construir unos apoyos específicos que permitieran el giro y a su vez un rango de variación de excentricidades modulable de forma precisa para que los resultados fueran fiables. Además, los apoyos debían ser capaces de distribuir la carga homogéneamente a toda la sección.

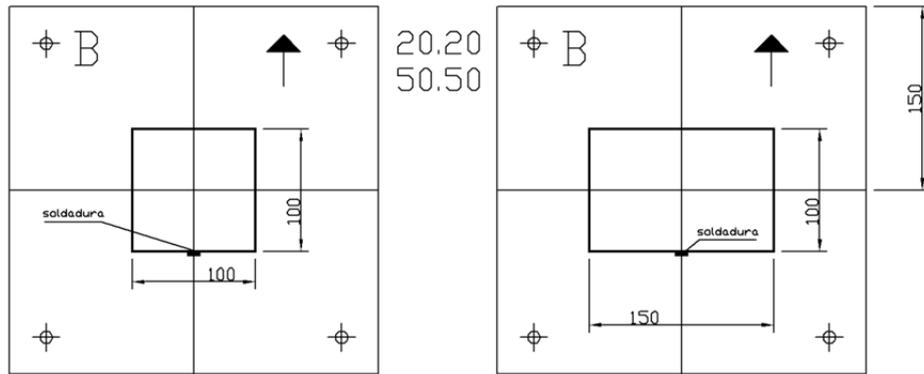
Cada apoyo está formado por un conjunto de tres piezas: punzón, portapunzón y hembra, **Figura 4-13**. Entre ellos forman un ensamblaje que permite el giro en el plano de la excentricidad mientras lo limita en el plano perpendicular. Esta disposición se repite en ambos extremos de la columna. Dadas las 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.

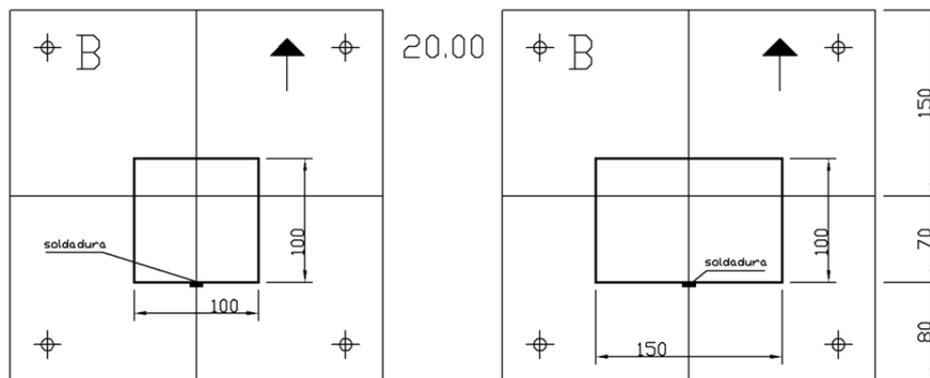


**Figura 4-13.** Sistema para introducir la carga en el punto deseado.

Para conseguir las diferentes combinaciones de excentricidades se procede a modificar la posición del espécimen en la plancha en la que va soldado y que sirve como medio de unión con la hembra de los apoyos.



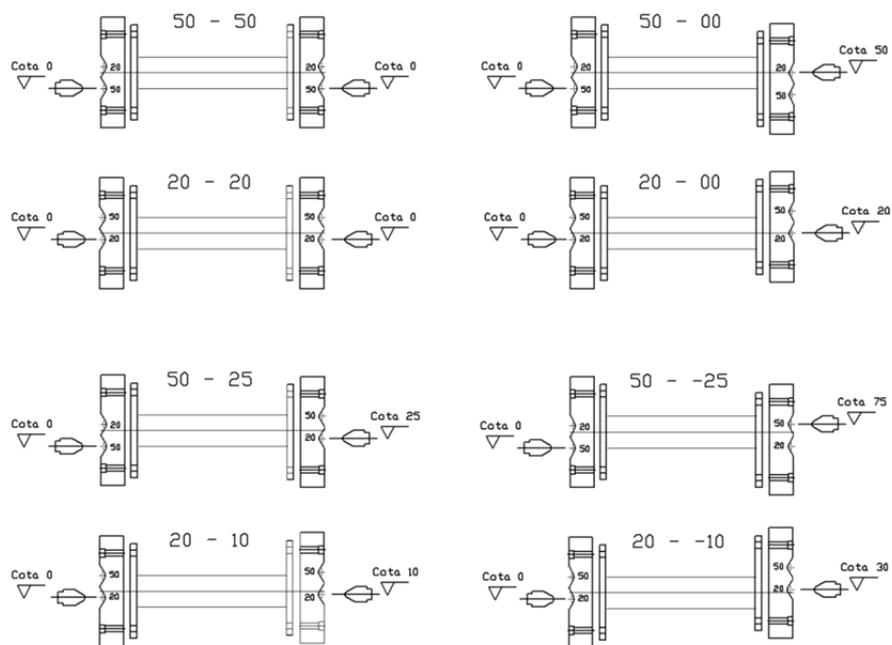
**Figura 4-14.** Posición de los especímenes en las planchas de unión con el sistema de introducción de la carga. Caso de excentricidades iguales en ambos extremos.



**Figura 4-15.** Posición de los especímenes en las planchas de unión con el sistema de introducción de la carga. Caso de excentricidades distintas en los extremos.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

A continuación se explica mediante la **Figura 4-16**, cómo se consiguen los diferentes casos de aplicación de la carga. Se define como apoyo A aquel sobre el que actúa el pistón y B el extremo situado en el carro móvil. El apoyo A correspondería con  $e_2$ , mientras que el apoyo B lo haría con  $e_1$ .



Apoyo A ( $e_2$ )



Apoyo B ( $e_1$ )

**Figura 4-16.** Forma de introducir las diferentes excentricidades en el pilar a ensayar.

#### **4.4.2. Pórticos de ensayos**

Para llevar a cabo la campaña experimental es necesario disponer de un sistema para realizar los ensayos que sea capaz de ejercer la fuerza necesaria para ensayar los pilares previstos y adquirir los datos del ensayo.

El laboratorio de Estructuras y Construcción de la Universitat Jaume I cuenta con dos pórticos de ensayos, compuestos por un bastidor, un actuador y una losa de carga. Ambos pórticos tienen la suficiente rigidez como para que la deformación axial que sufren durante el ensayo del elemento, no afecte a los resultados obtenidos.

##### **4.4.2.1. Pórtico vertical**

El pórtico vertical de ensayos está formado por una losa de carga y un sistema modular de barras y vigas armadas. Dicho sistema está dotado de un actuador hidráulico de 2000 kN controlado por un sistema informático. La altura libre de este pórtico es de 2.5 metros.

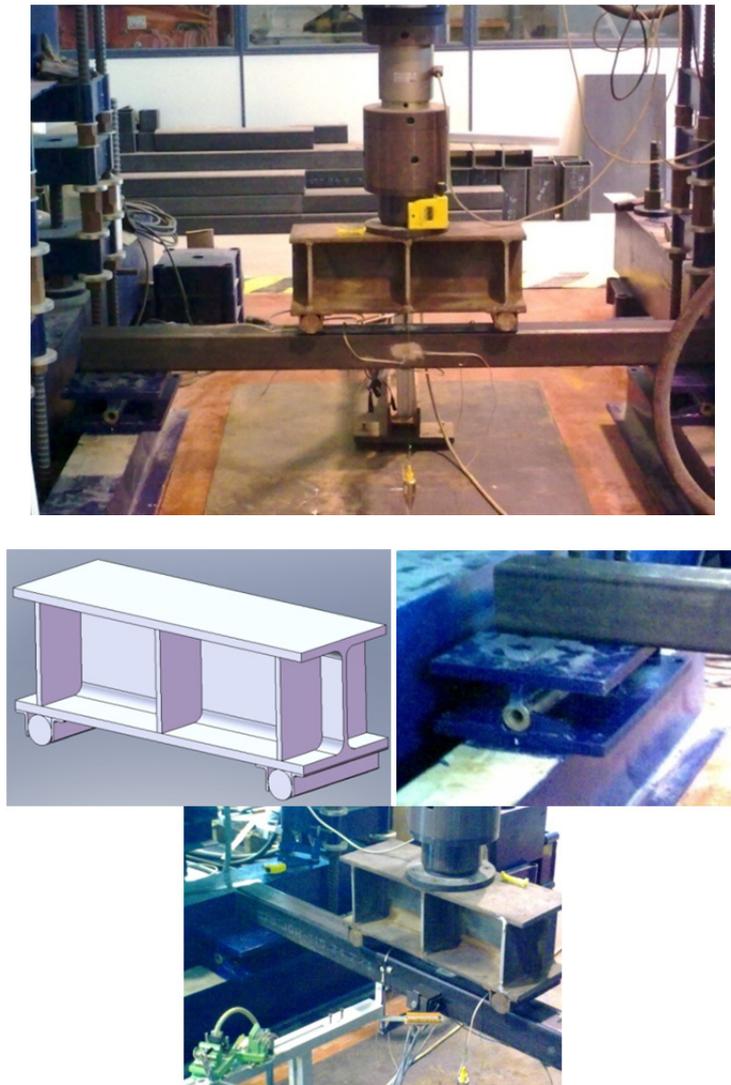
El pórtico vertical cuenta con una configuración propicia para realizar ensayos a flexión de los CFTs. Aunque para este trabajo de investigación no se va a llevar a cabo una campaña experimental para analizar el comportamiento vigas mixtas a flexión, si se ha preparado el montaje para trabajos futuros.

Para este ensayo se ha diseñado un actuador para aplicar la carga de flexión según dos puntos de contacto, unos apoyos basculantes para soportar el elemento y un sistema para soportar los diferentes elementos de medida: LVDTs y galgas.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

La configuración del ensayo se muestra en la figura siguiente:

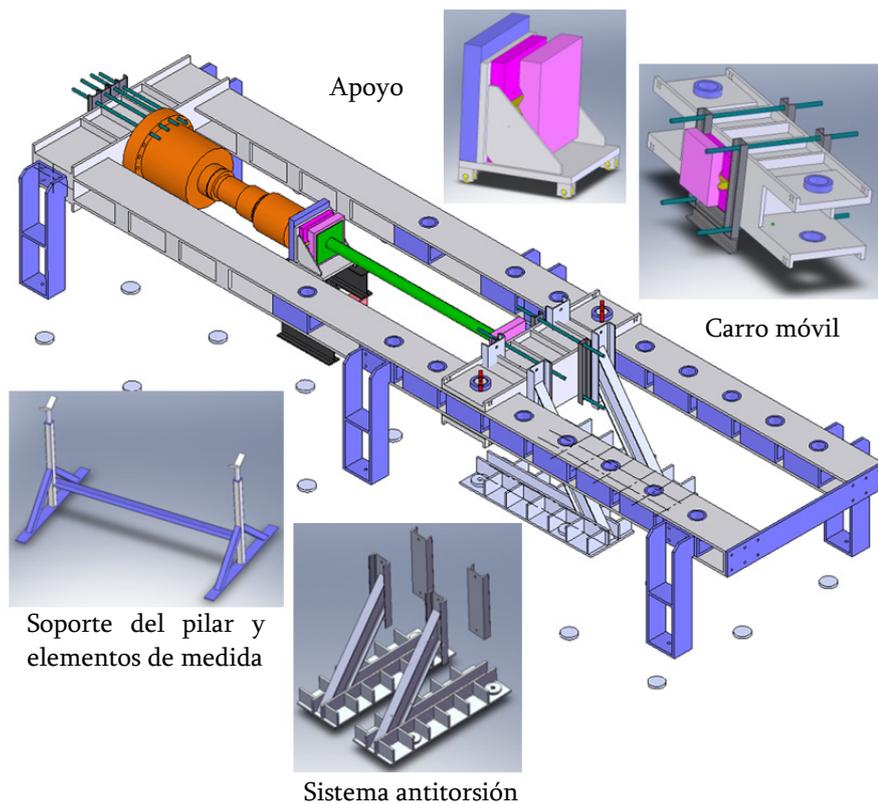


**Figura 4-17.** Configuración del pórtico vertical para realizar el ensayo a flexión. De izquierda a derecha y de arriba abajo: actuador, apoyo basculante y sistema para soportar la instrumentación.

**4.4.2.2. Pórtico horizontal**

Este pórtico se diseñó con el fin de subsanar el problema existente para ensayar especímenes de longitud superior a los 2.5 metros (incluidos los apoyos). Puesto que la altura máxima que se puede alcanzar está limitada por la altura libre del laboratorio se diseñó un pórtico horizontal. Este pórtico es autoportante, es decir, no transmite esfuerzos a la losa de carga salvo el peso propio. La capacidad del actuador hidráulico del pórtico horizontal es de 5000 kN y en él se pueden ensayar elementos de hasta 4.5 metros de longitud.

Al posicionar este pórtico en horizontal se han diseñado una serie de elementos específicos para soportar el peso propio del actuador, los apoyos y el pilar a ensayar sin que afecten al propio ensayo. A su vez, se ha diseñado un sistema para evitar la acción de esfuerzos cortantes sobre el actuador y que impide el giro o la torsión del carro móvil por efectos de la excentricidad de las cargas.

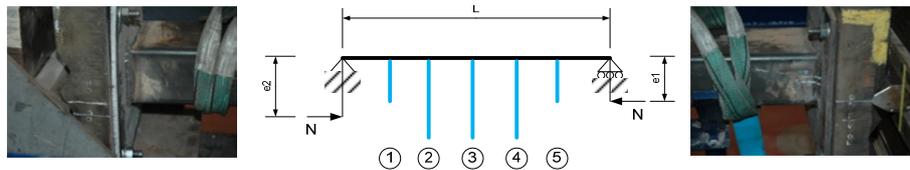


**Figura 4-18.** Configuración del pórtico horizontal.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

En este pórtico se desarrollarán todos los ensayos de pilares esbeltos (2000 mm, 3000 mm y 4000 mm) y los ensayos para caracterizar el acero de la sección (elementos de 50 mm). Para el caso de los pilares esbeltos se ha diseñado un bastidor para sostener el elemento antes y después del ensayo, y donde se fijan los elementos de medida: LVDTs y galgas.



**Figura 4-19.** Esquema del montaje para el ensayo de pilares esbeltos. Aplicación de la carga y posición de los elementos de medida 1 y 5, LVDTs de 40 mm de carrera 2, 3 y 4, LVDTs de 100 mm de carrera



**Figura 4-20.** En la imagen de la izquierda, detalle de la ubicación de las galgas en la zona central: longitudinales y transversales. En la foto de la derecha, posición de los LVDTs y vista del bastidor que soporta el elemento a ensayar.

Al igual que ocurre con los ensayos a flexión, los ensayos sobre elementos mixtos compactos para caracterizar la respuesta seccional, no se han ejecutado en esta tesis doctoral, pero sí que se ha dejado todo preparado para su ensayo en trabajos futuros. Puesto que estos ensayos se ejecutarán en el pórtico horizontal, se ha diseñado otro bastidor que desarrolla las mismas funciones que el construido para los pilares esbeltos.

Se adjuntan fotografías del montaje preparado para ensayar secciones de tubo de 50 mm de longitud, para caracterizar el acero del perfil una vez conformado en frío. Este montaje se empleará para el estudio seccional de los CFTs.



**Figura 4-21.** Configuración del pórtico horizontal para efectuar los ensayos sobre elementos compactos y caracterización del material del perfil vacío.

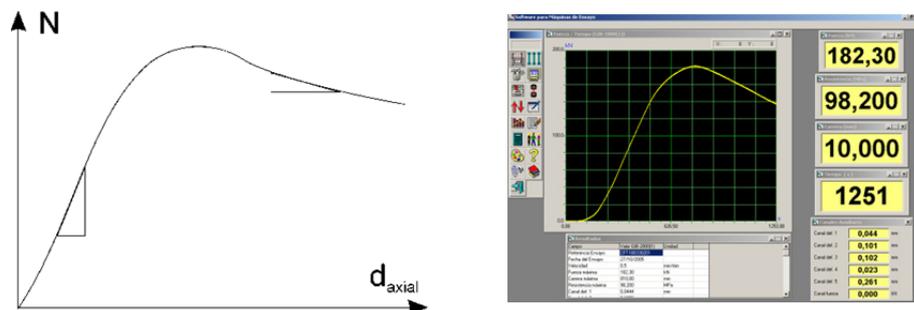
#### 4.4.3. Sistema de control

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).



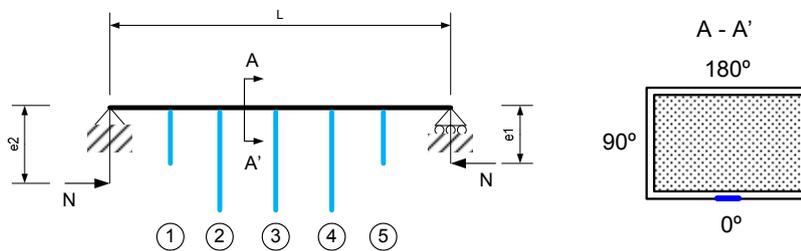
**Figura 4-22.** Curva fuerza axial-desplazamiento axial monótona típica y software de Ibertest.

## 4.5. INSTRUMENTACIÓN Y TOMA DE DATOS

### 4.5.1. Ensayo pilares esbeltos.

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 consta 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 están orientadas longitudinalmente, y otras tres transversalmente. Las galgas están colocadas en la sección en posiciones a  $0^\circ$ ,  $90^\circ$  y  $180^\circ$ . La medida a  $270^\circ$  se corresponde con la medida a  $90^\circ$  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 mide 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 utilizan los LVDTs que nos proporciona el sistema de control. Los tres centrales tienen una carrera máxima de 100mm, mientras que los extremos 40mm.



**Figura 4-23.** Posición de los LVDTs y de las galgas extensométricas.

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.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

---

Para poder registrar los datos generados por los captadores y galgas se utiliza 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 obtienen del sistema de control y las medidas de deformaciones y el voltaje de salida de la célula de carga se completa 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 comparan y se ajusta el desfase.



**Figura 4-24.** Mesa de control y toma de datos. De izquierda a derecha:  
Control del actuador y visualización de la gráfica Fuerza – Desplazamiento y LVDTs.  
Imagen de la grabación del ensayo.  
Sistema adicional de adquisición de datos: fuerza, galgas, LVDTs.

## 4.6. PROCEDIMIENTO DURANTE EL ENSAYO

### 4.6.1. Ensayo pilares esbeltos

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. Las puntas en el pórtico se ajustaban de forma que la excentricidad aplicada fuera la deseada. Para ello se empleaba un nivel laser con una precisión tal que el error introducido fuera como máximo de 1 milímetro por cada 10 metros. Posicionado el elemento, se comprobaba mediante niveles que el espécimen estaba perfectamente nivelado en toda su longitud y no se estaban introduciendo ni excentricidades adicionales, ni curvaturas iniciales.

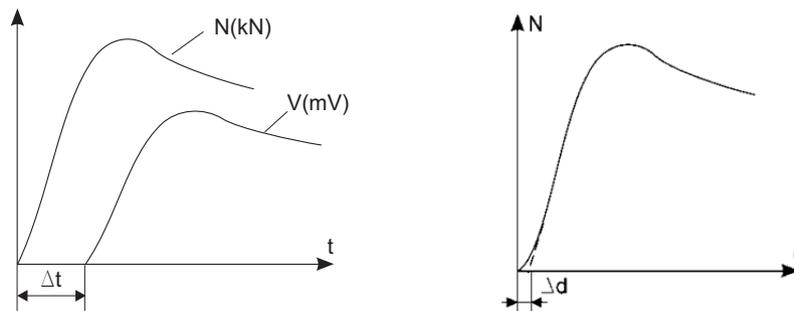
Una vez posicionado el elemento se colocaban los captadores de desplazamiento sobre una estructura auxiliar fija y se conectaba la instrumentación al sistema de adquisición de datos y al control del mismo. Posteriormente se procedía al calibrado y puesta a cero de los instrumentos de medida. Además se disponía de una cámara de video que permitía visualizar y grabar el ensayo, para verlo a posteriori y detectar si se había producido algún fallo o se quería ver la repetición de algún fenómeno inesperado.

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, se mantenía hasta que la caída de resistencia superara el 85% de la carga última, para poder así evaluar la ductilidad del pilar. En este punto se detenía el avance del actuador, la grabación de datos por parte del sistema de adquisición y el video.

#### 4.7. POSTPROCESADO DE LOS DATOS EXPERIMENTALES

Una vez realizado el ensayo, se procede al postprocesado fuera de línea de los datos experimentales, que consiste 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) tienen un desfase temporal entre ambas, debido a que el sistema de adquisición auxiliar comienza a grabar previamente a que el sistema de control se ponga en funcionamiento. Para poder corregir el desfase se procede con un ajuste por mínimos cuadrados entre los registros de ambos sistemas.



**Figura 4-25.** Postprocesado de los datos experimentales. Corrección del desfase entre el sistema de control y el sistema auxiliar de adquisición de datos.

La **Figura 4-25** muestra la corrección del desfase. Sea 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

$$N(t) = a_1 \cdot V(t + \Delta t) + a_2 \quad 4.1.a$$

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

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

4.1.b

$$\tilde{a} = \frac{\tilde{N}}{\tilde{V}}$$

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 ‘\’ 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 pseudoinversa, tal que

$$\tilde{V} \setminus \tilde{N} = \text{pinv}(\tilde{V}) \tilde{N} = \left( \tilde{V}^T \cdot [\tilde{V}^T \cdot \tilde{V}]^{-1} \right) \tilde{N}$$

4.1.c

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

$$R = \tilde{N} - \tilde{a} \tilde{V}$$

$$r = \sqrt{R^T R}$$

4.1.d

Para cada desfase inicial se obtiene un coeficiente de regresión. El desfase será aquél que maximice el coeficiente de regresión y que más cercano a la unidad 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.

$$r = b_1 \cdot \Delta t_2 + b_2 \cdot \Delta t + b_3$$

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

4.1.e

Los registros de desplazamiento muestran una zona de ablandamiento o menor rigidez inicial. Esta menor rigidez es producida por el ajuste y asentamiento de las

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

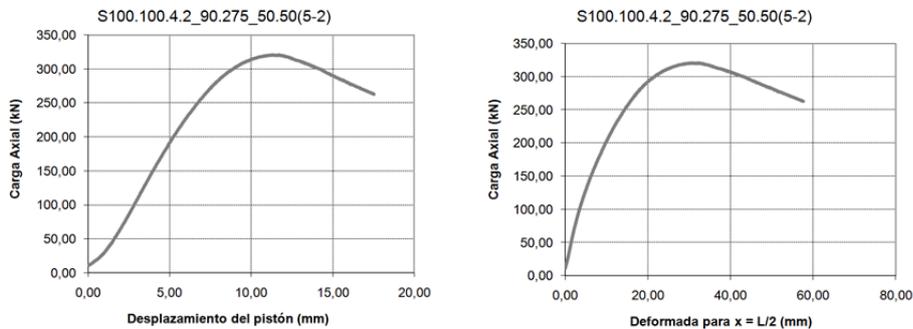
---

piezas que componen el pórtico así como del espécimen dentro de los apoyos. La corrección se realiza eliminando la deformación inicial del registro de desplazamiento para lo que se extrapolaron los valores de los primeros registros que tienen un comportamiento lineal. Finalmente se filtra la señal y se reduce la frecuencia de muestreo a 1 registro /segundo considerándose suficiente para el estudio monótono con la velocidad de avance indicada.

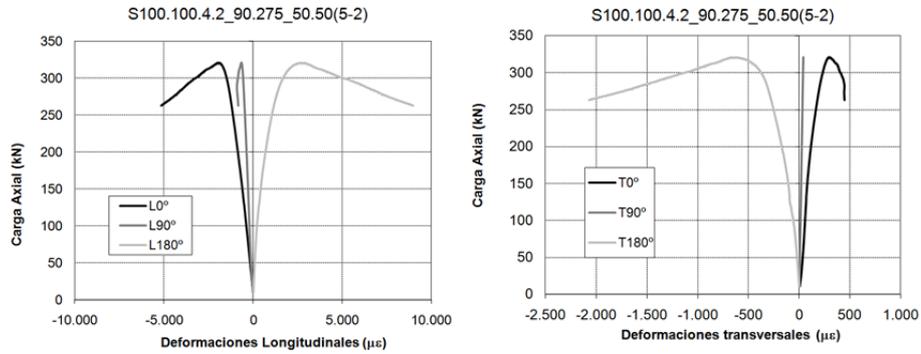
#### 4.8. RESULTADOS ENSAYOS EXPERIMENTALES.

A continuación se adjuntan las diferentes gráficas con los valores medidos en el ensayo. Por el número de ensayos, 78, y la cantidad de información medida, se ha decidido presentar los resultados de un pilar a modo de ejemplo. El pilar elegido es el S100.100.4\_2\_90.275\_50.50 (5\_2).

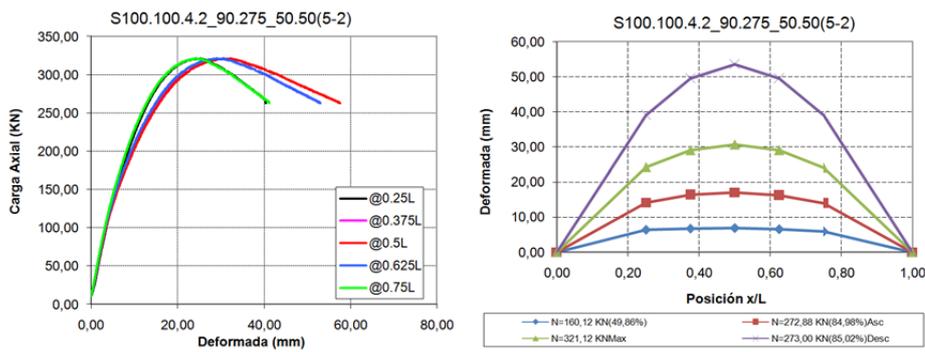
Nomenclatura	b mm	h mm	t mm	L m	e <sub>z</sub> mm	e <sub>i</sub> mm	f <sub>y</sub> MPa	f <sub>c</sub> MPa	N <sub>EXP</sub> kN
S100.100.4_2_90.275_50.50 (5_2)	100	100	4	2	50	50	358	91,4	321,1



**Figura 4-26.** Resultados obtenidos en los ensayos.  
Fuerza axial aplicada - desplazamiento del pistón.  
Fuerza axial aplicada - Deformación en la sección central.



**Figura 4-27.** Resultados obtenidos en los ensayos.  
Fuerza axial aplicada – Deformaciones medidas con las galgas extensométricas.



**Figura 4-28.** Resultados obtenidos en los ensayos.  
Fuerza axial aplicada – desplazamientos medidos por los LVDTs.

## Capítulo 5

---

# ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES

En este capítulo se analizan los resultados obtenidos en los ensayos experimentales realizados. Se estudia el efecto de las variables en el comportamiento del pilar, a nivel elemento y seccional, y se cuantifica el efecto de incluir hormigón en un perfil tubular de acero: rendimiento de los CFTs.

# 5.

## ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES

### 5.1. INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se analizan los resultados obtenidos de la campaña experimental descrita en el capítulo anterior. Se estudia el efecto de las diferentes variables que intervienen en la respuesta de los pilares mixtos, tanto a nivel seccional como del elemento. Para el estudio del comportamiento de los pilares se emplean los datos obtenidos directamente de los ensayos realizados:

- a) Comportamiento global del elemento
  - Fuerza axial – desplazamiento lateral en la zona central del elemento.
  - Fuerza axial – deformada del elemento para carga máxima
- b) Comportamiento seccional del soporte
  - Fuerza axial - deformación longitudinal y transversal de la sección central del pilar.
- c) Modo de fallo del pilar
  - Análisis del tipo de fallo del elemento: seccional o fallo por inestabilidad.

Las gráficas de los ensayos más significativos se incluyen en este apartado, y todas las gráficas de la campaña experimental se organizan en el **Anejo C**, según sección del pilar, longitud y excentricidad aplicada.

A parte del análisis de los datos medidos directamente en el ensayo, se analiza un parámetro adicional que aporta una medida del rendimiento de los pilares tipo CFT. En este estudio, además de los resultados obtenidos de la campaña realizada, también se emplean los resultados experimentales recogidos en la bibliografía, para así contar con un rango mayor de todas las variables que intervienen en el comportamiento de los pilares.

## 5.2. RESULTADOS EXPERIMENTALES.

En las tablas siguientes, se recogen los resultados experimentales medidos en los ensayos efectuados: características de cada elemento ensayado, y carga última medida.

Pilar	e2 mm	r	f <sub>y</sub> N/mm <sup>2</sup>	f <sub>c</sub> N/mm <sup>2</sup>	N <sub>EXP</sub> kN	δ	λ	ω
100.100.4 L = 2135 mm f <sub>c</sub> = 30 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	346,97	34,10	526,21	0,64	0,71	1,81
		0,00	358,28	35,84	474,75	0,64	0,72	1,78
		0,50	353,23	37,17	457,35	0,63	0,72	1,69
		1,00	292,70	36,41	380,82	0,59	0,68	1,43
	50	0,50	358,67	33,42	253,47	0,66	0,71	1,91
		1,00	346,28	35,01	244,09	0,64	0,71	1,76
100.100.4 L = 2135 mm f <sub>c</sub> = 90 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	346,97	92,72	737,04	0,40	0,87	0,67
		-0,50	371,39	93,03	758,50	0,42	0,89	0,71
		0,00	363,27	89,51	652,63	0,42	0,87	0,72
		0,50	280,00	93,99	525,77	0,35	0,84	0,53
		1,00	375,77	88,38	490,74	0,43	0,88	0,76
	50	0,50	358,67	87,18	383,16	0,42	0,87	0,73
		1,00	358,29	91,44	321,12	0,41	0,88	0,70
		1,00	371,39	93,02	323,15	0,42	0,89	0,71
100.100.4 L = 3135 mm f <sub>c</sub> = 90 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	353,23	97,67	502,88	0,39	1,31	0,64
		0,00	363,27	92,97	410,40	0,41	1,30	0,69
		0,50	280,00	86,95	363,61	0,36	1,21	0,57
		1,00	375,77	74,42	381,47	0,47	1,24	0,90
	50	-0,50	358,28	96,42	357,35	0,40	1,31	0,66
		0,00	346,28	92,14	316,24	0,40	1,28	0,67
		0,50	358,29	90,43	218,65	0,41	1,28	0,70
		1,00	292,70	87,30	230,31	0,37	1,22	0,60
100.100.4 L = 4135 mm f <sub>c</sub> = 90 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	280,00	88,28	367,76	0,36	1,60	0,56
		0,50	280,00	96,89	254,93	0,34	1,65	0,51
		1,00	280,00	94,99	220,33	0,34	1,64	0,52
	50	0,50	369,30	92,31	184,33	0,42	1,71	0,71

**Tabla 5-1.** Resultados experimentales de los pilares mixtos ensayados.  
Sección 100.100.4.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Pilar	e <sub>z</sub> mm	r	f <sub>y</sub> N/mm <sup>2</sup>	f <sub>c</sub> N/mm <sup>2</sup>	N <sub>EXP</sub> kN	δ	λ	ω
100.150.4 L = 2135 mm f <sub>c</sub> = 30 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	268,18	31,70	563,31	0,56	0,66	1,25
		0,00	308,46	29,50	624,49	0,61	0,68	1,54
		0,50	280,00	31,04	591,79	0,57	0,67	1,33
		1,00	312,31	30,77	535,83	0,60	0,69	1,50
	50	0,50	424,50	33,19	311,20	0,65	0,77	1,89
		1,00	362,79	31,41	356,05	0,63	0,72	1,70
100.150.4 L = 2135 mm f <sub>c</sub> = 90 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	268,18	93,66	945,83	0,30	0,87	0,42
		0,00	280,00	90,64	926,39	0,31	0,87	0,46
		0,50	342,06	90,49	850,99	0,36	0,90	0,56
		1,00	298,50	86,45	804,38	0,34	0,87	0,51
	50	0,50	424,50	90,86	463,46	0,41	0,94	0,69
		1,00	341,86	77,38	466,38	0,39	0,86	0,65
100.150.4 L = 3135 mm f <sub>c</sub> = 90 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	280,00	91,39	690,02	0,31	1,28	0,45
		0,00	280,00	84,00	562,03	0,33	1,25	0,49
		0,50	342,06	89,20	501,48	0,36	1,32	0,57
		1,00	298,50	84,47	460,83	0,34	1,27	0,52
	50	-0,50	308,46	92,26	502,81	0,33	1,31	0,49
		0,00	362,79	91,59	430,95	0,37	1,34	0,58
		0,50	312,31	91,65	287,38	0,33	1,31	0,50
		1,00	341,86	89,69	309,60	0,36	1,32	0,56

**Tabla 5-2.** Resultados experimentales de los pilares mixtos ensayados.  
Sección 100.150.4.

Pilar	e <sub>2</sub> mm	r	f <sub>y</sub> N/mm <sup>2</sup>	f <sub>c</sub> N/mm <sup>2</sup>	N <sub>EXP</sub> kN	δ	λ	ω
100.150.5 L = 2135 mm f <sub>c</sub> = 30 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	304,52	30,66	720,22	0,65	0,68	1,89
		0,00	306,38	36,34	728,52	0,62	0,70	1,60
		0,50	299,29	32,88	654,32	0,63	0,68	1,73
		1,00	332,97	32,83	605,61	0,66	0,71	1,93
	50	0,50	293,56	29,25	391,29	0,66	0,67	1,91
		1,00	396,01	26,18	395,09	0,74	0,73	2,87
100.150.5 L = 2135 mm f <sub>c</sub> = 90 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	304,52	93,41	1042,33	0,38	0,86	0,62
		0,00	370,39	89,65	1066,53	0,44	0,89	0,78
		0,50	424,50	86,53	981,62	0,48	0,91	0,93
		1,00	459,82	83,01	935,02	0,51	0,92	1,05
	50	0,50	293,56	85,95	526,45	0,39	0,84	0,65
		1,00	368,09	84,03	528,12	0,45	0,87	0,83
		1,00	336,27	92,71	458,59	0,41	0,88	0,69
100.150.5 L = 3135 mm f <sub>c</sub> = 90 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	336,27	91,69	692,62	0,41	1,28	0,70
		0,00	370,39	79,72	690,80	0,47	1,27	0,88
		0,50	424,50	85,19	622,30	0,49	1,33	0,95
		1,00	459,82	91,04	573,32	0,49	1,38	0,96
	50	-0,50	306,38	85,06	548,45	0,41	1,23	0,68
		0,00	396,01	87,39	456,38	0,46	1,31	0,86
		0,50	332,97	91,26	328,50	0,41	1,28	0,69
		1,00	368,09	82,54	381,06	0,46	1,27	0,85

**Tabla 5-3.** Resultados experimentales de los pilares mixtos ensayados.  
Sección 100.150.5.

### 5.3. RESPUESTA FUERZA AXIAL – DESPLAZAMIENTO LATERAL

En este apartado se presentan las curvas de fuerza axial frente al desplazamiento lateral de la sección central de la columna. Se incluyen los datos experimentales medidos para todos los ensayos efectuados, clasificados en función de la longitud: 2, 3 y 4 m, y posteriormente según el tipo de hormigón y la excentricidad aplicada, **Figura 5-1, 5-2 y 5-3**.

Los resultados obtenidos confirman el comportamiento esperado a priori:

- a) La carga última alcanzada aumenta con la resistencia del hormigón empleado y con el espesor del tubo de acero utilizado.
- b) Al reducir la relación entre las excentricidades aplicadas en los extremos,  $r$ , se reducen los efectos de segundo orden, y en consecuencia aumenta la carga última de fallo.
- c) La carga última de fallo es superior en los casos en los que la excentricidad es de 20 mm. Este resultado es obvio; existe menos flexión y los efectos de segundo orden se reducen.
- d) Los pilares con hormigón de 30 MPa presentan un comportamiento más dúctil en la rama de descenso. Tras alcanzar la carga última, la rama de descenso para hormigón de alta resistencia tiene mayor pendiente que para los casos que se emplea hormigón de 30 MPa. Esto se debe a la fragilidad del hormigón al superar la carga máxima, mayor en el caso de hormigón de 90 MPa.
- e) La ductilidad del conjunto, valor que se puede medir a través de la rama de descenso, es mayor, conforme aumenta el ratio entre excentricidades, presentando, para  $r = 1.00$ , el comportamiento más dúctil, es decir, la curva de descenso con menor pendiente.
- f) Los pilares de sección 100.150.4, son los más propensos a sufrir pandeo local, presentan menos ductilidad, al producirse abolladura en la rama de descenso tras superar la carga máxima.

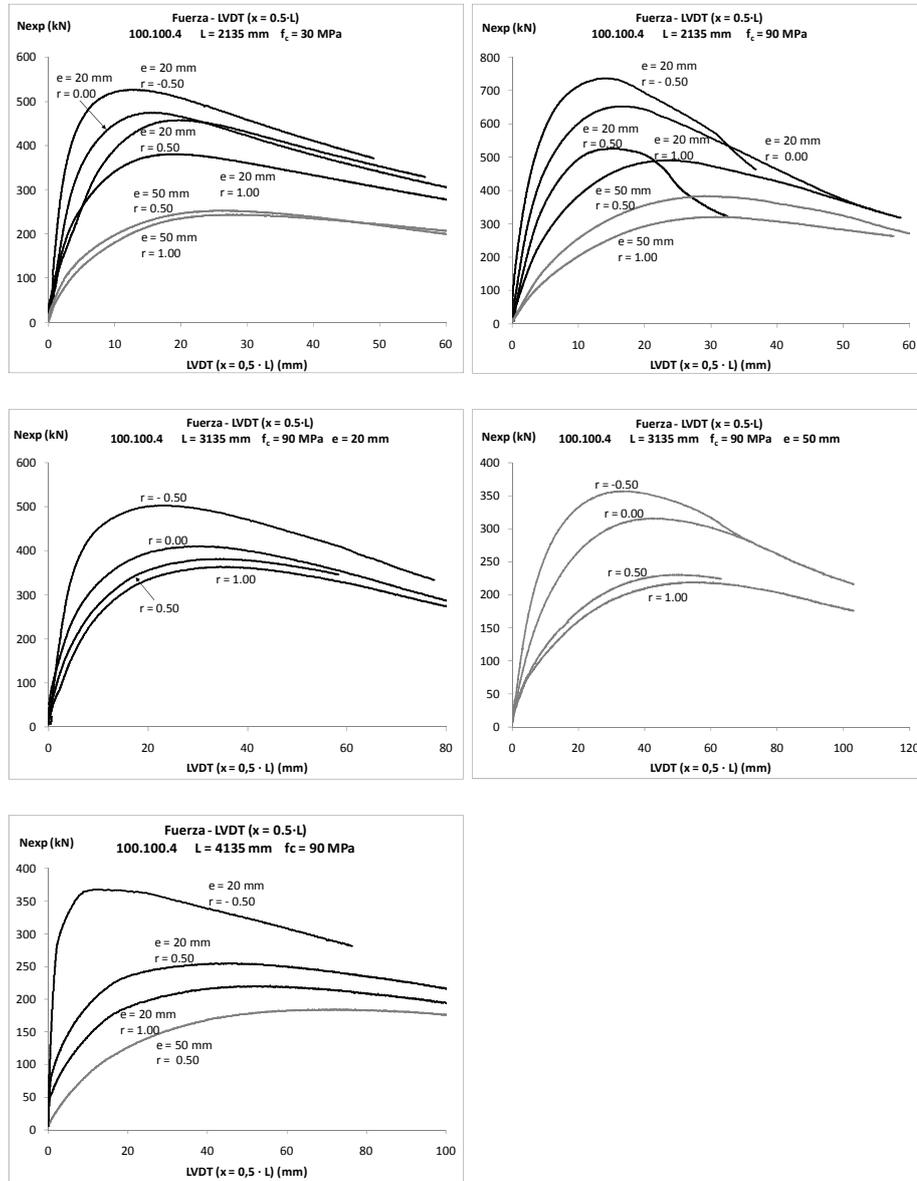


Figura 5-1. Fuerza axial frente al desplazamiento transversal medido en la sección intermedia del pilar. Sección 100.100.4

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

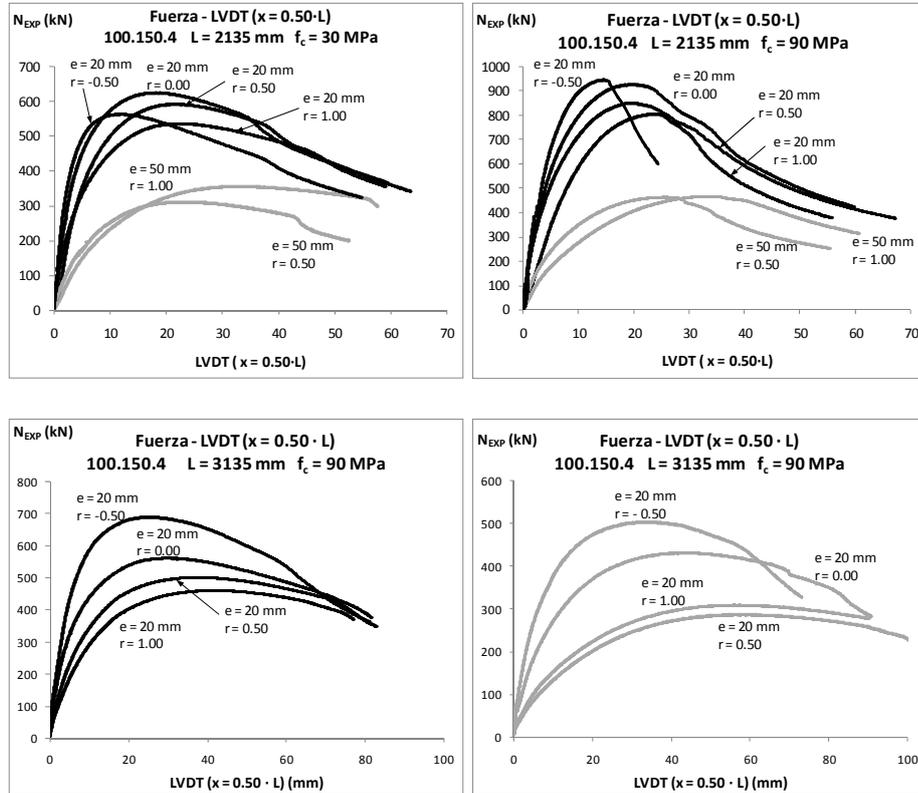


Figura 5-2. Fuerza axial frente al desplazamiento transversal medido en la sección intermedia del pilar. Sección 100.150.4

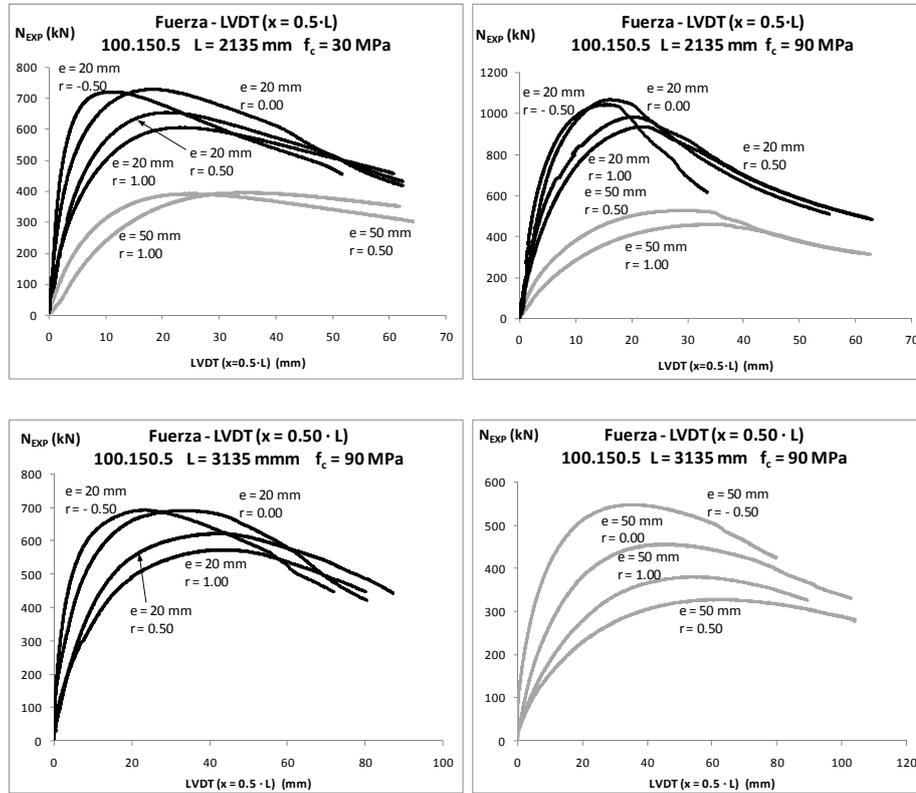
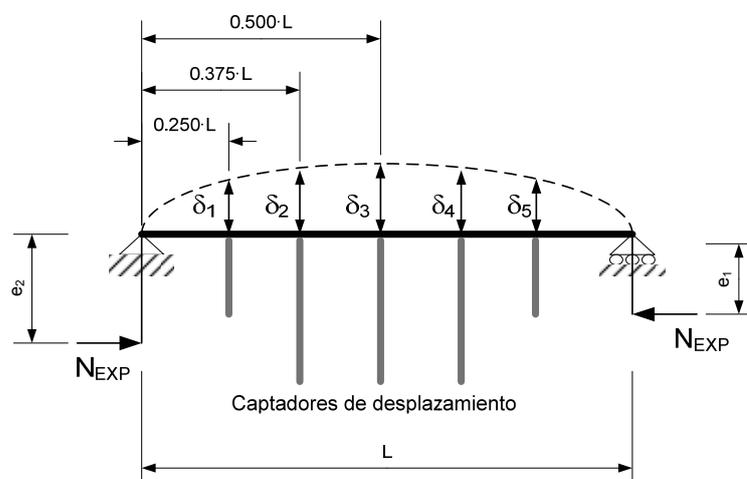


Figura 5-3. Fuerza axial frente al desplazamiento transversal medido en la sección intermedia del pilar. Sección 100.150.5

#### 5.4. RESPUESTA FUERZA AXIAL – DEFORMADA DEL ELEMENTO PARA CARGA MÁXIMA.

A continuación se analiza la deformada del pilar en el momento de carga máxima,  $N_{EXP}$ . Para ello se emplean los datos obtenidos mediante los captadores de desplazamiento, ubicados según la **Figura 5-4**.



**Figura 5-4.** Esquema de la deformada del pilar y sistema de medida de la misma.

El estudio incluye el análisis para la sección 100.100.4 y se adjuntan los resultados de las secciones 100.150.4 y 100.150.5 en el **Anejo C**. Los resultados se organizan según longitudes, excentricidad máxima aplicada y tipo de hormigón.

Los resultados obtenidos de forma experimental, reafirman el comportamiento, a priori, esperado en los pilares:

- Las excentricidades aplicadas y la esbeltez de los elementos son relativamente elevados, haciendo que los efectos de segundo orden dominen en el comportamiento del pilar, es decir, que el momento máximo se produce a lo largo del pilar y no en los extremos.
- La deformación que se produce en el pilar es superior cuanto mayor es la excentricidad aplicada, más esbelto es el elemento y mayor es el ratio entre las excentricidades,  $r$ .

- c) Debido a la rigidez del pilar, pese a que las excentricidades sean de signo contrario, no se produce doble curvatura. Únicamente la deformada se encuentra desplazada hacia el lado de mayor excentricidad (Figura 5-5 hacia el lado izquierdo de las gráficas).
- d) Estos resultados tienen su explicación en los efectos de segundo orden, que cobran importancia con el valor de la excentricidad aplicada y con el ratio entre las excentricidades en los extremos.

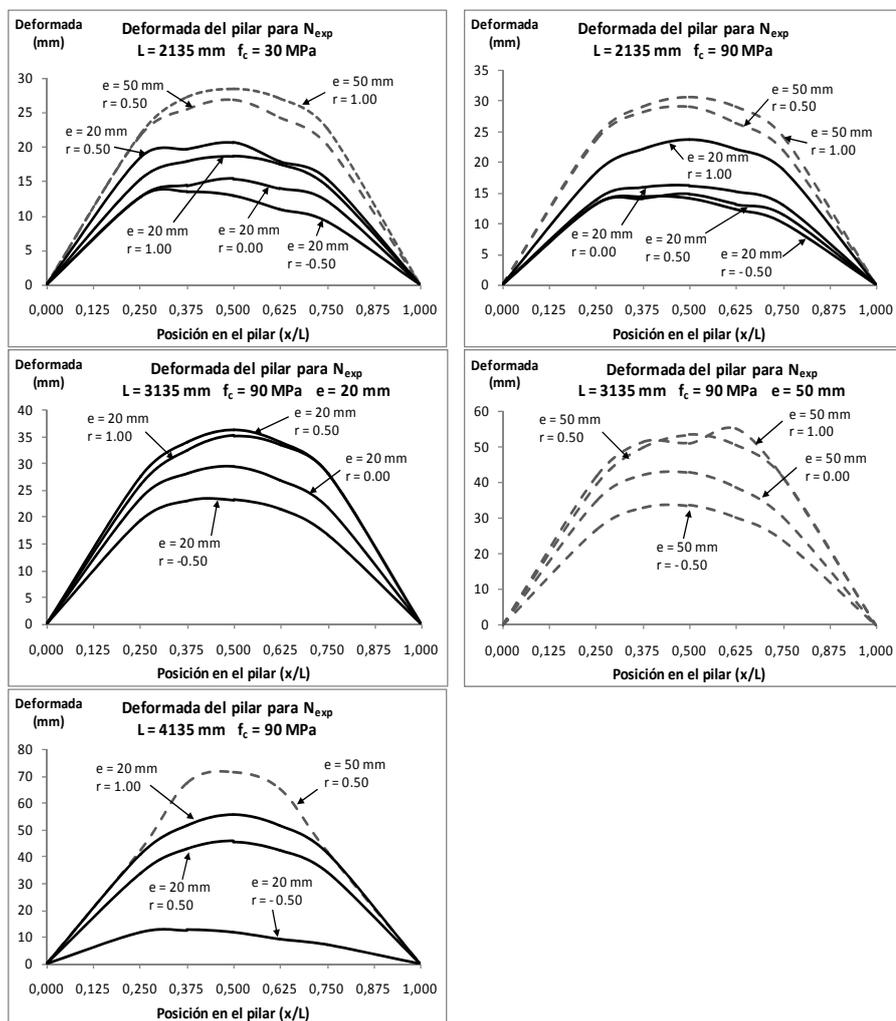
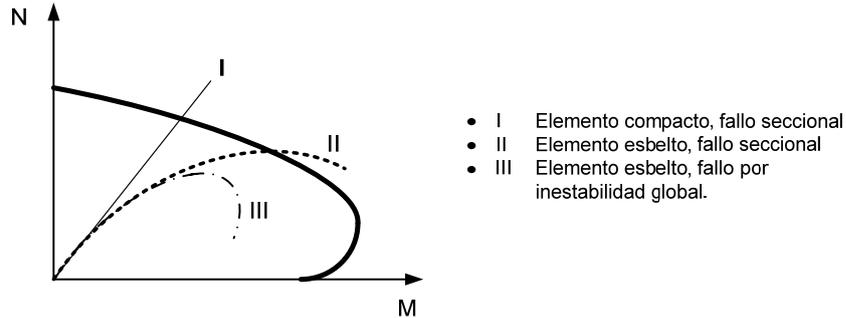


Figura 5-5. Análisis de la deformada de los pilares de sección 100.100.4 en el momento de carga máxima.

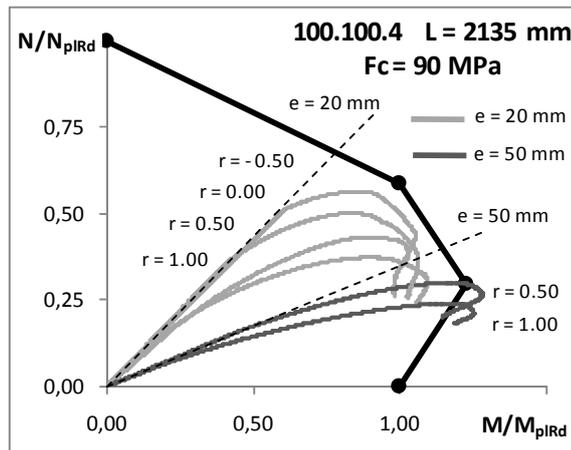
### 5.5. MODO DE FALLO

El fallo en pilares esbeltos puede producirse bien por agotamiento de la sección o por inestabilidad global del elemento, **Figura 5-6**.



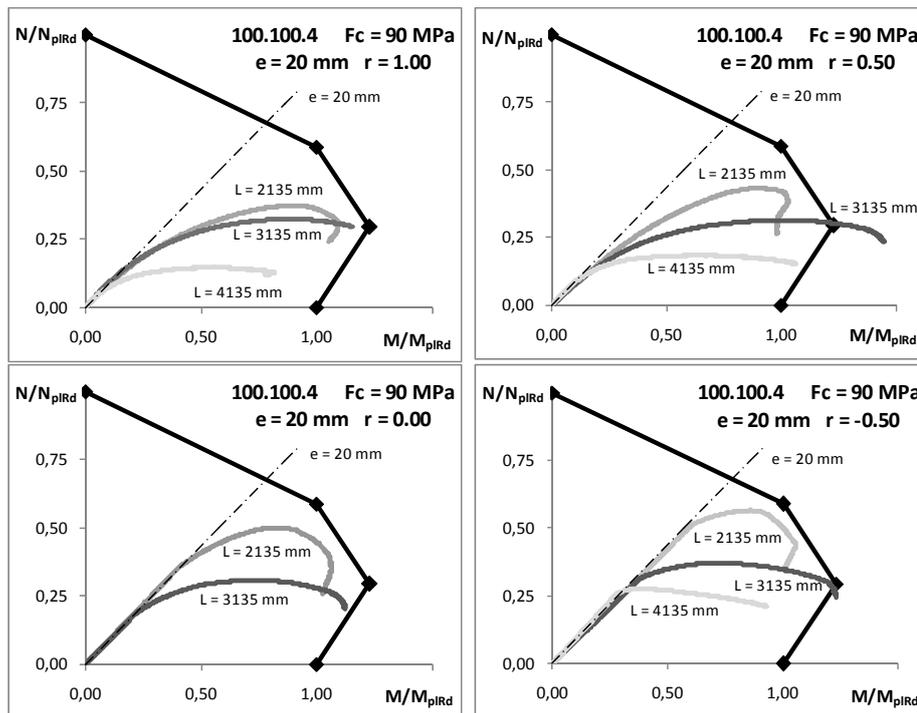
**Figura 5-6.** Agotamiento de un elemento esbelto por agotamiento de la sección crítica o por inestabilidad global.

El modo de fallo de todos los pilares ensayados, incluidos los menos esbeltos, es por inestabilidad global y no por agotamiento de la sección más crítica. Sobre el diagrama seccional, en forma adimensional y calculado el modelo del Eurocódigo 4 [59], EC4 en adelante, se representan las curvas de carga (axil - momento) hasta fallo de cada pilar, comprobando la influencia del ratio entre excentricidades, así como la esbeltez del elemento.



**Figura 5-7.** Modo de fallo de los pilares con sección 100.100.4, de 2 metros de longitud y hormigón de 90 MPa. Influencia del ratio de excentricidad aplicada,  $r = e_1/e_2$ .

En la **Figura 5-7**, los pilares sometidos a una excentricidad de 50 mm aparentemente fallan por agotamiento de la sección. En verdad su fallo es por pandeo global: el diagrama seccional sobre el que se ha representado la curva N-M corresponde a un valor medio entre los valores de acero y hormigón de los pilares representados, y en el caso de ambos pilares, la resistencia de los materiales que los componen es superior a la media empleada, de ahí que su rama de carga alcance el máximo en un punto próximo al diagrama seccional.



**Figura 5-8.** Modo de fallo de los pilares con sección 100.100.4 y hormigón de 90 MPa. Influencia de la esbeltez del elemento.

Como se puede ver en la **Figura 5-8**, los elementos fallan por inestabilidad global. Por último, para esclarecer cualquier duda, se representa el axil y el momento total, en función del desplazamiento en la sección intermedia del pilar, **Figura 5-9**, para los pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades iguales en los extremos.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Como se puede apreciar, superada la carga máxima, el momento flector total sigue aumentando, más aún cuanto más esbelto es el pilar. Si el fallo fuese seccional, la carga máxima coincidiría con el máximo momento flector.

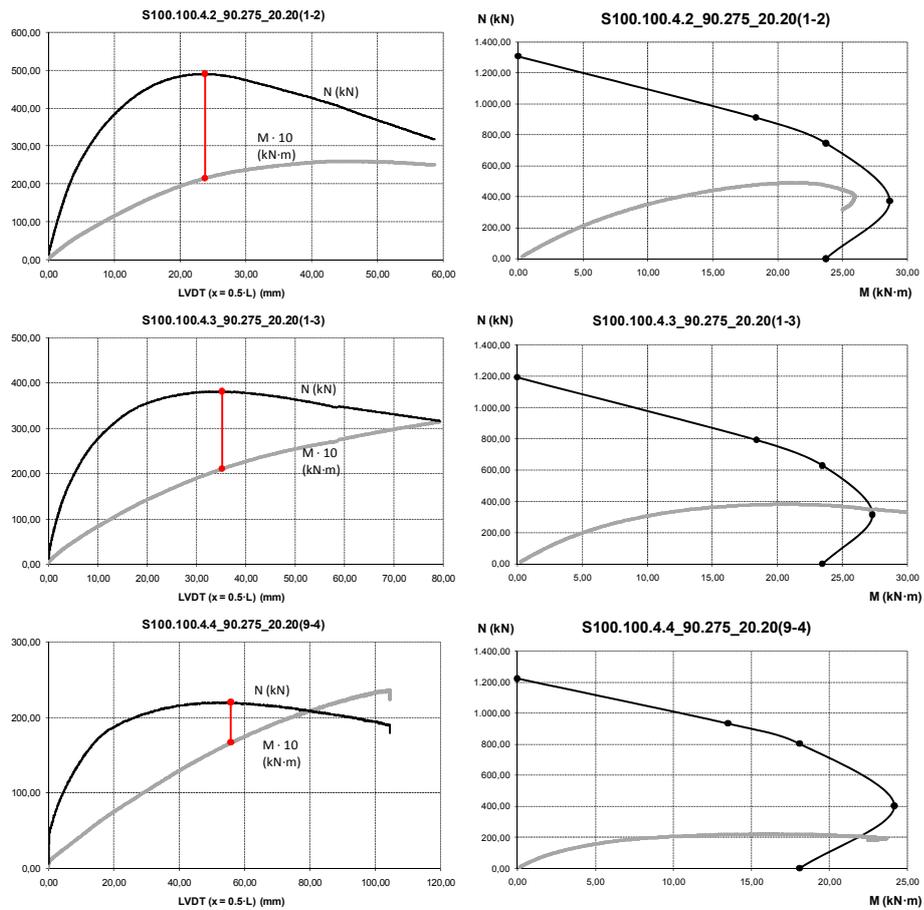
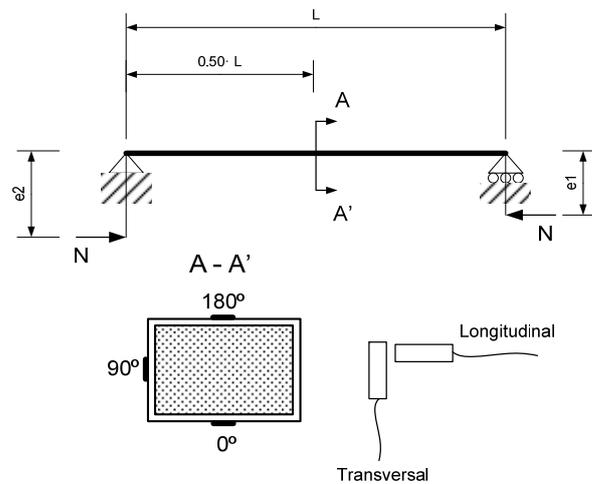


Figura 5-9. Fallo del elemento por inestabilidad global.

## 5.6. COMPORTAMIENTO SECCIONAL

El comportamiento a nivel seccional o local se estudia a través de las medidas de la deformación longitudinal y transversal realizadas en la sección central del pilar ensayado. La figura muestra la posición de las galgas extensométricas y la forma en las que se han nombrado.



**Figura 5-10.** Posición e identificación de las galgas extensométricas incluidas en los pilares ensayados.

Para la cara más comprimida, la cara inferior, denominada por  $0^\circ$ , se puede calcular la relación existente entre la deformación transversal y longitudinal, (módulo de Poisson), cuyo valor permanece invariable en torno a 0.30 (valor absoluto), **Figura 5-11 y 12.a y b**. Este valor permanece constante hasta alcanzar una deformación longitudinal próxima a  $2000 \mu\epsilon$ , momento en el cual, siempre se ha superado la carga máxima del pilar. De este resultado se puede concluir que no existe confinamiento del núcleo de hormigón por parte del perfil de acero en la rama de carga, pero sí en la rama de descenso. El confinamiento en la rama de descenso tiene efecto en la ductilidad del sistema, conteniendo al núcleo de hormigón una vez superada su capacidad resistente.

Se incluyen los datos obtenidos a partir de las galgas extensométricas para los pilares de 2 metros, sección 100.100.4. y hormigón de 30 y 90 MPa.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

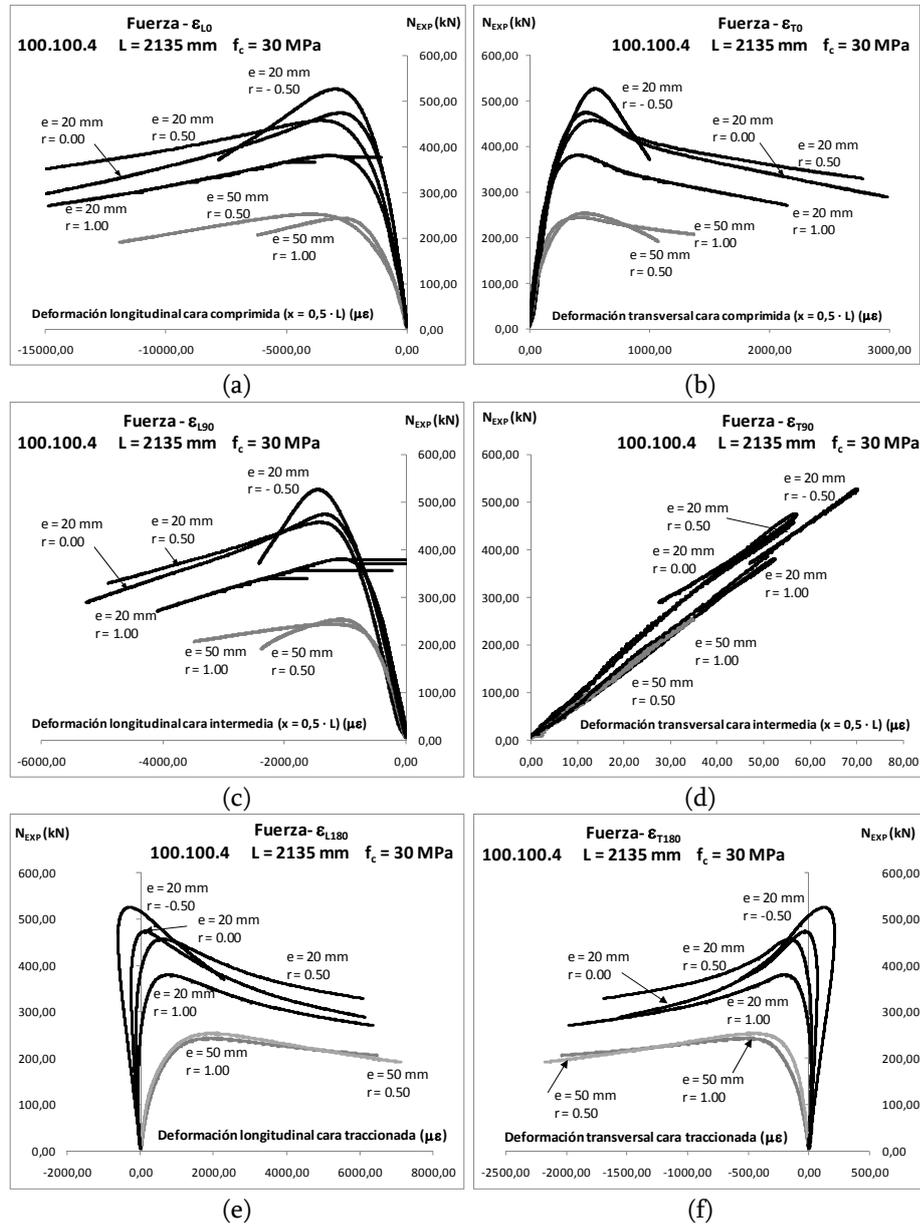


Figura 5-11. Medidas de las deformaciones longitudinales y transversales de los pilares de sección 100.100.4, de 2 metros de longitud y hormigón de resistencia convencional.

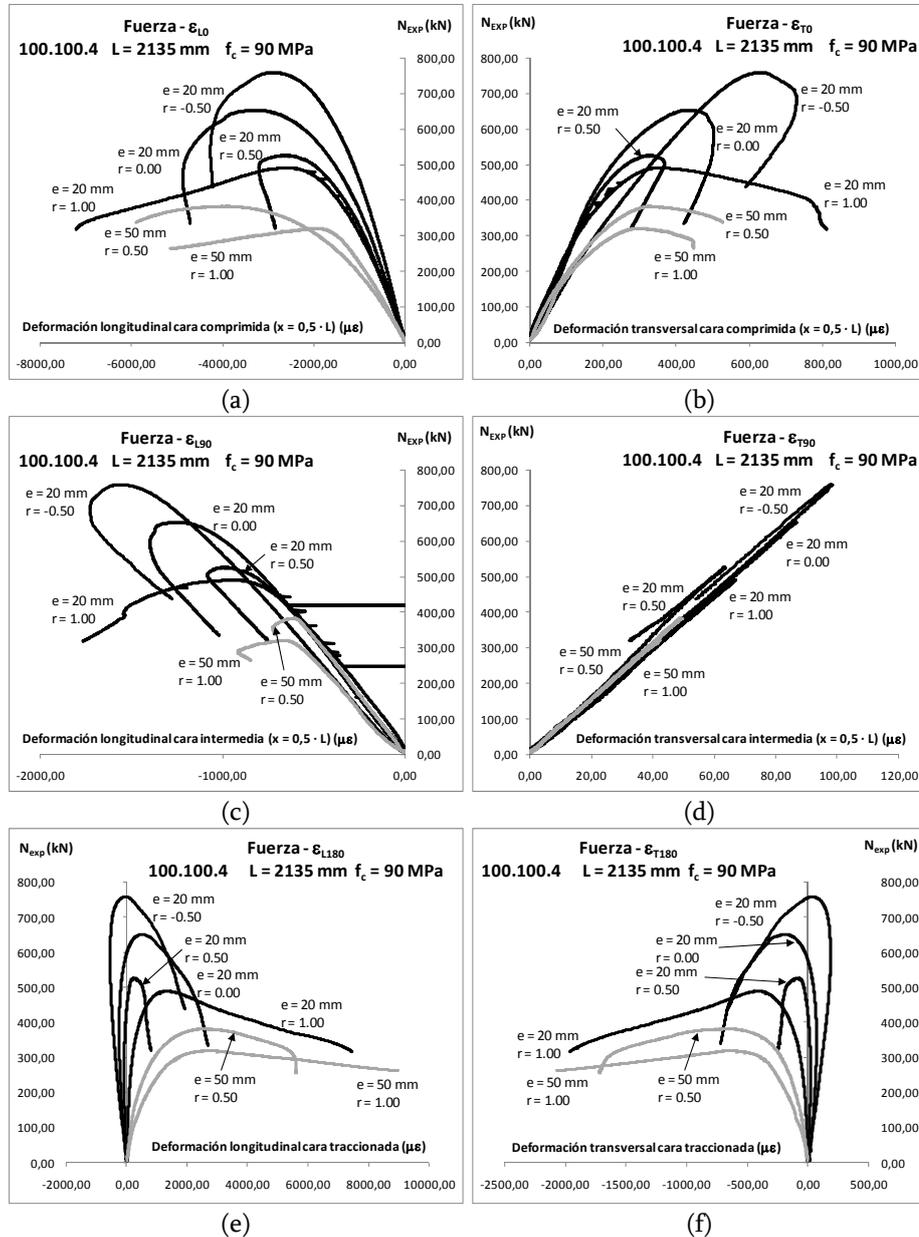


Figura 5-12. Medidas de las deformaciones longitudinales y transversales de los pilares de sección 100.100.4, de 2 metros de longitud y hormigón de alta resistencia.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

También puede observarse que la deformación longitudinal correspondiente a la máxima carga en el lado sometido a tracción en la sección, (punto de medida marcado con 180°), depende de la excentricidad de la carga y en menor medida de la resistencia del hormigón. Para mayores excentricidades y mayor resistencia del hormigón, la deformación aumenta. A medida que el momento flector aplicado es mayor, la línea neutra se sitúa cercana al eje 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 **Figura 5-11 y 12, e y f.**

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 la hipótesis adoptada por el EC4. Este efecto se verifica a partir de la deformación longitudinal en la posición a 90°. Si el eje neutro se sitúa en una posición cercana al centro de la sección, dicha deformación será menor, lo cual sucede con mayores excentricidades y mayores resistencias del hormigón.

### 5.7. ÍNDICE DE RENDIMIENTO DE LOS PILARES CFT

Uno de los objetivos planteados en esta investigación es establecer en qué situaciones es ventajoso el uso de hormigón de alta resistencia ( $f_c > 50$  MPa) en comparación con hormigones de resistencia inferior a 50 MPa, en el interior de columnas CFT esbeltas. Para poder cuantificar esta ganancia se define el ratio de contribución del hormigón (**CCR**, Concrete Contribution Ratio), ecuación 5.1. Las tablas siguientes, recogen los valores del índice de rendimiento y los parámetros adimensionales sobre los que se ha medido la respuesta de los pilares mixtos. Además, en el estudio también se emplean los datos de los ensayos experimentales recogidos en el **Anejo A**.

Pilar	$e_2$ mm	$r$	$f_y$ N/mm <sup>2</sup>	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$N_{EXP}$ kN	$\delta$	$\lambda$	$\omega$	CCR
100.150.4 L = 2135 mm $f_c = 30$ N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	268,18	31,70	563,31	0,56	0,66	1,25	1,56
		0,00	308,46	29,50	624,49	0,61	0,68	1,54	1,68
		0,50	280,00	31,04	591,79	0,57	0,67	1,33	1,86
		1,00	312,31	30,77	535,83	0,60	0,69	1,50	1,65
	50	0,50	424,50	33,19	311,20	0,65	0,77	1,89	1,00
		1,00	362,79	31,41	356,05	0,63	0,72	1,70	1,39
100.150.4 L = 2135 mm $f_c = 90$ N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	268,18	93,66	945,83	0,30	0,87	0,42	2,63
		0,00	280,00	90,64	926,39	0,31	0,87	0,46	2,70
		0,50	342,06	90,49	850,99	0,36	0,90	0,56	2,24
		1,00	298,50	86,45	804,38	0,34	0,87	0,51	2,57
	50	0,50	424,50	90,86	463,46	0,41	0,94	0,69	1,42
		1,00	341,86	77,38	466,38	0,39	0,86	0,65	1,92
100.150.4 L = 3135 mm $f_c = 90$ N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	280,00	91,39	690,02	0,31	1,28	0,45	2,22
		0,00	280,00	84,00	562,03	0,33	1,25	0,49	1,96
		0,50	342,06	89,20	501,48	0,36	1,32	0,57	1,60
		1,00	298,50	84,47	460,83	0,34	1,27	0,52	1,76
	50	-0,50	308,46	92,26	502,81	0,33	1,31	0,49	1,88
		0,00	362,79	91,59	430,95	0,37	1,34	0,58	1,61
		0,50	312,31	91,65	287,38	0,33	1,31	0,50	1,38
		1,00	341,86	89,69	309,60	0,36	1,32	0,56	1,48

**Tabla 5-4.** Índices de rendimiento de los pilares mixtos ensayados.  
Sección 100.150.4.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Pilar	e <sub>z</sub> mm	r	f <sub>y</sub> N/mm <sup>2</sup>	f <sub>c</sub> N/mm <sup>2</sup>	N <sub>EXP</sub> kN	δ	λ	ω	CCR
100.100.4 L = 2135 mm f <sub>c</sub> = 30 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	346,97	34,10	526,21	0,64	0,71	1,81	1,53
		0,00	358,28	35,84	474,75	0,64	0,72	1,78	1,47
		0,50	353,23	37,17	457,35	0,63	0,72	1,69	1,55
		1,00	292,70	36,41	380,82	0,59	0,68	1,43	1,62
	50	0,50	358,67	33,42	253,47	0,66	0,71	1,91	1,21
		1,00	346,28	35,01	244,09	0,64	0,71	1,76	1,34
100.100.4 L = 2135 mm f <sub>c</sub> = 90 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	346,97	92,72	737,04	0,40	0,87	0,67	2,14
		-0,50	371,39	93,03	758,50	0,42	0,89	0,71	2,08
		0,00	363,27	89,51	652,63	0,42	0,87	0,72	1,99
		0,50	280,00	93,99	525,77	0,35	0,84	0,53	2,16
		1,00	375,77	88,38	490,74	0,43	0,88	0,76	1,70
	50	0,50	358,67	87,18	383,16	0,42	0,87	0,73	1,83
		1,00	358,29	91,44	321,12	0,41	0,88	0,70	1,72
		1,00	371,39	93,02	323,15	0,42	0,89	0,71	1,68
100.100.4 L = 3135 mm f <sub>c</sub> = 90 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	353,23	97,67	502,88	0,39	1,31	0,64	1,80
		0,00	363,27	92,97	410,40	0,41	1,30	0,69	1,57
		0,50	280,00	86,95	363,61	0,36	1,21	0,57	1,77
		1,00	375,77	74,42	381,47	0,47	1,24	0,90	1,64
	50	-0,50	358,28	96,42	357,35	0,40	1,31	0,66	1,58
		0,00	346,28	92,14	316,24	0,40	1,28	0,67	1,65
		0,50	358,29	90,43	218,65	0,41	1,28	0,70	1,25
		1,00	292,70	87,30	230,31	0,37	1,22	0,60	1,69
100.100.4 L = 4135 mm f <sub>c</sub> = 90 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	280,00	88,28	367,76	0,36	1,60	0,56	1,92
		0,50	280,00	96,89	254,93	0,34	1,65	0,51	1,53
		1,00	280,00	94,99	220,33	0,34	1,64	0,52	1,41
	50	0,50	369,30	92,31	184,33	0,42	1,71	0,71	1,27

**Tabla 5-5.** Índices de rendimiento de los pilares mixtos ensayados.  
Sección 100.100.4.

Pilar	e2 mm	r	f <sub>y</sub> N/mm <sup>2</sup>	f <sub>c</sub> N/mm <sup>2</sup>	N <sub>EXP</sub> kN	δ	λ	ω	CCR
100.150.5 L = 2135 mm f <sub>c</sub> = 30 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	304,52	30,66	720,22	0,65	0,68	1,89	1,46
		0,00	306,38	36,34	728,52	0,62	0,70	1,60	1,60
		0,50	299,29	32,88	654,32	0,63	0,68	1,73	1,58
		1,00	332,97	32,83	605,61	0,66	0,71	1,93	1,44
	50	0,50	293,56	29,25	391,29	0,66	0,67	1,91	1,36
		1,00	396,01	26,18	395,09	0,74	0,73	2,87	1,20
100.150.5 L = 2135 mm f <sub>c</sub> = 90 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	304,52	93,41	1042,33	0,38	0,86	0,62	2,12
		0,00	370,39	89,65	1066,53	0,44	0,89	0,78	2,01
		0,50	424,50	86,53	981,62	0,48	0,91	0,93	1,80
		1,00	459,82	83,01	935,02	0,51	0,92	1,05	1,72
	50	0,50	293,56	85,95	526,45	0,39	0,84	0,65	1,84
		1,00	368,09	84,03	528,12	0,45	0,87	0,83	1,70
100.150.5 L = 3135 mm f <sub>c</sub> = 90 N/mm <sup>2</sup>	20	-0,50	336,27	91,69	692,62	0,41	1,28	0,70	1,63
		0,00	370,39	79,72	690,80	0,47	1,27	0,88	1,66
		0,50	424,50	85,19	622,30	0,49	1,33	0,95	1,48
		1,00	459,82	91,04	573,32	0,49	1,38	0,96	1,38
	50	-0,50	306,38	85,06	548,45	0,41	1,23	0,68	1,69
		0,00	396,01	87,39	456,38	0,46	1,31	0,86	1,37
		0,50	332,97	91,26	328,50	0,41	1,28	0,69	1,24
		1,00	368,09	82,54	381,06	0,46	1,27	0,85	1,48

**Tabla 5-6.** Índices de rendimiento de los pilares mixtos ensayados. Sección 100.150.5.

### 5.7.1. Ratio de contribución del hormigón (CCR)

El ratio de contribución del hormigón (Concrete Contribution Ratio o CCR), se define como el ratio entre la capacidad de carga máxima de la columna (axil último experimental) y la capacidad de la columna vacía<sup>1</sup>,

$$CCR = \frac{N_{EXP}}{N_{vacio,EC3}} \quad (5.1)$$

Dado que hay muchas variables que afectan a este índice, se han seleccionado cuatro como las más relevantes para mostrar la ganancia aportada por el hormigón de alta resistencia ( $f_c > 50$  MPa) frente a hormigones de resistencia convencional ( $f_c \leq 50$  MPa). Estas variables son la contribución del acero ( $\delta$ ), la esbeltez relativa ( $\bar{\lambda}$ ) y la resistencia del hormigón ( $f_c$ ).

La cuantía mecánica 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, En el caso de columnas compactas, la cuantía está directamente relacionada con el confinamiento obtenido<sup>2</sup>.

$$\omega = \frac{A_a \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} \quad (5.2)$$

Para soportes mixtos no se emplea el término de cuantía mecánica sino el de factor de contribución del acero. En el caso del EC4, este término se define como:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_y}{A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_c} \quad (5.3)$$

---

<sup>1</sup> Para el cálculo de la capacidad resistente del perfil tubular vacío se ha empleado el método propuesto por el Eurocódigo 3 [57], EC3.

<sup>2</sup> En elementos de hormigón armado, el confinamiento que le aporta la armadura transversal, generalmente en forma de cercos, al núcleo de hormigón, es directamente proporcional a la cuantía mecánica volumétrica de la armadura transversal,  $\omega_w = \frac{\text{Vol. armadura transversal} \cdot f_y}{\text{Vol. núcleo de hormigón} \cdot f_c}$ . Los pilares mixtos tipo CFT, son el caso extremo de confinamiento mediante cercos, y la cuantía mecánica volumétrica coincide con la cuantía mecánica de la sección.

de forma que la relación con el concepto de cuantía mecánica sería:

$$\omega = \frac{\delta}{1 - \delta} \tag{5.4}$$

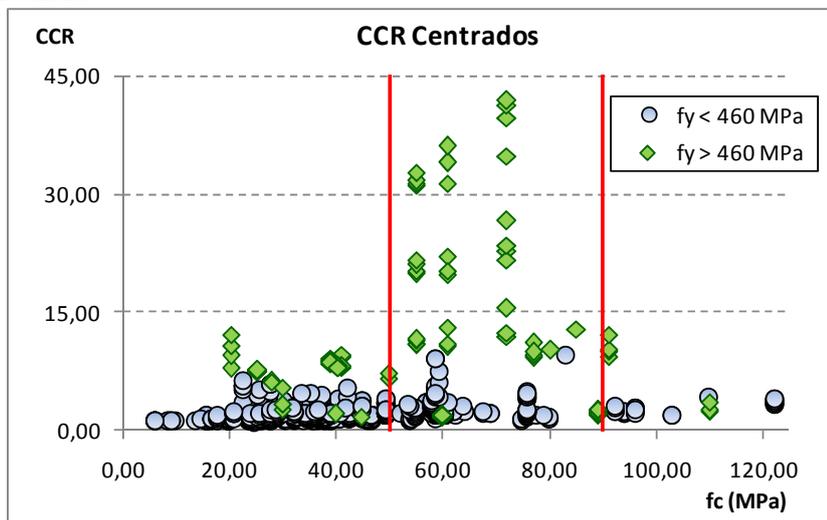
$$\delta = \frac{\omega}{\omega + 1} \tag{5.5}$$

A continuación se realiza el estudio de la contribución del hormigón, CCR, en función de la aplicación de la carga, diferenciando entre pilares sometidos a carga axial centrada y excéntrica, con excentricidades iguales y diferentes en los extremos.

### 5.7.1.1. Pilares sometidos a carga centrada

Se analizan los datos experimentales recogidos en la bibliografía, **Anejo A**, para pilares sometidos a compresión centrada. En total son 868 ensayos, que engloban pilares compuestos por diferentes materiales, longitudes y secciones.

Se clasifican los pilares en función del tipo de acero empleado, distinguiendo entre acero de alta resistencia ( $f_y > 460$  MPa) y acero de resistencia convencional ( $f_y \leq 460$  MPa). De la **Figura 5-13**, se extrae que la aportación del núcleo de hormigón presenta los máximos valores para una resistencia del hormigón comprendida entre 50 MPa y 90 MPa, especialmente para acero de alta resistencia.



**Figura 5-13.** Estudio del índice CCR para pilares sometidos a carga centrada, en función de los materiales empleados.  $CCR \geq 1.00$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Este estudio resulta insuficiente puesto que no tiene en cuenta la esbeltez del elemento ni las características seccionales. Para abordar el estudio en mayor profundidad, se agrupan los ensayos según los materiales empleados, siguiendo las limitaciones del modelo simplificado propuesto por el EC4 (explicado en el capítulo 7):

- a)  $f_y \leq 460 \text{ MPa}$  y  $f_c \leq 50 \text{ MPa}$
- b)  $f_y \leq 460 \text{ MPa}$  y  $f_c > 50 \text{ MPa}$
- c)  $f_y > 460 \text{ MPa}$  y  $f_c \leq 50 \text{ MPa}$
- d)  $f_y > 460 \text{ MPa}$  y  $f_c > 50 \text{ MPa}$

El resto de variables que influyen en el comportamiento de los pilares son:

- a)  $\bar{\lambda}$  esbeltez relativa del elemento, definida como  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plR}}{N_{cr}}}$ .

$N_{plR}$  resistencia plástica de la sección.

$N_{cr}$  axil crítico de Euler

El EC4 limita este valor a 2.00, y el rango de la variable en los datos experimentales disponibles es:  $\bar{\lambda} \in \{0.02 - 2.23\}$

- b)  $\delta$  contribución del acero en la resistencia seccional del elemento,

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_y}{A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_c}$$

Es una medida del grado de confinamiento del núcleo de hormigón por parte del perfil tubular de acero. El EC4 limita la aplicación del método propuesto a que  $0.20 \leq \delta \leq 0.90$ . El rango de los ensayos estudiados es  $\delta \in \{0.12 - 0.91\}$

- c)  $D/t$  Parámetro que tiene en cuenta la susceptibilidad de la sección a sufrir pandeo local. Se define como el ratio entre la máxima dimensión de la sección y el espesor del tubo. El EC4 limita la aplicación del método simplificado a  $\frac{D}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$  ( $f_y$  en MPa)

$D$  máxima dimensión de la sección

$t$  espesor del perfil de acero

En el estudio se diferencian los casos que cumplen con esta limitación, ( $D/t$  EC4) y los perfiles de pared delgada ( $D/t$  pared delgada) que se encuentran fuera del ámbito de aplicación del EC4.

Para elementos compactos, donde no existen efectos de segundo orden y el comportamiento es seccional, la relación entre el CCR y  $\delta$ , es la siguiente:

$$\text{CCR} = \frac{N_{\text{EXP}}}{N_{\text{vacío, EC3}}} \quad (5.5)$$

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_y}{A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_c} \quad (5.6)$$

Aceptando que no existen efectos globales por inestabilidad del pilar, y que la resistencia seccional depende únicamente de la capacidad de los materiales que componen el pilar, el CCR puede expresarse como:

$$\text{CCR} = \frac{A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_c}{A_a \cdot f_y} \quad (5.7)$$

Es decir

$$\text{CCR} = \frac{1}{\delta} \quad (5.8)$$

A continuación, clasificados los ensayos en función de los materiales empleados, se estudia la influencia del resto de variables que intervienen en el comportamiento del pilar mixto. En las gráficas se ha representado la relación teórica entre CCR y  $\delta$ , para elementos compactos,  $\text{CCR} = 1/\delta$ . Por último, recordar la clasificación efectuada en función de la limitación de esbeltez seccional impuesta por el EC4.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

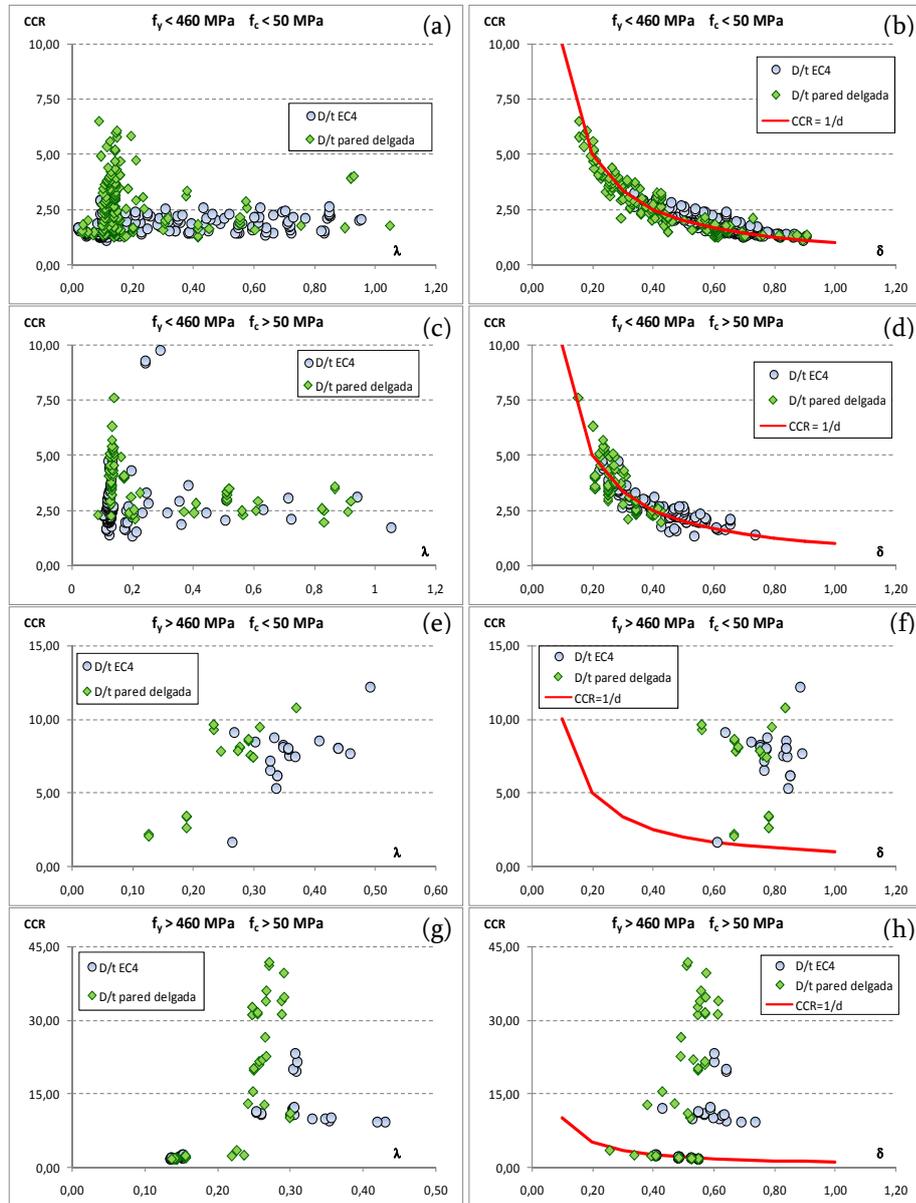


Figura 5-14. Análisis del CCR en pilares sometidos a carga centrada, en función de la esbeltez relativa y seccional y de la contribución del acero, según los materiales empleados.

Para cualquier combinación de materiales, el CCR aumenta al disminuir la esbeltez relativa del elemento. Este resultado es lógico dado que el comportamiento tiende a seccional y el núcleo de hormigón adquiere importancia.

Así mismo, concluir que la aportación del hormigón es mayor cuanto menor es la contribución del acero. Este resultado es obvio, a menor  $\delta$ , hay más hormigón y menos acero en la sección, luego el CCR debe aumentar.

Como se puede ver en las **Figura 5-14 b y d**, los ensayos de la bibliografía siguen la relación  $CCR = \frac{1}{\delta}$ , aunque existen algunos valores por encima de la frontera marcada. El motivo de esto, es el confinamiento que le aporta el perfil de acero al núcleo de hormigón, permitiendo que éste pueda alcanzar su resistencia máxima a compresión.

Como se indicó en el capítulo 2, apartado 2.3.1.1., existen diferentes modelos para considerar la resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$$N_c = A_c \cdot \alpha_c \cdot f_c \quad (5.9)$$

Donde

- $N_c$  capacidad resistente del núcleo de hormigón.
- $A_c$  área del núcleo de hormigón
- $f_c$  resistencia a compresión del hormigón
- $\alpha_c$  coeficiente de forma que reduce la resistencia del hormigón. Tradicionalmente tomaba el valor de 0,85, y actualmente, el EC2[56] indica que es igual a la unidad, independientemente del tipo de hormigón empleado. La norma Noruega, NS3473:2004 [142], indica que este coeficiente debe ser menor que la unidad y decreciente al aumentar la resistencia del hormigón.

A raíz de las **Figura 5-14 b y d**, se puede concluir que existe confinamiento del núcleo de hormigón por parte del perfil tubular de acero, permitiendo así el máximo aprovechamiento de los materiales empleados, y por tanto, el valor de  $\alpha_c$ , debe ser mayor o igual a la unidad.

Para acero de alta resistencia, la aportación del hormigón, aparentemente, parece mayor, obteniéndose valores de CCR de 40 para el caso de emplear ambos

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

materiales de alta resistencia, **Figura 5-14 f y h**. Los motivos de esta ganancia residen en varios factores:

- a) Perfiles de acero de pared delgada. Estos perfiles, de clase 4 según las indicaciones del EC3 [57], abollan antes de alcanzar el límite elástico del material, viéndose reducida su capacidad portante. En el caso de pilares mixtos, el núcleo de hormigón retrasa, e incluso impide que esto ocurra, favoreciendo el aumento de la capacidad resistente del perfil tubular de acero.
- b) Área de hormigón. Al emplear perfiles de pared delgada, el área de hormigón en el conjunto aumenta, y por tanto, gana importancia en el comportamiento del pilar mixto.
- c) Confinamiento del hormigón. El perfil tubular de acero tiene suficiente capacidad para confinar el núcleo de hormigón y permitir que éste alcance su máxima capacidad resistente, aumentando en consecuencia el CCR.

**5.7.1.2. Pilares sometidos a carga excéntrica con  $r = 1.00$  ( $r = e_1/e_2$ )**

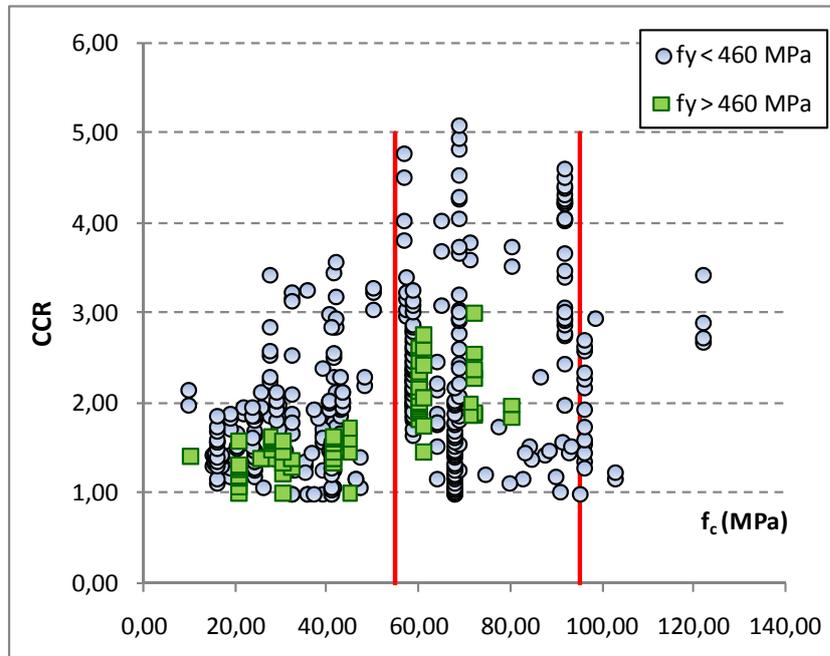
A continuación se analizan los datos experimentales recogidos en la bibliografía, **Anejo A**, y los ensayos realizados en la campaña experimental, para pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades iguales en los extremos. En total son 457 ensayos y el rango de las variables más influyentes son:

- a)  $f_y \in \{242.00 - 784.20\}$
- b)  $f_c \in \{9.79 - 122.10\}$
- c)  $\bar{\lambda} \in \{0.04 - 1.81\}$
- d)  $\delta \in \{0.20 - 0.89\}$
- e)  $\frac{D}{t} \in \{15.00 - 80.00\}$
- f)  $\frac{e}{h} \in \{0,01 - 1,81\}$

En primer lugar, se estudian los pilares en función del tipo de acero empleado, distinguiendo entre acero de alta resistencia ( $f_y > 460$  MPa) y acero de resistencia convencional ( $f_y \leq 460$  MPa). De la **Figura 5-15**, se extrae que la aportación del núcleo de hormigón es mayor contra menor es la calidad del acero empleado. Este resultado contrasta con el obtenido para pilares sometidos a carga centrada. Así mismo, destacar el hecho de que el CCR presenta los máximos valores para una resistencia del hormigón comprendida entre 55 MPa y 95 MPa.

Destacar, en comparación con pilares sometidos a carga centrada, la disminución de la contribución del hormigón, que alcanza un valor máximo de 5 frente a casi 40 que se llegaba a alcanzar para pilares sometidos a compresión centrada. Esto se debe a que la sección de hormigón comprimida disminuye al estar sometido el pilar a flexocompresión, y a su vez, el efecto del confinamiento se anula.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable



**Figura 5-15.** CCR para pilares sometidos a flexocompresión en función de los materiales empleados.

Al igual que se ha hecho con anterioridad, con el fin de analizar en detalle la influencia de todas las variables que intervienen, se agrupan los ensayos según los materiales empleados, siguiendo las limitaciones del modelo simplificado propuesto por el EC4 [59], (explicado en el capítulo 7):

- a)  $f_y \leq 460 \text{ MPa}$  y  $f_c \leq 50 \text{ MPa}$
- b)  $f_y \leq 460 \text{ MPa}$  y  $f_c > 50 \text{ MPa}$
- c)  $f_y > 460 \text{ MPa}$  y  $f_c \leq 50 \text{ MPa}$
- d)  $f_y > 460 \text{ MPa}$  y  $f_c > 50 \text{ MPa}$

De nuevo, se clasifican los ensayos según la esbeltez seccional siguiendo el criterio aportado por el EC4, ( $D/t$  EC4) y aquellos pilares que no cumplen con la limitación del modelo, ( $D/t$  pared delgada),  $\frac{D}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$  ( $f_y$  en MPa).

A la vista de los resultados, **Figura 5-16**, se mantienen las tendencias detectadas con anterioridad: mayor contribución del hormigón al disminuir la esbeltez del elemento y la contribución del acero (mayor área del núcleo de hormigón).

Así mismo, se obtienen valores mayores de CCR para aquellos ensayos en los que se han empleado perfiles de pared delgada, por los motivos comentados anteriormente:

- a) Mayor aprovechamiento del perfil metálico al estar impedido su abolladura. En caso de no estar relleno, el perfil sería clase 4, según EC3, y se abollaría antes de alcanzarse el límite elástico del material.
- b) Mayor área de hormigón en la sección, y por tanto, más importancia en el comportamiento del pilar mixto.

Para este tipo de pilares no se cumple la relación,  $CCR = \frac{1}{\delta}$ , debido a la excentricidad aplicada. No obstante, se traza dicha relación en las gráficas de la **Figura 5-16**, para ver el comportamiento de los pilares flexocomprimidos. A diferencia de los pilares compactos sometidos a carga centrada, pocos son los pilares que se encuentran por encima de la curva trazada. Esto se debe a que el confinamiento del perfil tubular de acero sobre el núcleo de hormigón disminuye considerablemente y la ganancia por parte de los perfiles de pared delgada, al no pandear localmente (abollar), no es tan alta como cuando la carga es de compresión pura.

No obstante, para acero de alta resistencia sigue habiendo una contribución del hormigón superior a la teórica sin considerar el efecto de confinamiento, ni ganancia del acero al no poder abollarse.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

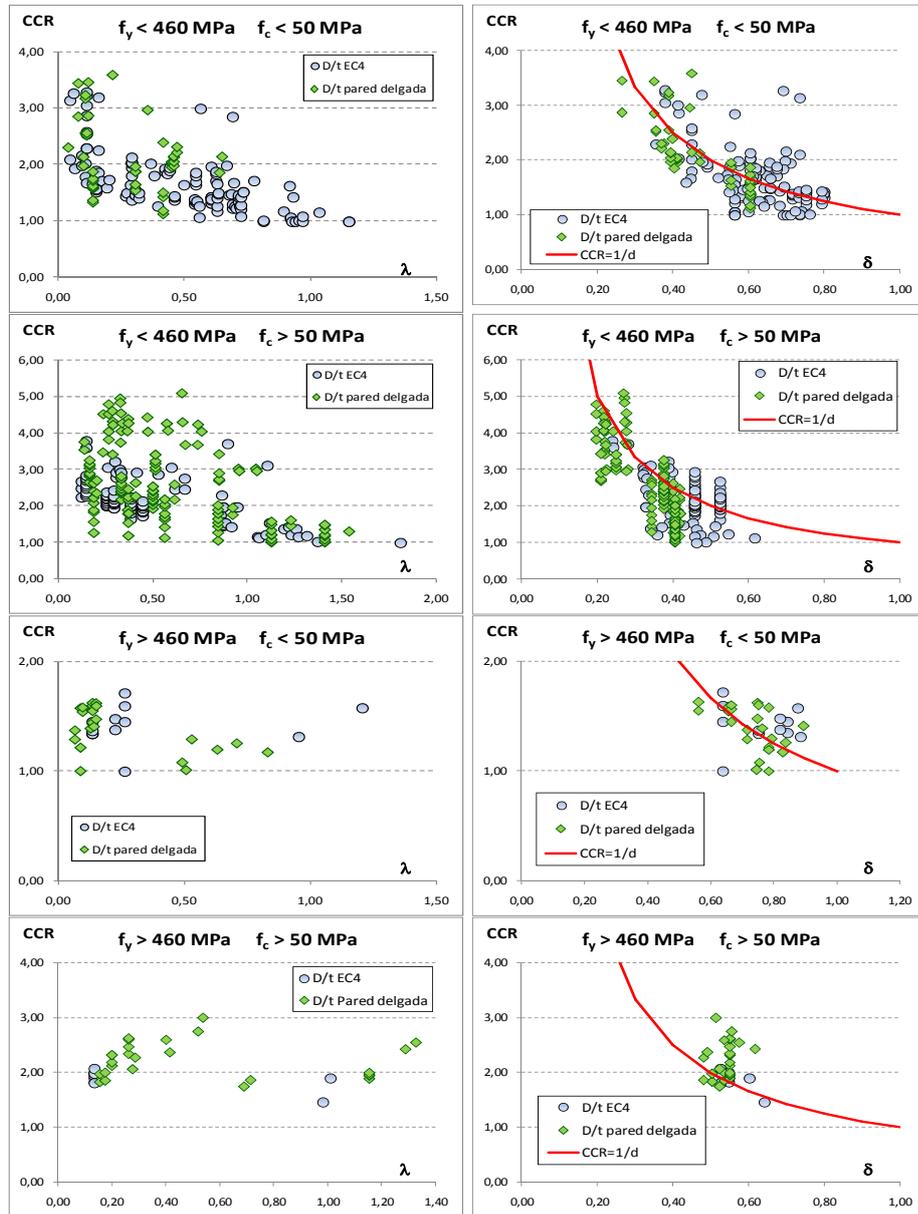
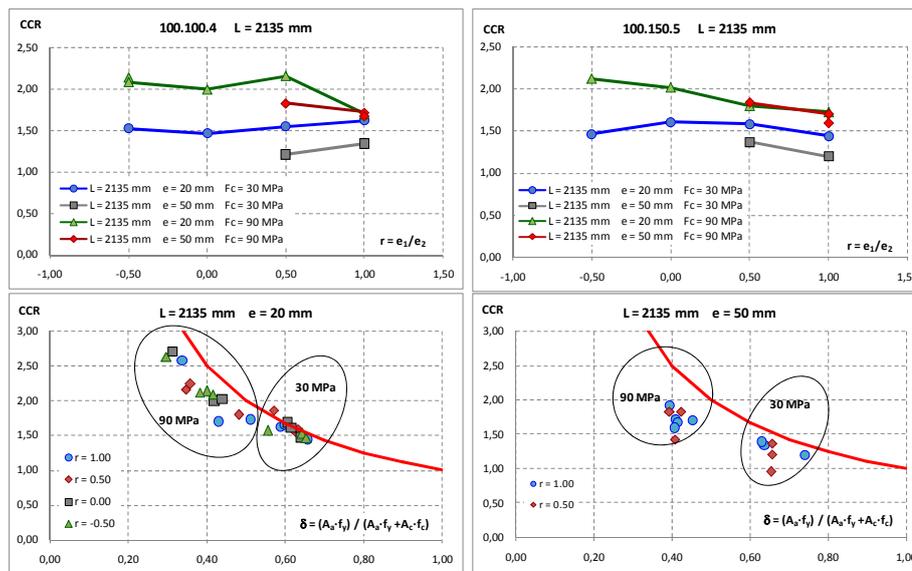


Figura 5-16. Análisis del CCR en función de las variables más significativas para pilares sometidos a flexocompresión.

5.7.1.3. Pilares sometidos a carga excéntrica con  $r \neq 1.00$  ( $r = e_1/e_2$ )

Para este estado de cargas, no hay casi ensayos en la bibliografía, únicamente 4 pilares aportados por Wang [195]. En el estudio se analizan los datos experimentales obtenidos de los ensayos realizados en este trabajo de investigación, no usando los datos de la bibliografía dado que las características de los pilares son muy diferentes a los ejecutados en la campaña. Los ensayos se efectuaron variando una propiedad y fijando el resto, con lo que es posible valorar la influencia de cada variable en la aportación del hormigón al conjunto. El estudio se realiza para cada tipo de sección y excentricidad máxima aplicada, y en función del ratio entre excentricidades,  $r$ .

Para medir la influencia de los materiales que conforman el pilar mixto se emplean los ensayos sobre pilares de 2 m que se ejecutaron con hormigón de 30 y 90 MPa, **Figura 5-17**.

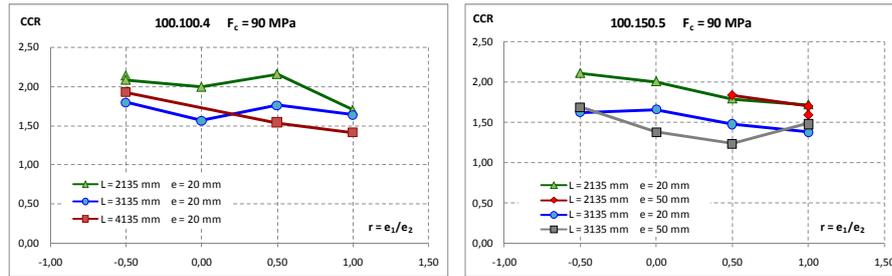


**Figura 5-17.** Índice CCR en pilares a flexocompresión con excentricidades desiguales en los extremos. Influencia del tipo de hormigón y excentricidades aplicadas.

A la vista de los resultados se aprecia que la contribución del hormigón es mayor al aumentar la resistencia a compresión del mismo, especialmente para relaciones de excentricidades en los extremos diferentes, **Figura 5-18**, (menos efectos de segundo orden y menor flexión en la sección crítica.)

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

La excentricidad influye de forma significativa, disminuyendo la aportación del hormigón al aumentar su valor. De la misma forma influye el aumento de la esbeltez del elemento.



Por último se estudia el efecto de la sección en el CCR, tal como se puede apreciar en los gráficos de la Figura 5-19, es inversamente proporcional a la tendencia a pandeo local de la sección, siendo máximo el CCR para la sección 100.150.4.

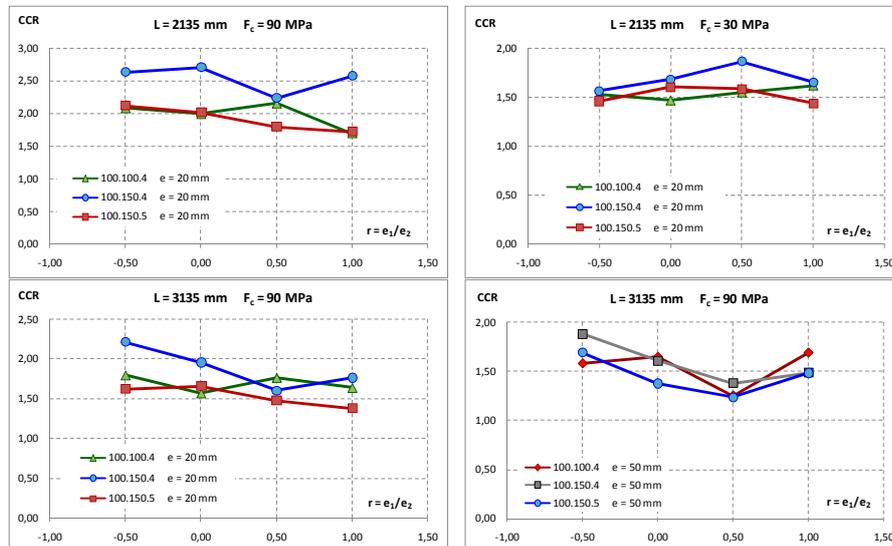


Figura 5-19. Estudio de la influencia de la sección en el CCR, para pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades diferentes en los extremos.

## 5.8. Conclusiones

Del análisis de los resultados de la campaña experimental, puede concluirse:

1. La carga máxima del ensayo disminuye al aumentar la esbeltez del elemento y la excentricidad aplicada. Así mismo, la carga de fallo aumenta al reducirse la relación entre excentricidades,  $r$ . Estos resultados son obvios dado que son consecuencia de los menores efectos de segundo orden que se producen en el elemento.
2. El uso de hormigón de 90 MPa en lugar de 30 MPa permite alcanzar una carga máxima 1,5 veces mayor, para el resto de condiciones invariables. Este aumento es más acusado contra menor es la excentricidad aplicada.
3. El modo de fallo de los pilares ensayados es por pandeo global, no por agotamiento de la sección crítica. La sección crítica se encuentra en una zona intermedia del pilar, no en los extremos.
4. El cociente entre las deformaciones longitudinales y transversales en el lado comprimido de la sección, módulo de Poisson, se mantiene aproximadamente constante hasta la carga máxima y sólo aparece un efecto tridimensional en la rama de descenso (confinamiento del núcleo de hormigón por parte del tubo de acero).
5. El confinamiento del núcleo de hormigón en la rama de descenso tiene consecuencias en la ductilidad del sistema, siendo mayor para el hormigón de 30 MPa.

Del estudio de la contribución del hormigón, CCR, empleando datos de la bibliografía y propios, se extrae:

- a) Para pilares sometidos a carga centrada, la contribución del hormigón es significativa cuando se reduce la esbeltez del elemento (menos efectos de segundo orden y menos sección comprimida), y cuando se emplean materiales de alta resistencia. Destacar el aprovechamiento que se consigue de los perfiles tubulares de acero de alta resistencia y pequeño espesor: en estos casos el acero confina al núcleo de hormigón, incrementando su capacidad resistente y éste a su vez, evita la abolladura del perfil y permite alcanzar el límite elástico o plástico del acero.
- b) Para pilares flexocomprimidos, la contribución del hormigón aumenta cuando la sección crítica se encuentra más comprimida y menos flectada: menores efectos de segundo orden (menor esbeltez del elemento, menor ratio entre excentricidades) y menor excentricidad aplicada.

## Capítulo 6

---

### **EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN**

En este capítulo se realiza un estudio de los efectos de segundo orden, indicando en qué casos es importante y necesario, tenerlos en cuenta. Así mismo, se realiza una recopilación de los métodos existentes para tenerlos en cuenta en el diseño o comprobación de pilares.

# 6.

## EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

### 6.1. INTRODUCCIÓN

#### 6.1.1. Planteamiento general

Una pieza de sección constante sometida a compresión ve reducida su capacidad resistente conforme aumenta su longitud (esbeltez). Este descenso de capacidad se debe a la aparición de una deformación transversal en el elemento, inicialmente recto o con una curvatura inicial. La nueva curvatura de elemento introduce esfuerzos adicionales (esfuerzos de segundo orden) dejando de ser lineal la relación entre las cargas y momentos actuantes.

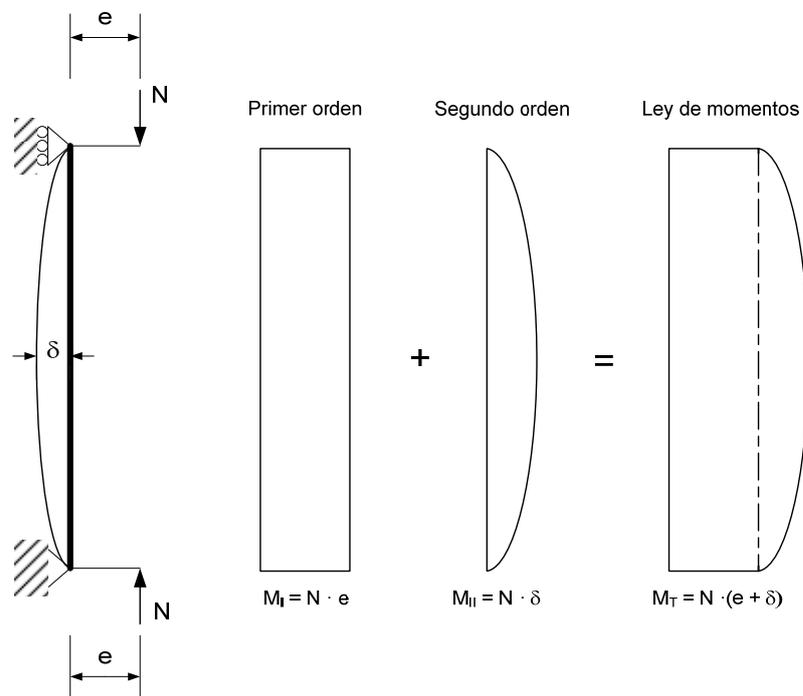
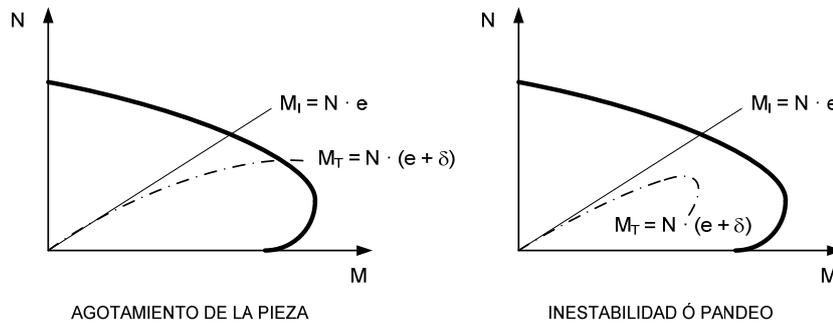


Figura 6-1. Efectos de segundo orden.

La amplificación de momentos flectores puede conducir al agotamiento del soporte por solicitaciones normales, o a una situación de pérdida de equilibrio (inestabilidad o pandeo) antes del agotamiento de la pieza.



**Figura 6-2.** Fallo por agotamiento de la sección y fallo por inestabilidad ó pandeo del elemento.

En la magnitud de los esfuerzos de segundo orden tiene mucha influencia la rigidez del elemento y en el caso de pilares formados con hormigón, de forma total o mixta, resulta imprescindible la consideración de la no linealidad del material.

### 6.1.2. Planteamiento del capítulo

El objetivo de este capítulo es explicar qué son los efectos de segundo orden, porqué se producen, de qué dependen y qué influencia tienen. Para ello se realiza un estudio partiendo de una pieza ideal sometida a cargas centradas y se amplía hasta abordar el caso de piezas reales sometidas a cargas excéntricas.

Aunque mucho de lo aquí expuesto es de sobra conocido, es importante incluirlo para sentar las bases del capítulo de normativa de diseño (capítulo 7) y el método de cálculo propuesto (capítulo 9).

## 6.2. COLUMNA CARGADA AXIALMENTE SIN EXCENRICIDADES

### 6.2.1. Columna ideal. Pandeo de Euler

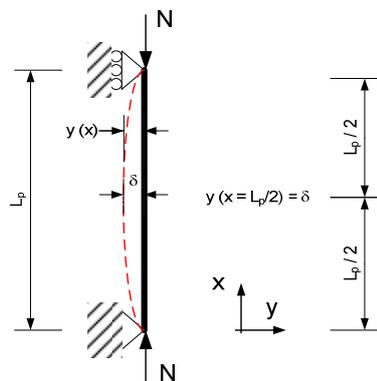
Se entiende por pieza ideal, aquella que cumple las siguientes hipótesis:

- el material de las piezas tiene un módulo de elasticidad  $E$  conocido.
- el material es perfectamente e indefinidamente elástico manteniendo sus características, cualquiera que sea el nivel de carga.
- inicialmente la pieza que va a ser comprimida tiene una geometría perfectamente recta.
- las fuerzas exteriores que comprimen la pieza, están perfectamente centradas y alineadas con la directriz recta de la pieza.
- en la pieza no existen tensiones residuales que puedan influir en su comportamiento.

El estudio del comportamiento de la inestabilidad de los elementos comprimidos fue planteado por Euler en 1744, en base a un modelo teórico sobre piezas ideales que permitía plantear matemáticamente el equilibrio entre cargas exteriores y momentos internos, para obtener la carga crítica de dicha pieza.

Es evidente, que las piezas ideales no existen en la realidad, pero su estudio es imprescindible para abordar el estudio de elementos reales.

A continuación, se desarrolla el problema planteado por Euler, **Figura 6-3**, para el caso de una columna ideal biapoyada sometida a una carga de compresión perfectamente centrada con la directriz de la pieza.



$N$  Axil actuante  
 $L_p$  Longitud de pandeo de columna  
 $y(x)$  Deformada en un punto de la columna

**Figura 6-3.** Columna ideal cargada axialmente. Pandeo de Euler.

La ecuación diferencial de segundo orden<sup>1</sup> que relaciona momento-curvatura y por tanto, la deformada del pilar es:

$$\frac{d^2y(x)}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} \quad (6.1.a)$$

siendo

- $M(x)$  momento actuante

$$M(x) = N \cdot (-y(x)) \quad (6.1.b)$$

- $EI$  rigidez del elemento

Sustituyendo en la ecuación 6.1.a quedaría de la forma

$$\left. \begin{array}{l} M(x) = -E \cdot I \cdot y''(x) \\ M(x) = N \cdot y \end{array} \right\} E \cdot I \cdot y'' + N \cdot y = 0 \quad (6.1.c)$$

Dividiendo la ecuación por  $EI$  y llamando,  $\alpha^2 = \frac{N}{E \cdot I}$ ,

$$y'' + \alpha^2 \cdot y = 0 \quad (6.1.d)$$

La ecuación diferencial (lineal, de segundo orden, homogénea con coeficientes constantes) tiene como solución

$$y(x) = A \cdot \text{sen}(\alpha \cdot x) + B \cdot \text{cos}(\alpha \cdot x) \quad (6.1.e)$$

Aplicando las condiciones de contorno se tiene,

$$\begin{array}{ll} y(x=0) = 0 & y(x=0) = A \cdot \underbrace{\text{sen}(\alpha \cdot 0)}_0 + B \cdot \underbrace{\text{cos}(\alpha \cdot 0)}_1 = B = 0 \\ y(x=L_p) = 0 & y(x=L_p) = A \cdot \text{sen}(\alpha \cdot L_p) = 0 \end{array} \quad (6.1.f)$$

Donde existen dos soluciones posibles

---

<sup>1</sup> La ecuación de cuarto orden (ecuación de carga) y la ecuación diferencial de tercer orden (ecuación del esfuerzo cortante) son también adecuadas para analizar columnas, pero por sencillez, se empleará en este documento la ecuación de segundo orden.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- $A = 0$ , lo que indicaría que la columna no se deforma
- $\alpha \cdot L_p = n \cdot \pi$  siendo  $n = 0, 1, 2, 3, \dots$

Eligiendo la segunda solución y sustituyendo el valor de  $\alpha$  se obtiene

$$N = \frac{E \cdot I \cdot (n \cdot \pi)^2}{L_p^2} \quad (6.1.g)$$

Para el primer modo de pandeo,  $n = 1$ , la carga crítica de Euler es,

$$N_{cr} = \frac{E \cdot I \cdot \pi^2}{L_p^2} \quad (6.1.h)$$

Dividiendo la carga crítica de Euler por el área de la sección, se tiene la tensión crítica de Euler

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot (I/A)}{L_p^2} \quad (6.2.a)$$

Si  $i^2 = \frac{I}{A}$  es el radio de giro,

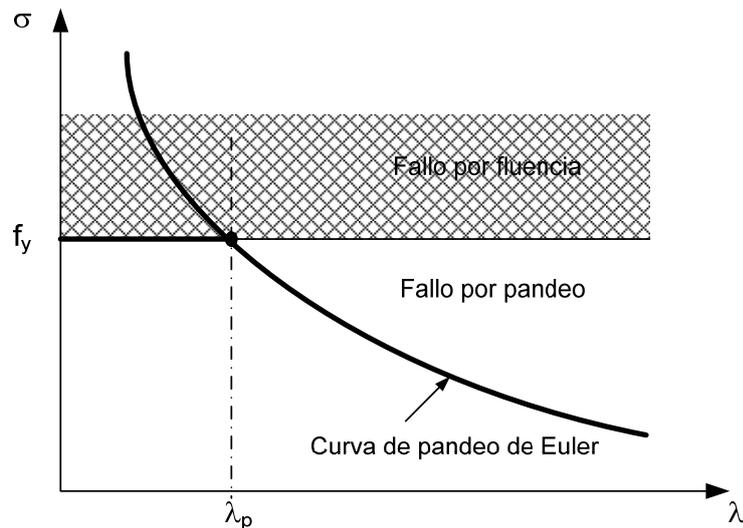
$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(L_p/i)^2} \quad (6.2.b)$$

La relación  $\frac{L_p}{i}$  se conoce como la esbeltez mecánica del elemento,  $\lambda$ .

Al representar  $\sigma_{cr}$  frente a  $\frac{L_p}{i}$ , **Figura 6-4**, la tensión aumenta sin límite al disminuir la esbeltez mecánica.

En los materiales reales se produciría el fallo al alcanzar el límite dicho material. Las columnas con un ratio  $\frac{L_p}{i}$  bajo, fallarán por el agotamiento de la sección, mientras que los pilares más esbeltos fallarán por pandeo elástico.

En la **Figura 6-4**,  $\lambda_p$  marca la división entre fallo por fluencia del material y pandeo elástico del elemento.



**Figura 6-4.** Gráfico Tensión crítica de Euler – Esbeltez mecánica, con la limitación de emplear un material real.

### 6.2.2. Columna real.

La carga crítica de Euler es sólo un límite superior de la que puede ser soportada por las piezas reales. En realidad no se verifican las hipótesis de las piezas ideales o piezas perfectas, de modo que la carga última que puede soportar una pieza, viene condicionada por las siguientes imperfecciones asociadas a las piezas reales:

- Su directriz no será nunca perfectamente recta. Siempre existe una deformación inicial de geometría impredecible.
- La carga no estará nunca perfectamente centrada. Es inevitable una cierta excentricidad de las cargas aplicadas.
- El material de la pieza no tiene un comportamiento indefinidamente lineal y elástico, por lo que no es indiferente el nivel de cargas y deformaciones a las que estará sometido.
- Los procesos de fabricación y manipulación de las piezas y los efectos de las condiciones ambientales, generan inevitables tensiones residuales que se autoequilibran pero que afectan al comportamiento de la pieza real.

### 6.2.2.1. Columna cargada axialmente con curvatura inicial.

Los pilares reales no se ajustan al modelo de columna ideal, sino que cuentan con imperfecciones iniciales, las más comunes debidas a los materiales o a curvaturas iniciales. Estas imperfecciones producen momentos desde el inicio de la aplicación de la carga, aumentando los esfuerzos en el elemento.

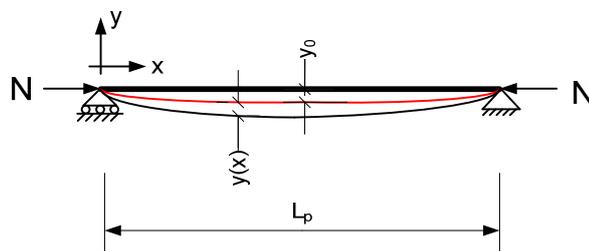


Figura 6-5. Pilar con curvatura inicial.

La ecuación de la deformada del elemento con imperfecciones iniciales,  $y_0(x)$  es

$$EI \cdot y'' + N \cdot y = -N \cdot y_0 \quad (6.3.a)$$

Desarrollando  $y_0(x)$  en serie de Fourier,  $y_0(x) = \sum_0^{\infty} a_n \cdot \text{sen}\left(\frac{n \cdot \pi \cdot x}{L_p}\right)$  y considerando sólo el primer término se tiene,  $y_0 = a \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right)$  (deformada sinusoidal de una columna biapoyada). De este modo la ecuación 6.3.a puede formularse como

$$EI \cdot y'' + N \cdot y = -N \cdot a \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right) \quad (6.3.b)$$

Haciendo  $\alpha^2 = \frac{N}{EI}$ , la ecuación a resolver queda como:

$$y'' + \alpha^2 \cdot y = -\alpha^2 \cdot a \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right) \quad (6.3.c)$$

La solución general de esta ecuación es una combinación lineal de la solución de la homogénea y una solución particular.

Solución homogénea

$$y'' + \alpha^2 \cdot y = 0 \quad (6.3.d)$$

$$y = A \cdot \text{sen}(\alpha \cdot x) + B \cdot \text{cos}(\alpha \cdot x) \quad (6.3.e)$$

Solución particular

Sea  $y(x) = b \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right)$  solución de la ecuación, entonces

$$y(x) = b \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right) \quad (6.3.f)$$

$$y'(x) = \frac{\pi}{L_p} \cdot b \cdot \text{cos}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right) \quad (6.3.g)$$

$$y''(x) = -\left(\frac{\pi}{L_p}\right)^2 \cdot b \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right) \quad (6.3.h)$$

Sustituyendo en la ecuación inicial, **6.3.b**,  $EI \cdot y'' + N \cdot y = -N \cdot a \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right)$

$$\underbrace{\left(-\left(\frac{\pi}{L_p}\right)^2 \cdot b \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right)\right)}_{y''(x)} + \alpha^2 \cdot \underbrace{b \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right)}_{y(x)} = -\alpha^2 \cdot a \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right) \quad (6.3.i)$$

$$-\left(\frac{\pi}{L_p}\right)^2 \cdot b + \alpha^2 \cdot b = -\alpha^2 \cdot a \quad (6.3.j)$$

$$b = \frac{\alpha^2 \cdot a}{\left(\frac{\pi}{L_p}\right)^2 - \alpha^2} \quad (6.3.k)$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Por tanto, la ecuación de la deformada es:

$$y(x) = A \cdot \text{sen}(\alpha \cdot x) + B \cdot \text{cos}(\alpha \cdot x) + \frac{\alpha^2 \cdot a \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right)}{\left(\frac{\pi}{L_p}\right)^2 - \alpha^2} \quad (6.3.l)$$

Aplicando las condiciones de contorno para determinar las constantes,

$$y(x=0)=0 \rightarrow \begin{cases} A \cdot \text{sen}(\alpha \cdot 0) + B \cdot \text{cos}(\alpha \cdot 0) + \frac{\alpha^2 \cdot a \cdot \left(\text{sen} \frac{\pi \cdot 0}{L_p}\right)}{\left(\frac{\pi}{L_p}\right)^2 - \alpha^2} = 0 \\ B = 0 \end{cases} \quad (6.3.m)$$

$$y(x=L_p)=0 \rightarrow \begin{cases} A \cdot \text{sen}(\alpha \cdot L_p) + \frac{\alpha^2 \cdot a \cdot \left(\text{sen} \frac{\pi \cdot L_p}{L_p}\right)}{\left(\frac{\pi}{L_p}\right)^2 - \alpha^2} = 0 \\ A \cdot \text{sen}(\alpha \cdot L_p) = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = 0 \\ \alpha \cdot L_p = n \cdot \pi \end{cases} \quad (6.3.n)$$

Si no se adopta la solución trivial de  $A = 0$ , entonces  $\alpha \cdot L_p = n \cdot \pi$ . El interés reside cuando  $N < \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_p^2} = N_{cr}$

$$y(x) = \frac{\alpha^2 \cdot a \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right)}{\left(\frac{\pi}{L_p}\right)^2 - \alpha^2} = \frac{a \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right)}{\frac{1}{\alpha^2} \cdot \left(\frac{\pi}{L_p}\right)^2 - 1} = \frac{y_0}{\frac{1}{\alpha^2} \cdot \left(\frac{\pi}{L_p}\right)^2 - 1} \quad (6.3.o)$$

Sustituyendo

$$\alpha^2 = \frac{N}{EI} \quad \text{y} \quad N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_p^2}$$

Se obtiene,

$$y(x) = \frac{y_0}{\frac{1}{\alpha^2} \cdot \left(\frac{\pi}{L_p}\right)^2 - 1} = \frac{y_0}{\frac{EI}{N} \cdot \left(\frac{\pi}{L_p}\right)^2 - 1} = \frac{y_0}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} \quad (6.3.p)$$

La deformada total es,  $y_0 + y$ , por tanto

$$y_0 + y = y_0 + \frac{y_0}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} = y_0 \cdot \left(1 + \frac{1}{\frac{N_{cr}}{N} - 1}\right) = \frac{y_0}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (6.3.q)$$

La deformada máxima se produce en el centro de vano,  $\delta = y(x = L_p/2)$

$$\delta = y(x = L_p/2) = \frac{y_0}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{a \cdot \operatorname{sen}\left(\frac{\pi \cdot \frac{L_p}{2}}{L_p}\right)}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{a}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (6.3.r)$$

En definitiva, la columna cargada axialmente con curvatura inicial estará sometida a un axil constante y a un momento flector total en el centro igual a

$$M_{x=\frac{L}{2}} = N \cdot \frac{a}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (6.3.s)$$

siendo

- $a$  imperfección inicial de la columna
- $N$  axil aplicado
- $N_{cr}$  carga crítica de Euler

### 6.2.2.2. Limitaciones debidas al empleo de un material no ideal.

La obtención de la carga crítica de Euler se basa en la suposición de que la pieza se comporta elásticamente hasta el inicio del pandeo, siendo el módulo de pandeo  $E$  constante en todo momento. Esta afirmación no es cierta para columnas cortas o de longitud intermedia, en las que se alcanza el límite de proporcionalidad antes que la tensión crítica de pandeo elástico. Por tanto, la teoría de Euler es válida para pilares cuya esbeltez permita que la carga crítica de pandeo sea inferior al límite de proporcionalidad del material,  $\sigma_{LP}$ .

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \leq \sigma_{LP} \quad (6.4)$$

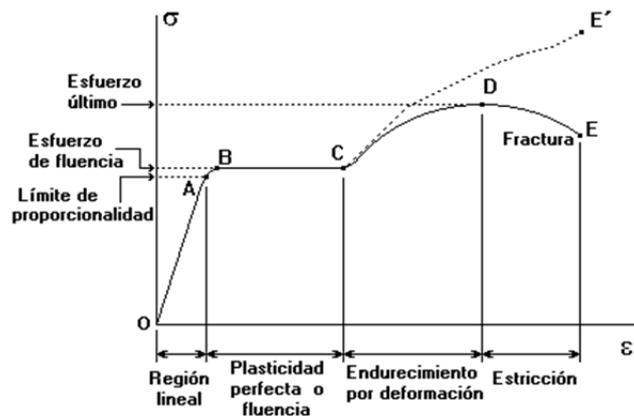


Figura 6-6. Diagrama tensión - deformación del acero.

La falta de una teoría que explicase satisfactoriamente el comportamiento de las columnas que fallan por pandeo inelástico hizo que durante mucho tiempo se utilizasen en su diseño fórmulas empíricas, basadas en resultados experimentales, que proporcionan una transición entre el límite de proporcionalidad y el límite de fluencia del material (tramo A - B de la **Figura 6-6**).

**Fórmula de Rankine – Gordon.**

El esfuerzo permisible medio de compresión es:

$$\sigma = \frac{a}{1 + b \cdot \left(\frac{L_p}{i}\right)^2} \quad (6.5)$$

Siendo  $a$  y  $b$  dos constantes que dependen del tipo de material.

**Fórmula de Tetmajer**

El esfuerzo permisible en una barra recta comprimida es:

$$\sigma = a - b \cdot \frac{L_p}{i} \quad (6.6)$$

Donde  $a$  y  $b$  son constantes que dependen de las propiedades mecánicas del material y del factor de seguridad. La norma Suiza adoptó este modelo, haciendo  $a = 1,48$  y  $b = 0.0075$  (en Tn/cm<sup>2</sup>).

**Parábola de Johnson**

Se trata de una corrección de la fórmula de Tetmajer, adoptada por la instrucción americana de acero.

$$\sigma = 1.195 - 0.0341 \cdot \frac{L_p}{i} \quad (\text{en Kg/cm}^2) \quad (6.7)$$

**Fórmula de Merchant**

Se trata de una particularización de la fórmula propuesta por Rankine – Gordon, válida para columnas de cualquier rango de esbeltez, tanto en el rango elástico como inelástico.

$$\sigma = \frac{f_y}{1 + \frac{f_y}{\pi^2 E} \left(\frac{L_p}{i}\right)^2} \quad (6.8)$$

#### 6.2.2.2.1 Pandeo inelástico

Como se ha expuesto con anterioridad, la teoría de Euler no es aplicable en el rango inelástico de los materiales. En consecuencia, distintos autores propusieron una serie de teorías que introdujeron el concepto del módulo de elasticidad variable.

##### Primera teoría de Engesser o Teoría del módulo tangente.

En 1889, Engesser, presentó su primera teoría para predecir el comportamiento de columnas una vez superado el límite proporcional del material. Planteó un modelo igual que el de Euler pero empleando un módulo del material variable, en función de la carga actuante,  $E_T$ . Este módulo permanece constante hasta el límite de proporcionalidad y varía paulatinamente al aumentar la carga, hasta que la sección plastifica.

El módulo de elasticidad tangente  $E_T$ , es igual a la pendiente de la curva tensión-deformación del material de la columna en el punto que corresponde a la sección crítica.

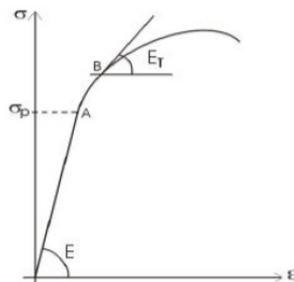


Figura 6-7. Definición del módulo tangente, Buen, O. [18].

**Segunda teoría de Engesser o Teoría del módulo reducido.**

La primera teoría de Engesser fue criticada por Karman en 1893, quien argumentaba que en la sección crítica el módulo tangente no era constante: al producirse flexión, la zona interior (Figura 6-8) se encuentra más comprimida que la zona externa y por tanto, el módulo es diferente. Se podría decir, que el material, en caso de ser acero, inicialmente homogéneo, se comporta en esta situación como heterogéneo. La segunda propuesta de Engesser plantea un módulo reducido combinación del módulo elástico y del módulo tangente

$$E_r = \frac{4 \cdot E \cdot E_T}{(\sqrt{E} + \sqrt{E_T})^2} \tag{6.9}$$

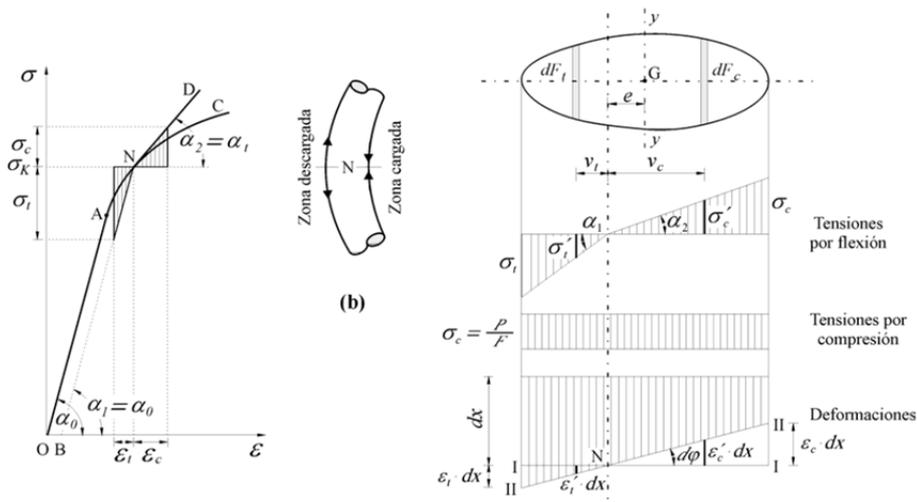


Figura 6-8. Estado tensional en la sección crítica del pilar, Buen, O. [18].

### 6.2.2.3. Curvas de Pandeo Europeas: Eurocódigo 3 [57].

El Eurocódigo 3 [57], EC3 en adelante, y las normas de diseño derivadas de este, calculan los efectos de segundo orden para perfiles metálicos basándose en las curvas de pandeo europeas desarrolladas por la European Convention for Constructional Steelwork (ECCS). Así mismo, el Eurocódigo 4[59], EC4 en adelante, norma para el cálculo de estructuras mixtas, también adopta este método para la comprobación del pandeo de pilares. Por todo ello, se ha considerado interesante incluir en detalle el modelo de las curvas europeas de pandeo.

La ECCS viene realizando un programa internacional desde 1960 para estudiar el comportamiento de pilares normalizados. Se estudiaron más de 1000 ensayos de pandeo, con varios tipos de perfiles (secciones en I, H, U y tubulares redondos y cuadrados) y distintos valores de esbeltez. Un planteamiento probabilístico valiéndose de la resistencia experimental, unido a un análisis teórico, demostró que se pueden trazar curvas que describan la resistencia a compresión en función de una esbeltez de referencia,  $\lambda_0$ . Las imperfecciones tomadas en cuenta fueron: una imperfección geométrica de onda de medio seno con magnitud igual a 1/1000 de la longitud de la columna, y el efecto de las tensiones residuales sobre cada clase de sección.

#### Formulación analítica de las curvas de Pandeo europeas

##### Deformación inicial

A partir de la hipótesis de que la curvatura inicial de una columna biarticulada de longitud  $L_p$  tenga una curva de medio seno de magnitud  $e_0$ , la deformación inicial a lo largo de la columna puede expresarse así:

$$y_0 = e_0 \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot x}{L_p} \quad (6.10.a)$$

La ecuación diferencial de la deformación de dicha columna con una carga axial  $N$  es:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{N \cdot (y + y_0)}{EI} = 0 \quad (6.10.b)$$

Resolviendo la ecuación diferencial y aplicando las condiciones límite, la solución de esta ecuación es (ver ecuación 6.3):

$$y = \frac{e_0}{\left(\frac{N_{cr}}{N} - 1\right)} \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right) \quad (6.10.c)$$

La deformación máxima total,  $e$ , del pilar es entonces:

$$e = e_0 + \frac{e_0}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} = \frac{e_0}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (6.10.d)$$

Teniendo en cuenta el momento flector máximo,  $N \cdot e$ , debido al pandeo, la condición de agotamiento elástico del pilar puede ponerse como:

$$\frac{N}{A} + \frac{N \cdot e}{W} = f_y \quad (6.10.e)$$

Siendo  $f_y$  el límite elástico.

Si  $N$  es la máxima carga axial, limitada por el pandeo, y  $\sigma_b$  la tensión máxima normal  $\left(\sigma_b = \frac{N}{A}\right)$ ,

$$\frac{N}{A} + \frac{N}{A} \cdot \frac{e \cdot A}{W} = \sigma_b + \sigma_b \cdot \frac{e \cdot A}{W} = f_y \quad (6.10.f)$$

Incluyendo la tensión crítica de Euler y el valor de la excentricidad total (ec. 6.10.d),

$$\sigma_b + \sigma_b \cdot \frac{e_0}{1 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{cr}}} \cdot \frac{A}{W} = f_y \quad (6.10.g)$$

Operando, la ecuación puede expresarse como:

$$(\sigma_{cr} - \sigma_b) \cdot (f_y - \sigma_b) = \sigma_b \cdot \sigma_{cr} \cdot e_0 \cdot \frac{A}{W} \quad (6.10.h)$$

Esta ecuación es la forma básica de la fórmula de Ayrton-Perry.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

### Excentricidad de la carga aplicada

Si se aplica la carga de compresión axial con una excentricidad  $e$  en un pilar biarticulado inicialmente recto, y se introduce un momento de flexión que incrementa el efecto de pandeo. La flecha total de un pilar cargado axialmente es igual a (ver apartado 6.3.):

$$e_T = e - \frac{e}{\cos \frac{L_p}{2 \cdot \left( \frac{N}{EI} \right)^{0.5}}} \quad (6.11.a)$$

Si se considera el efecto combinado de la flecha inicial y de la excentricidad de la carga, la tensión es aproximadamente igual a:

$$\sigma_b + \sigma_b \cdot \frac{e_0 + e + 0.23 \cdot e \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{cr}}}{1 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{cr}}} \cdot \frac{A}{W} = f_y \quad (6.11.b)$$

Esta relación es correcta, con un porcentaje pequeño de error, para todos los valores de  $\sigma_b$  desde 0 a  $\sigma_{cr}$ .

### Fórmula de Ayrton-Perry

La forma clásica de la ecuación de Ayrton-Perry es:

$$(\sigma_{cr} - \sigma_b) \cdot (f_y - \sigma_b) = \eta \cdot \sigma_{cr} \cdot \sigma_b \quad (6.12.a)$$

Siendo  $\eta = \frac{e_0 \cdot A}{W}$

El coeficiente adimensional,  $\eta$ , representa la imperfección de falta de rectitud inicial del pilar, pero puede incluir también otros defectos, como la tensión residual, en cuyo caso se denomina “factor de imperfección generalizado”.

Escribiendo la ecuación de Ayrton-Perry de otra forma

$$\left( \frac{\sigma_{cr}}{f_y} - \bar{N} \right) \cdot (1 - \bar{N}) = \eta \cdot \bar{N} \cdot \frac{\sigma_{cr}}{f_y} \quad (6.12.b)$$

Siendo

$$\bar{N} = \frac{\sigma_b}{f_y}$$

Si  $\bar{\lambda}^2 = \frac{f_y}{\sigma_{cr}}$ , entonces dividiendo la ecuación anterior entre  $\frac{\sigma_{cr}}{f_y}$

$$(1 - \bar{N} \cdot \bar{\lambda}^2) \cdot (1 - \bar{N}) = \eta \cdot \bar{N} \quad (6.12.c)$$

Escribiéndolo de otra forma

$$\bar{\lambda}_0^2 \cdot \bar{N}^2 - \bar{N} \cdot (\bar{\lambda}^2 + \eta + 1) + 1 = 0 \quad (6.12.d)$$

Esta ecuación es la adoptada en la formulación europea.

### Factor de imperfección generalizado

El factor de imperfección generalizado introduce en el cálculo del pilar real todos los defectos relevantes: imperfecciones geométricas, excentricidad de la carga aplicada y tensiones remanentes; no se incluyen las propiedades inelásticas porque sólo afectan a los pilares cortos. El factor de imperfección generalizado se puede expresar por el coeficiente  $\eta$  que representa el efecto de las deflexiones:

$$\eta = \frac{L_p \cdot A}{\gamma \cdot W} \quad (6.13.a)$$

Si  $\gamma = \frac{L_p}{e_0}$ , representa la imperfección geométrica equivalente (que es la relación de la longitud respecto a la curvatura inicial equivalente del pilar).

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Por ser  $\lambda = \frac{L_p}{i}$ ,  $W = \frac{I}{v}$  y  $i^2 = \frac{I}{A}$ ,  $\eta$  se puede escribir como:

$$\eta = \frac{\lambda}{\gamma \cdot (i/v)} \quad (6.13.b)$$

Siendo  $(i/v)$  el diámetro relativo de la elipse de inercia en el eje donde se produce el pandeo.

Como  $\lambda = \bar{\lambda} \cdot \pi \cdot \left(\frac{E}{f_y}\right)^{\frac{1}{2}}$ , introduciendo  $\bar{N} = 1$  cuando  $\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0$ , la relación anterior se puede representar como:

$$\eta = \frac{90.15 \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0)}{\gamma \cdot (i/v)} \quad (6.13.c)$$

Porque todas las curvas de pandeo europeas se han establecido con  $f_y = 255$  MPa (influye muy poco el valor real del límite elástico).

### Formulación europea

Expresando  $\eta$  de la forma

$$\eta = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) \quad (6.14.a)$$

La solución de la ecuación de Ayrton-Perry,  $\bar{\lambda}^2 \cdot \bar{N}^2 - (\bar{\lambda}^2 + \eta + 1) \cdot \bar{N} + 1 = 0$

$$\bar{N} = \frac{1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2 - \left[ \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2 \right]^2 - 4 \cdot \bar{\lambda}^2 \right]^{0.5}}{2 \cdot \bar{\lambda}^2} \quad (6.14.b)$$

Tomando  $\bar{\lambda}_0 = 0.2$ , se tiene la formulación europea:

$$\frac{1}{\bar{N}} = \chi = \frac{1}{\phi + \left[ \phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{0.5}} \leq 1 \quad (6.14.c)$$

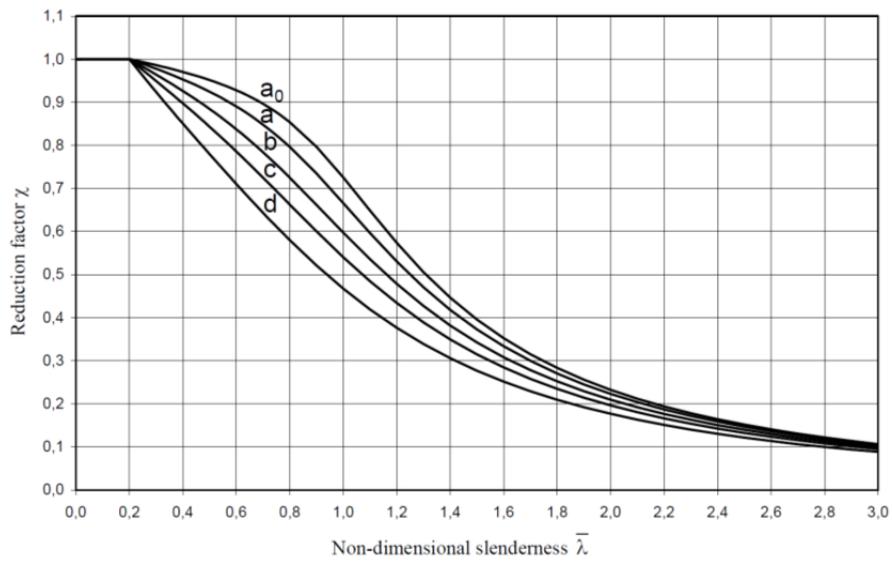
$\chi$  es el factor reductor por pandeo empleado en el Eurocódigo 3, siendo

$$\phi = 0.5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (6.14.d)$$

Todas las formas de las secciones con que se calculan los pilares de acero tienen en coeficiente  $\alpha$  y se puede representar el comportamiento real de todos los pilares clásicos mediante las cinco curvas (a, a<sub>0</sub>, b, c, d), aumentando  $\alpha$  con las imperfecciones.

Curva de pandeo	$\alpha$
a <sub>0</sub>	0.13
a	0.21
b	0.34
c	0.49
d	0.76

**Tabla 6-1** . Coeficientes de las curvas de pandeo europeas.



**Figura 6-9.** Curvas de pandeo europeo recogidas en el EC3 [57].

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

**6.2.2.4. Cálculo de pilares de acero comprimidos según la diferente normativa.**

A continuación, se incluyen diferentes modelos adoptados por la normativa de referencia, para el cálculo de estructuras metálicas sometidas a compresión centrada, y que tienen en cuenta todo lo expuesto en el apartado anterior.

Normativa	Factor de pandeo	Parámetros												
AISC 360 : 2010 [6] Estados Unidos	$\chi = \begin{cases} 0.658^{\lambda^2} & \lambda \leq 1.5 \\ \frac{0.877}{\lambda^2} & \lambda > 1.5 \end{cases}$	$\lambda = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{L}{i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$												
CAN CSA 16 : 2001 [24] Canadá	$\chi = \left[ 1 + \lambda^{2n} \right]^{-\frac{1}{n}}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>SSRC</th> <th>n</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I</td> <td>2.24</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>1.34</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>1.00</td> </tr> </tbody> </table>	SSRC	n	I	2.24	II	1.34	III	1.00				
SSRC	n													
I	2.24													
II	1.34													
III	1.00													
EC3 : 2005 [57] Europa	$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1.0$	$\phi = 0.5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2 \right]$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>Curva de pandeo</th> <th><math>\alpha</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>a0</td> <td>0.13</td> </tr> <tr> <td>a</td> <td>0.21</td> </tr> <tr> <td>b</td> <td>0.34</td> </tr> <tr> <td>c</td> <td>0.49</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>0.76</td> </tr> </tbody> </table>	Curva de pandeo	$\alpha$	a0	0.13	a	0.21	b	0.34	c	0.49	d	0.76
Curva de pandeo	$\alpha$													
a0	0.13													
a	0.21													
b	0.34													
c	0.49													
d	0.76													
AS4100 : 2004 [164] Australia	$\chi = \xi \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{90}{\xi \cdot \bar{\lambda}} \right)^2} \right]$	$\bar{\lambda} = \pi \cdot \lambda \cdot \sqrt{800}$ $\eta = 0.00326 \cdot (\bar{\lambda} - 13.5) \geq 0.00$ $\xi = \frac{\left( \frac{\bar{\lambda}}{90} \right)^2 + 1 + \eta}{2 \cdot \left( \frac{\bar{\lambda}}{90} \right)^2}$												

**Tabla 6-2.** Modelos adoptados por la normativa de cálculo de estructuras metálicas para el pandeo de pilares.

Normativa	Factor de pandeo																																		
AIJ : 2001 [2] Japón	$\chi = \begin{cases} 1.00 & \lambda \leq 0.15 \\ 1.00 - 0.50 \cdot \left[ \frac{\lambda - 0.15}{\frac{1}{\sqrt{0.6}} - 0.15} \right] & 0.15 \leq \lambda \leq \frac{1}{\sqrt{0.6}} \\ \frac{1.00}{1.2 \cdot \lambda^2} & \lambda > \frac{1}{\sqrt{0.6}} \end{cases}$																																		
GB50017 : 2003 [72] China	$\chi = \begin{cases} 1 - \alpha_1 \cdot \lambda^2 & \lambda \leq 0.215 \\ \frac{1}{2 \cdot \lambda^2} \left[ (\alpha_2 + \alpha_3 \cdot \lambda + \lambda^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \cdot \lambda + \lambda^2)^2 - 4 \cdot \lambda^2} \right] & \lambda > 0.215 \end{cases}$																																		
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Clase sección</th> <th><math>\alpha_1</math></th> <th><math>\alpha_2</math></th> <th><math>\alpha_3</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">a</td> <td>0.41</td> <td>0.986</td> <td>0.152</td> </tr> <tr> <td colspan="2">b</td> <td>0.65</td> <td>0.965</td> <td>0.300</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">c</td> <td><math>\lambda \leq 1.05</math></td> <td rowspan="2">0.73</td> <td>0.906</td> <td>0.595</td> </tr> <tr> <td><math>\lambda &gt; 1.05</math></td> <td>1.216</td> <td>0.302</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">d</td> <td><math>\lambda \leq 1.05</math></td> <td rowspan="2">1.35</td> <td>0.868</td> <td>0.915</td> </tr> <tr> <td><math>\lambda &gt; 1.05</math></td> <td>1.375</td> <td>0.432</td> </tr> </tbody> </table>				Clase sección		$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	a		0.41	0.986	0.152	b		0.65	0.965	0.300	c	$\lambda \leq 1.05$	0.73	0.906	0.595	$\lambda > 1.05$	1.216	0.302	d	$\lambda \leq 1.05$	1.35	0.868	0.915	$\lambda > 1.05$	1.375	0.432
	Clase sección		$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$																														
	a		0.41	0.986	0.152																														
	b		0.65	0.965	0.300																														
	c	$\lambda \leq 1.05$	0.73	0.906	0.595																														
$\lambda > 1.05$		1.216		0.302																															
d	$\lambda \leq 1.05$	1.35	0.868	0.915																															
	$\lambda > 1.05$		1.375	0.432																															

**Tabla 6-3.** Modelos adoptados por la normativa de cálculo de estructuras metálicas para el pandeo de pilares.

donde

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{L}{i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

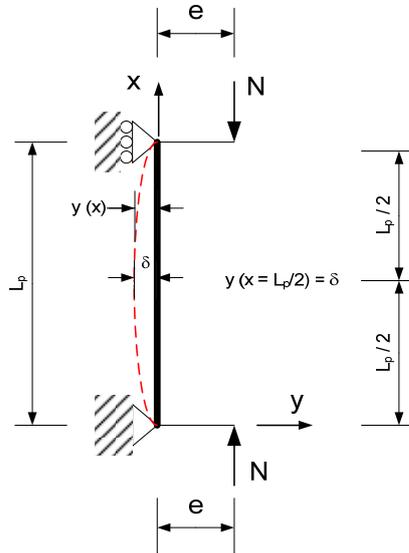
L longitud de pandeo del pilar

i radio de giro de la sección

### 6.3. VIGA-COLUMNA: COLUMNA SOMETIDA A ESFUERZO AXIAL CON EXCENTRICIDAD.

#### 6.3.1. Columnas con cargas axiales excéntricas iguales en los extremos.

Se supone una columna ideal articulada en los extremos (rigidez constante, directriz recta sin imperfecciones iniciales) sometida a cargas axiales con excentricidades iguales en los extremos.



**Figura 6-10.** Pilar sometido a compresión con excentricidades iguales en los extremos.

La ecuación diferencial que rige el comportamiento de la deformada del pilar es:

$$\frac{d^2y(x)}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} \quad (6.15.a)$$

Siendo

- $M(x)$  momento actuante.
- $$M(x) = \underbrace{N \cdot e}_{1 \text{ orden}} + \underbrace{N \cdot (-y(x))}_{2 \text{ orden}} \quad (6.15.b)$$
- $EI$  rigidez del elemento

Sustituyendo, la ecuación diferencial de segundo grado sería:

$$y'' + \frac{N}{EI} \cdot y = \frac{N}{EI} \cdot e \quad (6.15.c)$$

$$\alpha^2 = \frac{N}{EI} \quad (6.15.d)$$

$$y'' + \alpha^2 \cdot y = \alpha^2 \cdot e \quad (6.15.e)$$

La solución de esta ecuación se compone de la combinación lineal de la solución homogénea y de una particular.

#### Solución homogénea

$$y'' + \alpha^2 \cdot y = 0 \quad (6.15.f)$$

La solución es del tipo  $y(x) = C_1 \cdot \text{sen}(\alpha \cdot x) + C_2 \cdot \text{cos}(\alpha \cdot x)$

#### Solución particular

$$y'' + \alpha^2 \cdot y = \alpha^2 \cdot e \quad (6.15.g)$$

Si Z es un polinomio solución de la ecuación diferencial, se cumple que:

$$\begin{aligned} Z &= A \cdot x + B \\ Z' &= A \\ Z'' &= 0 \end{aligned} \quad (6.15.h)$$

Sustituyendo

$$\alpha^2 \cdot (A \cdot x + B) = \alpha^2 \cdot e \quad \begin{cases} A = 0 \\ B = e \end{cases} \quad (6.15.i)$$

La ecuación de la deformada es:

$$y(x) = \underbrace{C_1 \cdot \text{sen}(\alpha \cdot x) + C_2 \cdot \text{cos}(\alpha \cdot x)}_{\text{Homogénea}} + \underbrace{e}_{\text{Particular}} \quad (6.15.j)$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Aplicando las condiciones de contorno para obtener las constantes,

$$y(x=0)=0 \rightarrow y(x=0)=C_1 \cdot \text{sen}(\alpha \cdot 0) + C_2 \cdot \cos(\alpha \cdot 0) + e = 0 \rightarrow C_2 = -e \quad (6.15.k)$$

$$y(x=L_p)=0 \rightarrow y(x=L_p)=C_1 \cdot \text{sen}(\alpha \cdot L_p) + C_2 \cdot \cos(\alpha \cdot L_p) + e = 0$$

$$C_1 = \frac{e \cdot [\cos(\alpha \cdot L_p) - 1]}{\text{sen}(\alpha \cdot L_p)} \quad (6.15.l)$$

Finalmente la ecuación de la deformada

$$y(x) = \frac{e \cdot [\cos(\alpha \cdot L_p) - 1]}{\text{sen}(\alpha \cdot L_p)} \cdot \text{sen}(\alpha \cdot x) - e \cdot \cos(\alpha \cdot x) + e \quad (6.15.m)$$

El punto donde la deformada es máxima es en el centro del pilar,  $x = \frac{L_p}{2}$ , y en consecuencia el momento máximo es

$$M_{\max} = M\left(x = \frac{L_p}{2}\right) = N \cdot e - N \cdot y\left(x = \frac{L_p}{2}\right) \quad (6.15.n)$$

$$M_{\max} = N \cdot e - N \cdot \left[ \frac{e \cdot [\cos(\alpha \cdot L_p) - 1]}{\text{sen}(\alpha \cdot L_p)} \cdot \text{sen}\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) - e \cdot \cos\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) + e \right] \quad (6.15.o)$$

$$M_{\max} = N \cdot e \cdot \left[ 1 - \frac{[\cos(\alpha \cdot L_p) - 1]}{\text{sen}(\alpha \cdot L_p)} \cdot \text{sen}\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) + \cos\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) - 1 \right] \quad (6.15.p)$$

$$M_{\max} = N \cdot e \cdot \left[ \frac{[1 - \cos(\alpha \cdot L_p)]}{\text{sen}(\alpha \cdot L_p)} \cdot \text{sen}\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) + \cos\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) \right] \quad (6.15.q)$$

Siendo

$$\begin{aligned} 1 - \cos(\alpha \cdot L_p) &= 2 \cdot \text{sen}^2\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) \\ \text{sen}(\alpha \cdot L_p) &= 2 \cdot \text{sen}\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) \cdot \cos\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) \\ \cos^2\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) + \text{sen}^2\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) &= 1.00 \end{aligned} \quad (6.15.r)$$

Sustituyendo

$$M_{\max} = N \cdot e \cdot \left[ \frac{[1 - \cos(\alpha \cdot L_p)]}{\text{sen}(\alpha \cdot L_p)} \cdot \text{sen}\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) + \cos\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) \right] \quad (6.15.s)$$

$$M_{\max} = N \cdot e \cdot \left[ \frac{2 \cdot \text{sen}^2\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right)}{2 \cdot \text{sen}\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) \cdot \cos\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right)} \cdot \text{sen}\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) + \cos\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) \right] \quad (6.15.t)$$

$$M_{\max} = N \cdot e \cdot \left[ \frac{\text{sen}^2\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) + \cos^2\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right)}{\cos\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right)} \right] = N \cdot e \cdot \left[ \frac{1}{\cos\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right)} \right] = N \cdot e \cdot \sec\left(\alpha \cdot \frac{L_p}{2}\right) \quad (6.15.u)$$

Sustituyendo  $\alpha = \sqrt{\frac{N}{EI}}$ , e introduciendo el axil crítico de Euler,  $N_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_p^2}$ ,

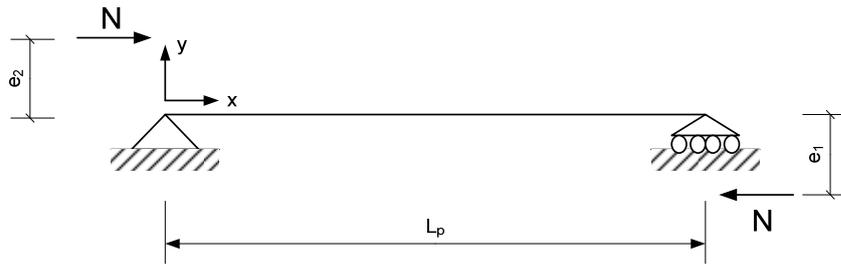
sustituyendo en la expresión anterior

$$M_{\max} = N \cdot e \cdot \sec\left(\sqrt{\frac{N}{EI}} \cdot \frac{L_p}{2}\right) = N \cdot e \cdot \sec\left(\frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{N}{N_{\text{cr}}}}\right) \quad (6.15.v)$$

Cuando el axil toma un valor reducido, el momento actuante es próximo a  $N \cdot e$  y las deflexiones son despreciables. Conforme aumenta el valor de  $N$ , el momento flector aumenta de forma no lineal y teóricamente se vuelve infinitamente grande cuando la carga se aproxima al axil crítico.

### 6.3.2. Columnas con cargas axiales excéntricas desiguales en los extremos.

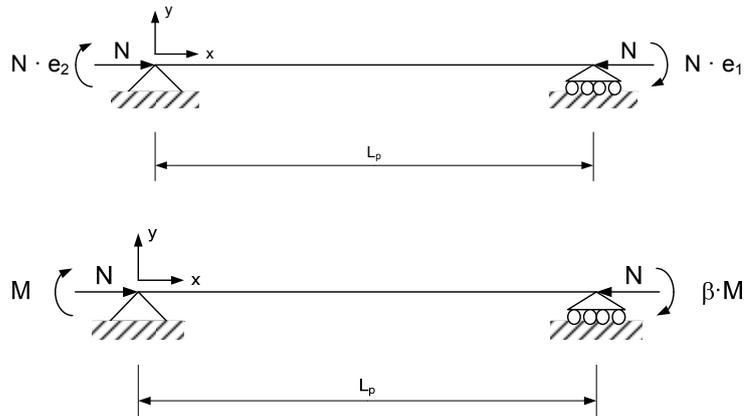
Sea una columna cuya directriz es perfectamente recta, sección y módulo de elasticidad constante, y sometida al estado de cargas mostrado en la figura:



**Figura 6-11.** Columna sometida a cargas excéntricas diferentes en los extremos.

Siendo  $|e_2| \geq |e_1|$  y tomando el sentido de  $e_2$  como positivo.

Si la aplicación de la carga se realiza en el mismo plano, el estado de cargas se puede mostrar de la siguiente manera:

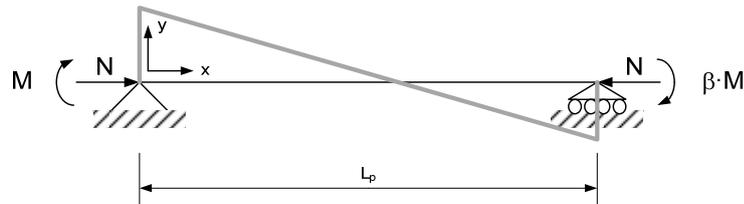


**Figura 6-12.** Acciones que actúan sobre una columna cargada excéntricamente.

Siendo  $\beta$  la relación entre excentricidades,  $\beta = \frac{e_1}{e_2}$ .

La ley de momentos flectores de primer orden en la pieza es:

$$M(x) = \frac{M \cdot (\beta - 1)}{L_p} \cdot x + M = M \cdot \left[ \frac{(\beta - 1)}{L_p} \cdot x + 1 \right] \quad (6.16.a)$$



**Figura 6-13.** Ley de momentos de primer orden.

Planteando la ecuación de la deformada

$$M_{tot}(x) = -E \cdot I \cdot y'' \quad (6.16.b)$$

Y siendo la ley de momentos en el pilar, igual a la suma de momentos de primer y segundo orden,

$$M_{tot}(x) = M_I(x) + M_{II}(x)$$

$$M_I(x) = M \cdot \left[ \frac{(\beta - 1)}{L_p} \cdot x + 1 \right] \quad (6.16.c)$$

$$M_{II}(x) = N \cdot y$$

Sustituyendo en la ecuación de la deformada se obtiene la ecuación diferencial

$$M \cdot \left[ \frac{(\beta - 1)}{L_p} \cdot x + 1 \right] + N \cdot y = -E \cdot I \cdot y'' \quad (6.16.d)$$

$$E \cdot I \cdot y'' + N \cdot y + M \cdot \left[ \frac{(\beta - 1)}{L_p} \cdot x + 1 \right] = 0 \quad (6.16.e)$$

Cuya solución aporta la deformada a lo largo de la columna

$$y(x) = \frac{M}{N} \left[ \cos(\alpha \cdot x) - \left( \beta \cdot \operatorname{cosec}(\alpha \cdot L_p) + \cot(\alpha \cdot L_p) \right) \cdot \operatorname{sen}(\alpha \cdot x) - 1 + (1 + \beta) \cdot \frac{x}{L_p} \right] \quad (6.16.f)$$

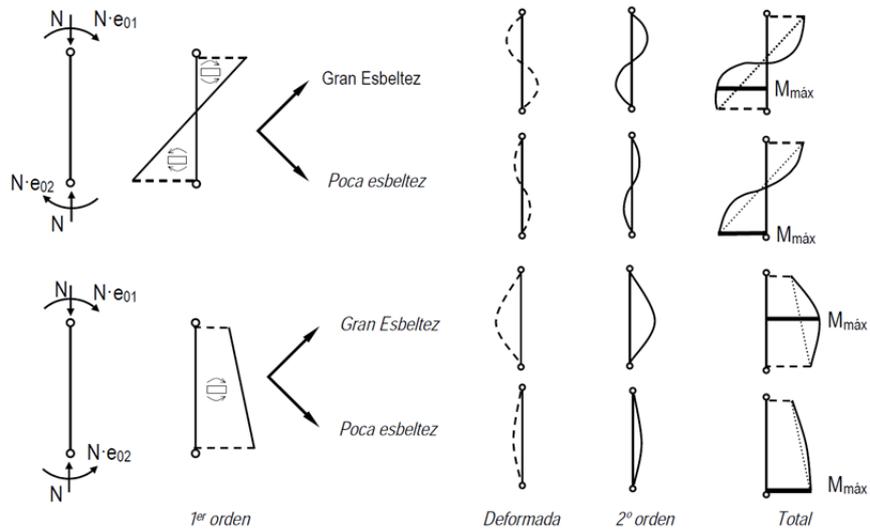
Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Para calcular el momento máximo en el pilar se tiene que determinar si los efectos de segundo orden introducen esfuerzos superiores al momento de primer orden actuante.

- Si  $\beta \geq -\cos\left(\pi \cdot \sqrt{\frac{N}{N_{cr}}}\right)$ , el momento máximo es,  $M_{\max} = M$
- Si  $\beta < -\cos\left(\pi \cdot \sqrt{\frac{N}{N_{cr}}}\right)$  el momento máximo viene dado por la expresión

$$M_{\max} = M \cdot \left[ 1 + \left[ \beta \cdot \operatorname{cosec}\left(\pi \cdot \sqrt{\frac{N}{N_{cr}}}\right) + \cot\left(\pi \cdot \sqrt{\frac{N}{N_{cr}}}\right) \right]^2 \right]^{0.5} \quad (6.16.g)$$



**Figura 6-14.** Distribución de esfuerzos en soportes sometidos a excentricidades diferentes en extremos. Bonet [12]

#### 6.4. MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA SOPORTE AISLADO

Las ecuaciones anteriores son válidas para el caso de soportes ideales: materiales empleados perfectamente elásticos, directriz de la pieza recta, sin tensiones residuales ni imperfecciones geométricas, etc.

Los pilares reales no cumplen estas hipótesis de partida, en primer lugar, por ser las secciones no homogéneas, y en segundo lugar, por la no linealidad de los materiales empleados: acero y hormigón.

La resolución de las ecuaciones diferenciales mostradas anteriormente, si el material empleado en la columna es no lineal, no son de fácil resolución, y desde luego, no son aplicación a la hora de dimensionar ó comprobar soportes.

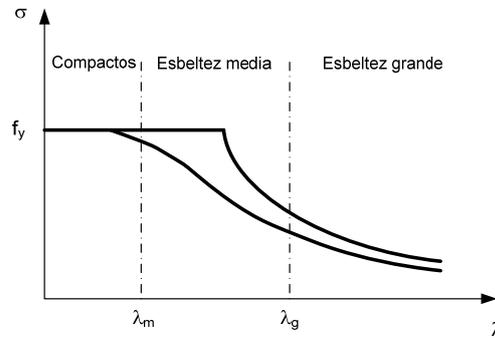
Por todo ello, existen métodos simplificados para el dimensionado ó comprobación de soportes sometidos a cargas centradas o excéntricas, que consisten, generalmente, en reducir el problema de cálculo del elemento con una esbeltez determinada diferente de cero, a un problema de cálculo seccional. A continuación se describen los métodos más difundidos para el cálculo de efectos de segundo orden en pilares.

##### 6.4.1. Esbeltez límite inferior

Antes de aplicar los métodos simplificados es necesario conocer si hay efectos de segundo orden, o simplemente el problema se reduce a un cálculo seccional. En la **Figura 6-15** se plantean tres tipos de pilares según su esbeltez:

- a) Pilares compactos: aquellos pilares donde los efectos de segundo orden no tienen influencia alguna, y el cálculo se reduce a una comprobación seccional.  $\lambda \leq \lambda_m$
- b) Pilares con esbeltez media: elementos donde los efectos de segundo orden, las imperfecciones geométricas y la no linealidad de los materiales, cobran importancia. El comportamiento de este tipo de pilares difiere notablemente de la teoría de Euler.  $\lambda_m < \lambda \leq \lambda_g$
- c) Pilares esbeltos: Soportes cuyo comportamiento está gobernado por los efectos de segundo orden. Su modo de fallo se ajusta al pandeo de Euler.  $\lambda > \lambda_g$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

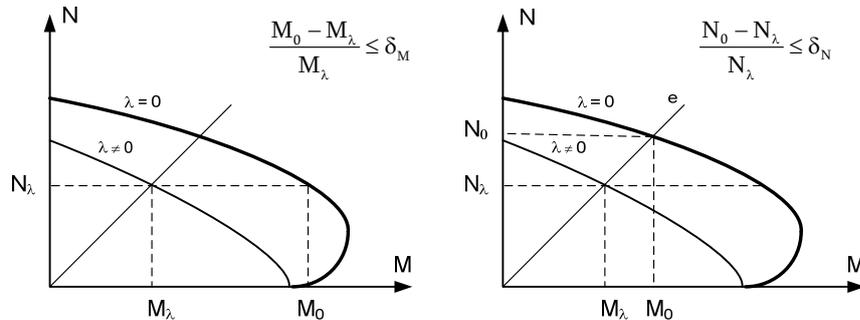


**Figura 6-15.** Definición de esbeltez inferior: cálculo seccional o con efectos de segundo orden.

Para establecer la esbeltez límite inferior,  $\lambda_m$ , es necesario definir un criterio para decidir cuándo los efectos de segundo orden pueden ser despreciables.

**6.4.1.1. Criterios para definir la esbeltez límite inferior**

Existe un consenso bastante generalizado en definir este criterio en función de la pérdida de capacidad resistente, por agotamiento en flexo-compresión de la sección transversal, manteniendo constante el axil. Sin embargo, la instrucción americana de hormigón, ACI 318:08 [1], evalúa la pérdida de capacidad para una excentricidad constante.



**Figura 6-16.** Reducción de la capacidad portante por debida a la esbeltez y los efectos de segundo orden. Bonet [12].

Generalmente los distintos autores y normativas consideran que los efectos de segundo orden son despreciables si dicha pérdida de capacidad para axil constante ( $\delta_M$ ) es inferior al 10 %. La ACI318:2008 [1], indica un valor para excentricidad constante ( $\delta_N$ ) del 5 %.

**6.4.1.2. Definición de la esbeltez límite inferior,  $\lambda_m$ .**

Diferentes autores y normas proponen expresiones para obtener de forma simplificada el valor límite inferior de la esbeltez en función de las variables más significativas de las que depende. A continuación se muestra un resumen de algunas de ellas. Las propuestas se han clasificado en función de que sean para soportes de hormigón armado, metálicos o pilares mixtos.

Pilares de hormigón armado

Las variables empleadas para definir los límites de esbeltez son:

$\lambda_m$  Esbeltez mecánica

$$\lambda_m = \frac{L_p}{i} \text{ siendo } L_p \text{ la longitud de pandeo e } i \text{ el radio de giro.}$$

$\frac{M_1}{M_2}; \frac{e_1}{e_2}$  relación de momentos o excentricidades en los extremos,

$$|M_2| \geq |M_1| \text{ ó } |e_2| \geq |e_1|$$

$e$  excentricidad de primer orden

$$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \text{ axil reducido}$$

Fuente	Variables consideradas	Límite propuesto
EHE (1999) [51]	$\lambda_m$	$\lambda_m = 35$
EHE (2008) [50]	$\lambda_m; C; v_d; e_2; e_1$	$\lambda_m = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v_d} \left[ 1 + \frac{0.24}{\frac{e_2}{h}} + 3.4 \cdot \left( \frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \not\geq 100$ <p> <math>C = 0.24</math> armadura simétrica en dos caras opuestas al plano de flexión  <math>C = 0.20</math> armadura igual en las cuatro caras  <math>C = 0.16</math> armadura simétrica en las caras laterales                 </p>

**Tabla 6-4.** Definición de la esbeltez límite inferior para pilares de hormigón armado.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Fuente	Variables consideradas		Límite propuesto
CM-90 (1990) [35]	Traslacional	$\lambda_m; v_d$	$\lambda_m = \frac{7.5}{\sqrt{v_d}}$ si $v_d \leq 0.39$ $\lambda_m = 12$ si $v_d > 0.39$
	Intraslac.	$\lambda_m; v_d; e_1; e_2$	$\lambda_m = \frac{7.5 \cdot \left(2 - \frac{e_1}{e_2}\right)}{\sqrt{v_d}}$ si $v_d \leq 0.39$ $\lambda_m = 12 \cdot \left(2 - \frac{e_1}{e_2}\right)$ si $v_d > 0.39$
EC-2 (1991) [55]	Soporte aislado	$\lambda_m; v_d$	$\lambda_m = 25$ $\lambda_m = \frac{15}{\sqrt{v_d}}$
	Intraslac.	$\lambda_m; e_1; e_2$	$\lambda_m = 25 \cdot \left(2 - \frac{e_1}{e_2}\right)$
EC-2 (2004) [56]	$\lambda_m; v_d; A_s; A_c; f_y; f_{ck}; e_1; e_2$		$\lambda_m = \frac{10.78}{\sqrt{v_d}}$ $\lambda_m = \frac{20 \cdot \left(\frac{1}{1+0.2 \cdot \varphi_{ef}}\right) \cdot \left(1 + \sqrt{1+2 \cdot \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_c}}\right) \cdot 1.7 - \frac{e_1}{e_2}}{\sqrt{v_d}}$
ACI 318 (2008) [1]	Traslacional	$\lambda_m$	$\lambda_m = 22$
	Intraslac.	$\lambda_m; M_1; M_2$	$\lambda_m = 34 - 12 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \geq 40$
BS8110 (1997) [15]	Traslacional	$\lambda_m$	$\lambda_m = 35$
	Intraslac.	$\lambda_m$	$\lambda_m = 52.5$
DIN 1045-78 [47]	$\lambda_m; M_1; M_2; \frac{e_2}{h}$		$\frac{e_2}{h} \leq 3.5$ $\lambda_m = 20$ $3.5 \leq \frac{e_2}{h} \leq 10$ $\lambda_m = 70 + 20 \cdot \left(\frac{e_2}{h} - 3.5\right) \geq 70$ $\frac{e_2}{h} \geq 10$ $\lambda_m = 200$

**Tabla 6-5.** Definición de la esbeltez límite inferior para pilares de hormigón armado.

Fuente	Variables consideradas		Límite propuesto
Menegotto (1983 y 2000) [12]	$\lambda_m; v_d$		$\lambda_m = \frac{20}{\sqrt{v_d}}$
Río et al (1986) [149]	$\lambda_m; v_d; \frac{e_2}{h}; \frac{e_1}{e_2}$		$\lambda_m = 3.5 \cdot \left( 12.4 + 7 \cdot v_d - 10 \cdot \left( \frac{e_2}{e_1} \right) \right) \cdot \left( 1 + 1.1 \cdot \left( \frac{e_2}{h} \right) \right)$
Corres et al (1986) [40]	$\lambda_m; v_d; e_1; e_2$		$\lambda_m = \left( \frac{1.1 \cdot \left( \frac{e_2}{h} \right) - 1.035 \cdot \left( \frac{e_e}{h} \right)}{1.035 \cdot \left( \frac{h}{r} \right)} \cdot 10000 \right) \cdot 3.5$ $\frac{e_e}{h} = \left( 0.6 + 0.4 \cdot \left( \frac{e_1}{e_2} \right) \right) \cdot \left( \frac{e_2}{h} \right) \leq 0.4 \cdot \left( \frac{e_2}{h} \right)$ $\frac{h}{r} = 4.928 + 0.584 \cdot v_d - 5.224 \cdot v_d^2 + 2.233 \cdot v_d^3$
MacGregor (1970) [122]	Traslaci.	$\lambda_m$	$\lambda_m = 22$
	Intraslac.	$\lambda_m; M_1; M_2$	$\lambda_m = 34 - 12 \cdot \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$
MacGregor (1993) [123]	Intraslac.	$\lambda_m; v_d; e_1; e_2$	$\lambda_m = \frac{25 - 10 \cdot \left( \frac{e_1}{e_2} \right)}{\sqrt{v_d}}$

**Tabla 6-6.** Definición de la esbeltez límite inferior para pilares de hormigón armado.

Pilares metálicos

Fuente	Variables consideradas	Límite propuesto
EC3 (2005) [57]	$\bar{\lambda}, N_{sd}, N_{cr}$	$\bar{\lambda} < 0.2$ $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0.04$

**Tabla 6-7.** Definición de la esbeltez límite inferior para pilares acero.

$\bar{\lambda}$  esbeltez del pilar de acero,  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_a \cdot f_y}{N_{cr}}}$

$N_{sd}$  axil de cálculo

$N_{cr}$  axil crítico,  $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2}$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Pilares mixtos

Fuente	Variables consideradas	Límite propuesto
EC4 (1994) [58]	$\bar{\lambda}$ , $r$ , $N_{sd}$ , $N_{cr}$	$\frac{N_{sd}}{N_{cr}} \leq 0.1$ $\bar{\lambda} \leq 0.2 \cdot (2 - r)$
EC4 (2004) [59]	$N_{sd}$ , $N_{cr}$	$\frac{N_{sd}}{N_{cr}} \leq 0.1$
BS5400 (2005) [17]	$\frac{L_p}{d}$	$\frac{L_p}{d} \leq 12$
AIJ (2001) [2]	$\frac{L_p}{d}$	$\frac{L_p}{d} \leq 4$ Compactos $4 < \frac{L_p}{d} \leq 12$ Semi Esbeltos $\frac{L_p}{d} > 12$ Esbeltos

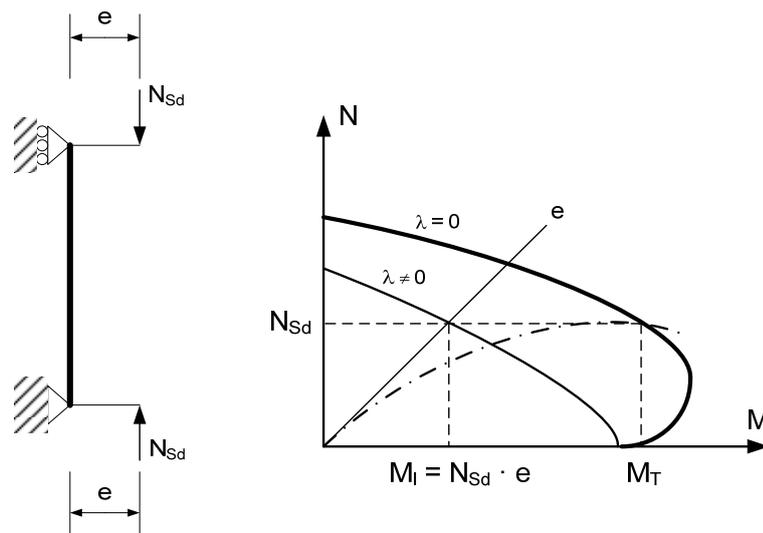
**Tabla 6-8.** Definición de la esbeltez límite inferior para pilares mixtos.

- $L_p$  longitud de pandeo del pilar
- $d$  mínima dimensión de la sección
- $\bar{\lambda}$  Esbeltez relativa
- $r$  relación entre excentricidades en los extremos,
- $N_{sd}$  axil aplicado
- $N_{cr}$  Axil crítico de Euler

### 6.4.2. Métodos de cálculo o comprobación simplificados

En este apartado se exponen los métodos simplificados para la evaluación de los efectos de segundo orden, en un soporte aislado sometido a una sollicitación de flexo-compresión recta, cuyas excentricidades en los extremos son iguales. En el apartado siguiente se estudiará cómo reducir el caso de excentricidades distintas en los extremos a uno de excentricidades iguales, a partir de la excentricidad equivalente.

El objetivo de los métodos simplificados es incrementar el momento de primer orden aplicado en los extremos del soporte, para reducir el cálculo o comprobación de un elemento con esbeltez diferente de cero (sujeto al fallo por agotamiento de la sección o por inestabilidad global), a un cálculo seccional equivalente.



**Figura 6-17.** Evaluación de los efectos de segundo orden según métodos simplificados.

Los métodos que se proponen, reducen por consiguiente, el problema del dimensionamiento o la comprobación de un soporte aislado de esbeltez no nula ( $\lambda \neq 0$ ), al dimensionamiento o la comprobación a nivel sección ( $\lambda = 0$ ).

Los métodos simplificados que se plantean son de dos tipos: **método de amplificación de momentos** y **método del momento complementario**.

#### 6.4.2.1. Método de amplificación de momentos.

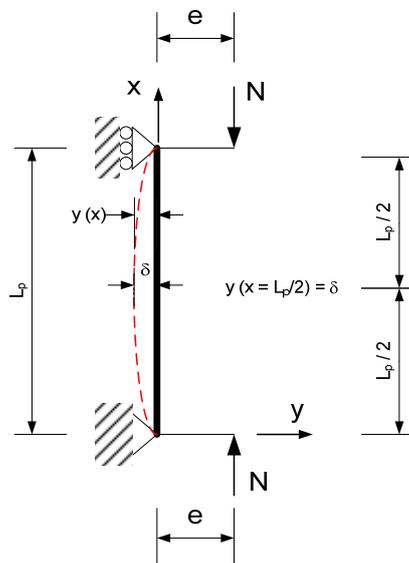
En un soporte aislado sometido a una sollicitación de flexo-compresión recta con excentricidades iguales en extremos, el momento total máximo en la sección de centro-luz es igual a

$$M_t = N \cdot (e + \delta) \quad (6.17.a)$$

donde

- $M_t$  momento total máximo en la sección crítica del soporte
- $N$  axil aplicado
- $e$  excentricidad de primer orden
- $\delta$  flecha total en la sección crítica, igual a la flecha producida por el esfuerzo de primer orden  $\delta_1$  más la flecha producida por los efectos de segundo orden  $\delta_2$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 \quad (6.17.b)$$



**Figura 6-18.** Posición de equilibrio del soporte aislado sometido a carga axial con excentricidades iguales en los extremos.

Se asume una deformación del soporte de tipo sinusoidal.

$$y(x) = -\delta \cdot \operatorname{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right) \quad (6.17.c)$$

en el que  $L_p$  es la longitud de pandeo del soporte

Por otra parte, asumiendo un comportamiento elástico y lineal del material, el momento de segundo orden para una sección cualesquiera es igual a:

$$M_2(x) = N \cdot y(x) = -N \cdot \delta \cdot \operatorname{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right) = -EI \cdot y_2''(x) \quad (6.17.d)$$

donde:

- $EI$  rigidez de la sección transversal paralela al plano de pandeo
- $y_2''(x)$  curvatura de la sección producida por el momento flector de segundo orden

La igualdad es una ecuación diferencial que puede resolverse fácilmente si la rigidez  $EI$  es constante. Imponiendo las condiciones de contorno se obtiene que:

$$y_2''(x) = \frac{N \cdot \delta}{E \cdot I} \cdot \operatorname{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right) \quad (6.17.e)$$

$$\begin{cases} y_2(x=0) = 0 \\ y_2(x=L_p) = 0 \end{cases} \quad (6.17.f)$$

Según las condiciones impuestas, la deformada de segundo orden es:

$$y_2(x) = \frac{N \cdot \delta}{E \cdot I} \cdot \left(\frac{L_p}{\pi}\right)^2 \cdot \operatorname{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right) \quad (6.17.g)$$

Por tanto, la flecha producida en centro-luz por los efectos de segundo orden es:

$$\delta_2 = y_2\left(x = \frac{L_p}{2}\right) = \frac{N \cdot \delta}{E \cdot I} \cdot \left(\frac{L_p}{\pi}\right)^2 = \delta \cdot \frac{N}{\left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_p}\right)} = \delta \cdot \frac{N}{N_{cr}} \quad (6.17.h)$$

Donde,  $N_{cr}$  es el axil crítico de pandeo correspondiente al soporte biarticulado (axil crítico de Euler).

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

La flecha total es:

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \delta_1 + \delta_2 \\ \delta_2 &= y_2 \left( x = \frac{L_p}{2} \right) = \delta \cdot \frac{N}{N_{cr}} \end{aligned} \right\} \delta = \delta_1 + \delta \cdot \frac{N}{N_{cr}} \quad (6.17.i)$$

$$\delta = \left( \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \right) \cdot \delta_1 \quad (6.17.j)$$

La flecha de primer orden que corresponde a la sollicitación de un momento flector constante a lo largo del soporte es:

$$\delta_1 = \frac{M_1 \cdot L_p^2}{8 \cdot E \cdot I} \quad (6.17.k)$$

Donde,  $M_1$  es el momento de primer orden igual a:  $M_1 = N \cdot e$

Operando con las expresiones se obtiene:

$$\left. \begin{aligned} M_t &= M_1 + M_2 = M_1 + N \cdot \delta \\ \delta &= \left( \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \right) \cdot \delta_1 \\ \delta_1 &= \frac{M_1 \cdot L_p^2}{8 \cdot E \cdot I} \end{aligned} \right\} M_t = M_1 + N \cdot \underbrace{\left( \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \right) \cdot \frac{M_1 \cdot L_p^2}{8 \cdot E \cdot I}}_{N \cdot \delta} \quad (6.17.l)$$

$$M_t = M_1 \cdot \left[ 1 + \frac{1}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} \cdot \frac{\pi^2}{8} \right] \approx \left( \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \right) \cdot M_1 \quad (6.17.m)$$

La simplificación realizada es  $\frac{\pi^2}{8} \approx 1.00$

El coeficiente  $\delta_{ns}$  se denomina factor de amplificación, siendo igual a:

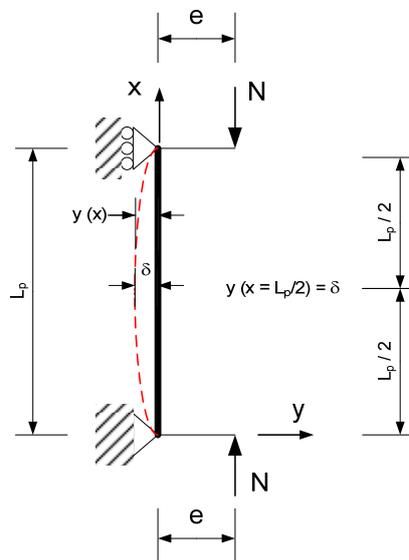
$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (6.17.n)$$

donde:  $N$  axil aplicado  
 $N_{cr}$  axil crítico de Euler,

El factor de amplificación se ha obtenido suponiendo un comportamiento elástico y lineal, sin embargo, tanto el acero como, especialmente, el hormigón, no lo son, resultando esta hipótesis incorrecta. Por tanto, para poder aplicar el método es necesario estimar correctamente la rigidez  $EI$  del soporte que interviene en el valor del axil crítico  $N_{cr}$ .

**6.4.2.2. Método del momento complementario ó excentricidad adicional.**

En un soporte aislado sometido a una sollicitación de flexo-compresión recta, el momento total en la sección de centro-luz es igual a:



**Figura 6-19.** Posición de equilibrio del soporte aislado.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

$$M_t = N \cdot (e + \delta) \quad (6.18.a)$$

donde:

- $M_t$  momento total en la sección crítica del soporte
- $N$  axil aplicado
- $e$  excentricidad de primer orden
- $\delta$  flecha total en la sección crítica

La expresión de la deformada del soporte, si se asume un comportamiento del tipo sinusoidal, es la siguiente:

$$y(x) = \delta \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L_p}\right) \quad (6.18.b)$$

La curvatura en la sección de centro-luz es:

$$y_2''\left(x = \frac{L_p}{2}\right) = -\delta \cdot \frac{\pi^2}{L_p^2} \quad (6.18.c)$$

En consecuencia, la flecha total en función de la curvatura es:

$$\delta = \frac{L_p^2}{\pi^2} \cdot y''\left(x = \frac{L_p}{2}\right) = \frac{L_p^2}{\pi^2} \cdot c_0 \quad (6.18.d)$$

Substituyendo, se obtiene el momento total en función de la curvatura

$$M_t = N \cdot \left( e_0 + \frac{L_p^2}{\pi^2} \cdot c_0 \right) \quad (6.18.e)$$

donde  $c_0$  es la curvatura en la sección centro-luz del soporte

Esta técnica la recogen diversas normas para el cálculo de soportes de hormigón armado (EHE [50], BS8110 [15], CM-90 [35], CM-2010 [60]), en cambio no se emplea fuera de ese ámbito, acero y pilares mixtos, que emplean el método de amplificación de momentos.

## 6.5. MÉTODO SIMPLIFICADO PARA LA EVALUACIÓN DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN: AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS

### 6.5.1. Introducción.

Como se ha demostrado en el apartado anterior, el método basado en la amplificación de momentos se formula según la ecuación:

$$M_t = k \cdot M_1 \tag{6.19.a}$$

donde

- $M_t$  momento total de diseño
- $M_1$  momento de primer orden
- $k$  factor amplificador de momentos

$$k = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \neq 1.00$$

- $N$  axil aplicado en el soporte
- $N_{cr}$  carga crítica de Euler del soporte igual a,  $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (E \cdot I)}{L_p^2}$
- $EI$  rigidez del soporte
- $L_p$  longitud de pandeo del soporte

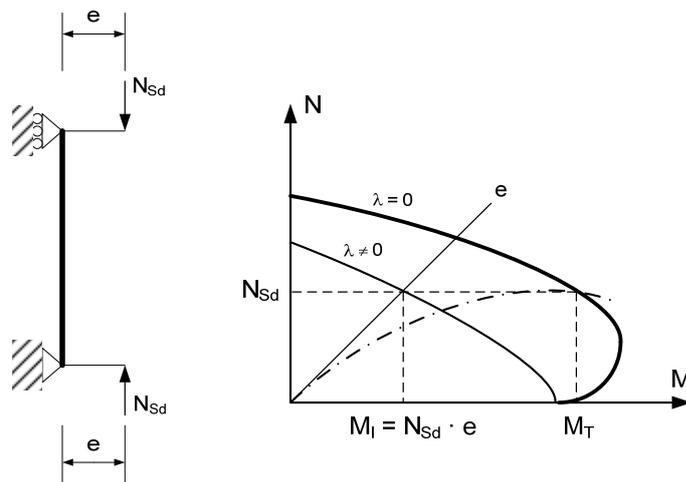


Figura 6-20. Método simplificado de amplificación de momentos.

## 6.5.2. Método de amplificación de momentos: EI, rigidez equivalente

Para aplicar este método es necesario estimar la rigidez del soporte, en función de las características geométricas y mecánicas del mismo. A continuación se expondrán las distintas propuestas que han sido realizadas para estimar la rigidez del soporte bajo cargas instantáneas.

Las diferentes rigideces, EI, se clasifican según si se han propuesto para pilares de hormigón armado o para pilares mixtos. La ordenación se ha realizado cronológicamente y se indican los parámetros empleados en cada propuesta.

### 6.5.2.1. Soportes de hormigón armado

En 1966, el Bureau of Publics Roads [12] propone la siguiente expresión:

$$EI = 1.6 \cdot E_c \cdot I_h \cdot \left( \frac{N}{N_0} \right) \cdot \left( 1 - \frac{N}{N_0} \right) \quad (6.20.a)$$

donde:

- $E_c$  módulo de deformación del hormigón
- $I_h$  inercia homogeneizada de la sección
- $N$  axil aplicado
- $N_0$  axil último de la sección sometido a compresión simple

En 1966, Spang [163] propone para columnas cuya cuantía geométrica de armadura es igual el 4 por ciento la siguiente expresión de la rigidez:

$$EI = 1000 \cdot f_c \cdot I_c \quad (6.20.b)$$

donde:

- $f_c$  resistencia del hormigón
- $I_c$  inercia bruta de la sección

Para otros porcentajes de cuantía de armadura propone la siguiente expresión:

$$EI = \frac{E_c \cdot I_c}{4.1} + E_s \cdot I_s \quad (6.20.c)$$

donde:

- $E_c$  módulo de deformación del hormigón
- $I_c$  inercia bruta de la sección
- $E_s$  módulo de deformación del acero
- $I_s$  inercia de las armaduras

En 1971, la instrucción americana para el cálculo de estructuras de hormigón armado, ACI 318 [1], presenta dos expresiones para el cálculo de la carga crítica de Euler para cargas instantáneas. Dichas expresiones se mantienen en la actualidad. La primera depende únicamente de la rigidez del hormigón y la segunda considera además el efecto de la armadura en la rigidez.

$$EI = \frac{E_c \cdot I_c}{5} + E_s \cdot I_s \quad (6.20.d)$$

$$EI = \frac{E_c \cdot I_c}{2.5} \quad (6.20.e)$$

siendo

- $E_c$  módulo elasticidad hormigón
- $I_c$  inercia bruta de la sección transversal
- $E_s$  módulo elasticidad del acero
- $I_s$  momento de inercia de las armaduras respecto del c.d.g. de la sección bruta de hormigón

Distintos autores como Mavichak et al [126] y Mirza [127], indican que dichas expresiones en ocasiones están del lado de la inseguridad al no considerar ni el nivel del axil ni el nivel de la excentricidad relativa entre sus parámetros.

En 1976, Mavichak et al [125], obtienen experimentalmente el valor de la rigidez EI para columnas de sección rectangular y oval, cuya cuantía geométrica de armadura es igual a 1%, de esbeltez mecánica de 50, y cuya resistencia del hormigón oscila entre 30 y 40 MPa

$$EI = \frac{E_c \cdot I_c}{5 \cdot \left(1 - \frac{N}{N_0}\right)} \quad (6.20.f)$$

donde:

- $E_c$  módulo de deformación del hormigón
- $I_c$  inercia bruta de la sección
- $N$  axil aplicado ( $N_d$ )
- $N_0$  axil último de la sección sometido a compresión simple ( $N_u$ )

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Este autor observa que la expresión que propone no tiene un comportamiento aceptable, puesto que no ha contemplado como variable la cuantía de armadura y su distribución. Por esta razón, los autores incorporan al análisis los ensayos realizados por Drysdale (1971) [49] y Wu (1973) [12], correspondientes a una serie de columnas de esbeltez mecánica  $\lambda_m=105$  y aproximadamente una cuantía geométrica del 3%, obteniendo la siguiente expresión:

$$EI = \frac{0.2 \cdot E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s}{1.6 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot N}{N_0}\right)} \quad (6.20.g)$$

siendo

- $E_s$  módulo elasticidad del acero
- $I_s$  momento de inercia de las armaduras respecto del c.d.g. de la sección bruta de hormigón

En 1979, Furlong [66] propone las siguientes expresiones de la rigidez del soporte obtenidas a partir de resultados experimentales.

$$EI = \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{N}{N_0} - \frac{1}{7.5}\right) \cdot E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s \geq E_s \cdot I_s \quad (6.20.h)$$

$$EI = \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{N}{N_0}\right) \cdot E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s \geq 0.2 \cdot E_c \cdot I_c \quad (6.20.i)$$

donde:

- $E_c$  módulo de deformación del hormigón
- $I_c$  inercia bruta de la sección
- $E_s$  módulo elasticidad del acero
- $I_s$  momento de inercia de las armaduras respecto del c.d.g. de la sección bruta de hormigón
- $N$  axil aplicado, ( $N_a$ )
- $N_0$  axil último de la sección sometido a compresión simple, ( $N_u$ )

En 1990, Mirza [127], analiza estadísticamente los distintos parámetros que intervienen en la definición de la rigidez. Para ello diseña un procedimiento variando las características mecánicas y geométricas del soporte obtiene la rigidez del soporte, basándose en el diagrama momento curvatura de la sección crítica y en la hipótesis que la deformada del soporte adopta una forma sinusoidal.

Las variables que estudia son las siguientes:

1. Excentricidad relativa ( $e/h$ )
2. Índice de la carga aplicada  $\left(1 - \frac{N}{N_0}\right)$  ó bien  $\left(1 - \left(\frac{N}{N_0}\right)^2\right)$
3. Esbeltez geométrica del soporte  $\left(\lambda_g = \frac{L_p}{h}\right)$
4. Relación de rigidez  $\frac{E_s \cdot I_s}{E_c \cdot I_c}$ , ó  $\frac{E_s}{E_c}$ , ó bien  $\frac{I_s}{I_c}$
5. Cuantía geométrica o mecánica de armadura
6. Índice de recubrimiento, que se define como el recubrimiento de la armadura longitudinal dividido por el canto total de la sección.

El primer y tercer grupo de variables se consideran como las más importantes. Los autores aportan un estudio experimental que demuestra el gran efecto que tienen estas variables en la resistencia de las columnas esbeltas.

El estudio indica que existe una gran dependencia entre la excentricidad relativa y el índice de carga aplicada, lo cual parece razonable, ya que la relación  $N/N_0$  depende de la excentricidad. Además se observó que la relación entre las rigideces o el recubrimiento tiene muy poca importancia sobre la rigidez.

Cabe destacar que la variable de esbeltez ( $L_p/h$ ) no presenta ningún tipo de correlación con la excentricidad  $e/h$ .

Por último el autor realiza una regresión múltiple con los datos  $EI_{\text{teóricos}}$ , obteniéndose la siguiente expresión:

$$EI = \left[ \left( 0.27 + 0.003 \cdot \frac{L_p}{h} - 0.3 \cdot \frac{e}{h} \right) \cdot E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s \right] \geq E_s \cdot I_s \quad (6.20.j)$$

Se observa que la esbeltez tiene escasa importancia, respecto al resto de los variables, por tanto el autor prescinde de este efecto obteniendo la siguiente expresión:

$$EI = \left[ \left( 0.3 - 0.3 \cdot \frac{e}{h} \right) \cdot E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s \right] \geq E_s \cdot I_s \quad (6.20.k)$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Tikka y Mirza [126] – [128], [167] – [174] han llevado a cabo multitud de trabajos ajustando el término de rigidez a flexión de pilares de hormigón armado. Los resultados más recientes, publicados en 2005 y 2008 establecen el modelo siguiente:

$$EI = \left( 0.47 - 3.5 \cdot \frac{e}{h} \cdot \left( \frac{1}{1 + \beta \cdot \frac{e}{h}} \right) + 0.003 \cdot \frac{1}{h} \right) \cdot E_c \cdot I_c + 0.8 \cdot E_s \cdot I_s \quad (6.20.l)$$

$$\beta = \begin{cases} 7.0 & \text{si } \rho_{rs} \leq 2\% \\ 8.0 & \text{si } \rho_{rs} > 2\% \end{cases}$$

$$EI = \left( 0.5 - 3.5 \cdot \frac{e}{h} \cdot \left( \frac{1}{1 + \beta \cdot \frac{e}{h}} \right) \right) \cdot E_c \cdot I_c + 0.85 \cdot E_s \cdot I_s \quad (6.20.m)$$

$$\beta = \begin{cases} 7.0 & \text{si } \rho_{rs} \leq 2\% \\ 8.0 & \text{si } \rho_{rs} > 2\% \end{cases}$$

Siendo

- $\rho_{rs}$  la cuantía geométrica de la sección de hormigón armado,  

$$\rho_{rs} = \frac{A_s}{A_c}$$

Otros trabajos destacados para pilares de hormigón armado son los llevados a cabo por Westerberg en 2002 [12], Bonet en 2004 [11] y Bonet en 2011 [11]. Son propuestas muy elaboradas en donde se tienen en cuenta las variables más influyentes identificadas por Mirza en 1990 [127].

Westerberg (2002) [12] realiza la siguiente propuesta de EI

$$EI = \alpha_p \cdot \alpha_e \cdot E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s \quad (6.20.n)$$

Donde

$$\alpha_p = 1 - 0.8 \cdot \left( 1 - \frac{\lambda_m}{200} \right) \cdot \omega^{0.25} \quad (6.20.o)$$

$$\alpha_e = 0.08 \cdot v \cdot f_c^{0.6} \cdot e^{\frac{\lambda_m - 2 \cdot \omega}{100}} \leq (1 + \omega) - v$$

Siendo

- $\lambda_m$  la esbeltez mecánica del pilar,  $\lambda_m = \frac{L_p}{i}$
- $L$  longitud de pandeo
- $i$  radio de giro de la sección
- $\nu$  axil reducido,  $\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}}$
- $\omega$  cuantía mecánica,  $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$

En 2004, Bonet et al. [11], realiza la siguiente propuesta

$$EI = \alpha \cdot E_c \cdot I_c + \frac{E_s}{1 + \eta} \cdot I_s \quad (6.20.p)$$

donde

$$\text{si } \frac{e}{h} < 0,2 \quad \alpha = \left( -0,14 \cdot \frac{L_p}{h} + 2,5 - 0,35 \right) \cdot \left( \frac{e}{h} - 0,2 \right) + \alpha_p \not\leq 0,1 \quad (6.20.q)$$

$$\text{si } \frac{e}{h} \geq 0,2 \quad \alpha = \alpha_p \cdot \left( 1,2 - \frac{e}{h} \right) \not\leq 0,1$$

siendo

$$\alpha_p = \frac{f_{ck}}{200} + 0,12 \quad (6.20.r)$$

$$\eta = 1,9 \cdot e^{-0,1 \frac{1}{h}}$$

Esta propuesta se amplió en 2011 [11], proponiendo el ajuste siguiente:

$$EI = \alpha \cdot E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s \quad (6.20.s)$$

donde

$$\text{si } \eta < 0,2 \quad \alpha = (1,95 - 0,035 \cdot \lambda_m) \cdot (\eta - 0,2) + \left( \frac{f_{ck}}{225} + 0,11 \right) \not\leq 0,1 \quad (6.20.t)$$

$$\text{si } \eta \geq 0,2 \quad \alpha = \left( \frac{f_{ck}}{110} + 0,45 \right) \cdot (0,2 - \eta) + \left( \frac{f_{ck}}{225} + 0,11 \right) \not\leq 0,1$$

$$\eta = 1,9 \cdot e^{-0,1 \frac{1}{h}} \quad (6.20.u)$$

Siendo

- $\lambda_m$  esbeltez mecánica
- $L_p$  longitud de pandeo del pilar
- $e$  excentricidad aplicada
- $h$  dimensión sobre la que se aplica la excentricidad

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

### 6.5.2.2. Pilares mixtos

Las propuestas más importantes se recogen en las diferentes normativas de cálculo ( ver capítulo 7). En la **Tabla 6-9** se adjuntan los modelos de cada norma.

Fuente	Propuesta EI
CM-Mixtas (1981) [35] BS5400 : 1979 [14]	$EI = E_c \cdot I_c + E_a \cdot I_a$
EC4 : 1994 [58]	$EI = 0.60 \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_a \cdot I_a$
CAN CSA 16 : 2001 [24]	$EI = 0.60 \cdot E_c \cdot I_c + E_a \cdot I_a$
EC4 : 2004 [59]	$EI = 0.90 \cdot (0.50 \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_a \cdot I_a)$
AS5100 : 2004 [165]	$EI = 0.90 \cdot E_a \cdot I_a + 0.60 \cdot E_c \cdot I_c$
BS 5400 : 2005 [17]	$EI = 0.45 \cdot E_{cm} \cdot I_c + 0.95 \cdot E_a \cdot I_a$
NBR8800:2008 [138]	$EI = E_a \cdot I_a + 0.80 \cdot E_c \cdot I_c$
ACI 318:2008 [1]	$EI = E_a \cdot I_a + 0.20 \cdot E_c \cdot I_c$
AISC : 2010 [6]	$EI = E_a \cdot I_a + C_3 \cdot E_c \cdot I_c$ $C_3 = 0.6 + 2 \cdot \left[ \frac{A_a}{A_a + A_c} \right] \leq 0.90$

**Tabla 6-9.** Rigidez a flexión de pilares mixtos de tipo CFT, recogidos en las diferentes normativas de referencia.

A parte de estas propuestas, Tikka y Mirza en 2005 [173] y 2006 [174], [175] realizaron ajustes, en base a análisis numéricos, para pilares mixtos de tipo “encased”, proponiendo el siguiente modelo:

$$EI = \left( 0.47 - 3.5 \cdot \frac{e}{h} \cdot \left( \frac{1}{1 + 9.5 \cdot \frac{e}{h}} \right) + 0.003 \cdot \frac{L_p}{h} \right) \cdot E_c \cdot I_c + 0.8 \cdot E_s \cdot I_s \quad (6.21.a)$$

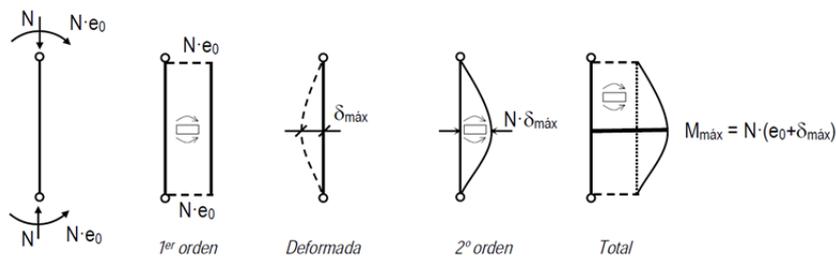
$$EI = \left( 0.48 - 3.5 \cdot \frac{e}{h} \cdot \left( \frac{1}{1 + 9 \cdot \frac{e}{h}} \right) + 0.002 \cdot \frac{L_p}{h} \right) \cdot E_c \cdot I_c + 0.85 \cdot E_s \cdot I_s \quad (6.21.b)$$

$$EI = \left( 0.5 - 3.5 \cdot \frac{e}{h} \cdot \left( \frac{1}{1 + 9 \cdot \frac{e}{h}} \right) \right) \cdot E_c \cdot I_c + 0.85 \cdot E_s \cdot I_s \quad (6.21.c)$$

**6.5.3.  $C_m$ , factor de equivalencia a diagrama de momentos constante, para excentricidades diferentes en los extremos.**

En este apartado se estudian los métodos simplificados correspondientes a los soportes esbeltos sometidos a excentricidades de primer orden diferentes en los extremos.

En el caso de soportes sometidos a excentricidades iguales en los extremos, la sección de centro-luz está sometida al máximo momento flector total, puesto que en ella la flecha y los momentos de segundo orden son máximos.



**Figura 6-21.** Distribución de esfuerzos en soportes sometidos a excentricidades iguales en los extremos. Bonet [12].

Sin embargo, la determinación de la sección transversal crítica en soportes sometidos a excentricidades diferentes en extremos no es tan evidente. En este caso, no coincide la sección transversal de máximo esfuerzo total (incluyendo los esfuerzos flectores de segundo orden) con la sección de máximo momento de primer orden, que se sitúa en los extremos. Si el esfuerzo total máximo a lo largo del soporte supera al esfuerzo de primer orden en los extremos, deberá tenerse en cuenta como una sección crítica aquélla de máximo momento total.

Lógicamente, deben analizarse también las secciones extremas atendiendo al sentido y a la magnitud de los esfuerzos flectores de primer orden. La definición de las secciones críticas depende de la distribución de los esfuerzos flectores, nivel de axil y esbeltez del soporte fundamentalmente (**Figura 6.14**). Por tanto, para analizar los soportes sometidos a excentricidades diferentes en los extremos, mediante los métodos simplificados, se deben de realizar dos comprobaciones:

- a) En las secciones extremas del soporte, debido a los esfuerzos de primer orden.
- b) En la sección intermedia del soporte en la que se origine el máximo momento total.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Por otra parte, los métodos simplificados que se presentan en la bibliografía suelen aplicarse a soportes con excentricidades de primer orden iguales en los extremos. Con lo cual, para realizar la segunda de las comprobaciones, debe obtenerse una excentricidad equivalente tal que, aplicada en los extremos del soporte, origine el mismo esfuerzo flector total que correspondería a la distribución de esfuerzos original.

### 6.5.3.1. Deducción teórica de $C_m$ .

En este apartado se deducen teóricamente los valores de la excentricidad equivalente del soporte para las relaciones de excentricidades de primer orden en extremo ( $e_1/e_2$ ) iguales a -1, -0,5, 0 y 0,5, donde  $e_{01}$  es la excentricidad mínima en valor absoluto tomada con su signo y  $e_{02}$  es la excentricidad máxima tomada con signo positivo ( $\frac{|e_1|}{|e_2|}$ ).

La excentricidad equivalente se obtendrá igualando el esfuerzo total en la sección crítica, correspondiente a la distribución de esfuerzos original, al esfuerzo total de la sección de centro-luz del soporte correspondiente a la distribución de esfuerzos equivalente.

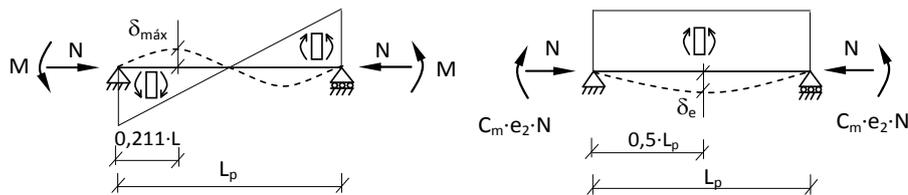
En general, en un soporte de excentricidades diferentes en extremos, la sección de máximo momento total no coincide con la sección de máximo momento de primer orden ni con la sección de máximo flecha.

Si se supone que la sección de máxima flecha coincide aproximadamente con la de máximo esfuerzo flector total, se deduce analíticamente el coeficiente  $C_m$ , igualando los esfuerzos flectores totales.

$$N \cdot (e_0 + \delta) = N \cdot (e_e + \delta_e) \quad (6.22.a)$$

Para obtener estas expresiones se supone un comportamiento elástico y lineal del soporte. En este caso la excentricidad adicional que se produce en la sección crítica se substituye por la flecha en la misma. Para el cálculo de la deformación en la sección crítica, por simplicidad, no se tendrán en cuenta la deformación de segundo orden.

**6.5.3.2. Coeficiente de equivalencia  $C_m$  correspondiente a una relación de excentricidades igual a -1**



**Figura 6-22.** Excentricidad equivalente para una relación de excentricidades igual a (-1)

La flecha máxima correspondiente a la distribución de esfuerzos original es:

$$\delta_{\max} = \frac{M \cdot L_p^2}{36 \cdot \sqrt{3} \cdot E \cdot I} = \frac{(N \cdot e_2) \cdot L_p^2}{36 \cdot \sqrt{3} \cdot E \cdot I} \quad (6.23.a)$$

donde:

- $e_2$  excentricidad mayor de extremos ( $|e_2| > |e_1|$ )
- $N$  axil aplicado
- $EI$  rigidez de la sección transversal
- $L_p$  longitud de pandeo del soporte

El momento flector de primer orden en la sección de máxima flecha tiene la siguiente expresión:

$$M \left( x = \frac{L_p \cdot (3 - \sqrt{3})}{6} = 0.211 \cdot L_p \right) = M - \frac{2 \cdot M}{L_p} \cdot \frac{L_p \cdot (3 - \sqrt{3})}{6} = M \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (6.23.b)$$

La máxima flecha correspondiente a la distribución de esfuerzos equivalente es igual a:

$$\delta_e = \frac{(N \cdot C_m \cdot e_2) \cdot L_p^2}{8 \cdot E \cdot I} \quad (6.23.c)$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Igualando los esfuerzos flectores totales correspondientes a ambas distribuciones de esfuerzos en la sección de máxima flecha, se deduce el coeficiente de equivalencia  $C_m$ .

$$\frac{N \cdot e_2 \cdot \sqrt{3}}{3} + \frac{N \cdot (N \cdot e_2) \cdot L_p^2}{36 \cdot \sqrt{3} \cdot E \cdot I} = C_m \cdot e_2 \cdot N + \frac{N \cdot (C_m \cdot e_2 \cdot N) \cdot L_p^2}{8 \cdot E \cdot I} \quad (6.23.d)$$

$$C_m = \frac{\frac{1}{\sqrt{3}} + \frac{1}{36 \cdot \sqrt{3}} \cdot \left( \frac{N \cdot L_p^2}{E \cdot I} \right)}{1 + \frac{1}{8} \cdot \left( \frac{N \cdot L_p^2}{E \cdot I} \right)} \quad (6.23.e)$$

Puede observarse que el factor  $C_m$  está en función del axil relativo  $\left( \frac{N}{(E \cdot I)/L_p^2} \right)$ .

Sin embargo, no todo el rango de axiles relativos es válido, puesto que para niveles de axil relativos pequeños el momento total en la sección de máxima flecha no supera el momento flector de primer orden.

El nivel de axil, a partir del cual se supera el momento de primer orden en el extremo, se obtiene igualando el momento total correspondiente a la sección de máxima flecha a este último.

$$M_{\text{tot}} = N \cdot e_2 \quad (6.23.f)$$

$$\frac{N \cdot e_2 \cdot \sqrt{3}}{3} + \frac{N \cdot (N \cdot e_2) \cdot L_p^2}{36 \cdot \sqrt{3} \cdot E \cdot I} = N \cdot e_2 \quad (6.23.g)$$

$$\frac{N}{(E \cdot I)/L_p^2} = 36 \cdot (\sqrt{3} - 1) = 26.35 \quad (6.23.h)$$

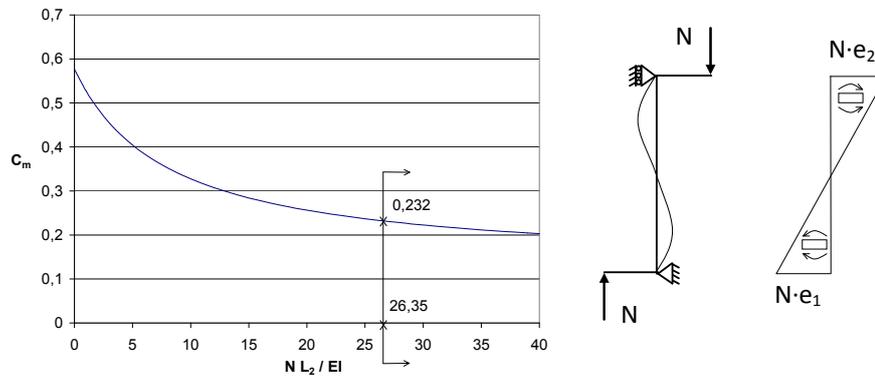
$$(C_m)_{\text{max}} = 0.232$$

Por tanto, para  $\frac{N}{(E \cdot I)/L_p^2} = 26.35$  el momento total en la sección de máxima flecha

supera al momento en extremos. El máximo valor del coeficiente  $C_m$ , para el rango de axiles relativos válidos, es igual a 0,232, correspondiendo al axil relativo

$$\frac{N}{(E \cdot I)/L_p^2} = 26.35.$$

En la figura, se representa el coeficiente de equivalencia  $C_m$  en función del axil relativo



**Figura 6-23.** Coeficiente de equivalencia  $C_m$  correspondiente a una relación de excentricidades igual a (-1)

Procediendo de forma análoga para el resto de relaciones entre excentricidades en los extremos se obtiene:

$\beta = r = \frac{e_1}{e_2}$	$C_m$	$C_{m,min}$
-1.00	$C_m = \frac{\frac{1}{\sqrt{3}} + \frac{1}{36 \cdot \sqrt{3}} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}{1 + \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}$	0.232
-0.50	$C_m = \frac{\frac{1}{2} + \frac{1}{27} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}{1 + \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}$	0.372
0.00	$C_m = \frac{\frac{1}{\sqrt{3}} + \frac{1}{9 \cdot \sqrt{3}} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}{1 + \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}$	0.548
0.50	$C_m = \frac{\frac{\sqrt{21}}{6} + \frac{7 \cdot \sqrt{21} - 27}{54} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}{1 + \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}$	0.761

**Tabla 6-10.** Cálculo del factor de equivalencia a diagrama de momentos constante,  $C_m$ . Análisis teórico.

### 6.5.3.3. Propuestas de $C_m$ recogidas en la bibliografía.

En la tabla siguiente se recogen diferentes valores de  $C_m$ , factor equivalente de diagrama de momentos constantes para excentricidades diferentes en los extremos, recogidos en la bibliografía.

Las variables empleadas en las diferentes propuestas son:

- $\beta$  relación de excentricidades en los extremos  
 $\beta = \frac{e_1}{e_2}$ , siendo  $e_1$ ,  $e_2$  las excentricidades en los extremos, con  $|e_2| \geq |e_1|$  y tomando  $e_2$  como sentido positivo.
- $\nu$  axil reducido,  $\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}}$
- $\lambda_g$  esbeltez geométrica,  $\lambda_g = \frac{L}{h}$
- $N$  axil aplicado
- $N_{cr}$  axil crítico de Euler,  $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2}$

Autor	Propuesta $C_m$
Campus y Massonet (1956) [23]	$C_m = \sqrt{0.3 \cdot (1 + \beta^2) + 0.4 \cdot \beta}$
Austin (1961) [7]	$C_m = 0.60 + 0.40 \cdot \beta \geq 0.40$
Robinson et al. (1975) [150]	$C_m = 1.45 - 0.05 \cdot (4 - \beta)^2$
Trahair (1985) [144]	$C_m = \frac{1 + \beta}{2} + \left[ 0.40 - 0.23 \cdot \left( \frac{N}{N_{cr}} \right) \right] \cdot \left( \frac{1 - \beta}{2} \right)^3$
Duan et al. (1989) [144]	$C_m = 1 + 0.25 \cdot \left( \frac{N}{N_{cr}} \right) - 0.60 \cdot \left( \frac{N}{N_{cr}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot (1 - \beta)$
Sarker y Rangan (2003) [144]	$C_m = a + (1 - a) \cdot \beta$ $a = 0.975 - 0.00375 \cdot \lambda_m$ $\beta \geq -0.50$

**Tabla 6-11.** Propuestas de  $C_m$ , factor de equivalencia a diagrama de momentos constante, para excentricidades diferentes en los extremos.

Autor	Propuesta $C_m$
Tikka y Mirza (2004) [170]	$C_m = 0.60 + 0.40 \cdot \beta \geq 0.30$
Tikka y Mirza (2004) [170]	$C_m = 0.55 + 0.45 \cdot \beta$
Tikka y Mirza (2004) [170]	$C_m = 0.15 + 0.85 \cdot \left(\frac{1+\beta}{2}\right)^{1.1}$
Tikka y Mirza (2004) [170]	$C_m = 0.14 + 0.86 \cdot \left(\frac{1+\beta}{2}\right)^{1.1}$
Tikka y Mirza (2004) [170]	$C_m = 0.13 + 0.87 \cdot \left(\frac{1+\beta}{2}\right)^{1.1}$
Tikka y Mirza (2005 y 2009) [171]	$C_m = 0.20 + 0.80 \cdot (0.50 + 0.50 \cdot \beta)^{1.1} \geq 0.30$
EC4 : 2004 [59]	$C_m = 0.66 + 0.44 \cdot \beta \geq 0.44$
Pallarés et al. (2009) [144]	$C_m = \eta \cdot \alpha + \xi \geq C_{\min}$ $\eta = 0.40 \cdot (\beta - 1)$ $\xi = 0.15 \cdot \beta + 0.85$ $C_{\min} = 0.50 \cdot (\beta + 1) \geq 0.40$
Pallarés et al. (2009) [144]	$C_m = \xi^* - \frac{\lambda^2 \cdot v}{\eta^*} \geq C_{\min}$ $\eta^* = \frac{2500}{1 - \beta}$ $\xi^* = 0.25 \cdot \beta + 0.75$ $C_{\min} = 0.45 \cdot \beta + 0.55 \geq 0.40$
DBJ 13/51 :2003 [45]	$C_m = 0.65 + 0.35 \cdot \frac{M_2}{M_1}$
ACI-318:08 [1] CM-90 [35], CM-2010 [61] EC2 : 2004 [56]	$C_m = 0.60 + 0.40 \cdot \beta \geq 0.40$

**Tabla 6-12.** Propuestas de  $C_m$ , factor de equivalencia a diagrama de momentos constante, para excentricidades diferentes en los extremos.

## 6.6. CONCLUSIONES

Los efectos de segundo orden adquieren importancia en elementos esbeltos o semiesbeltos que se intensifican en el caso de pilares reales por el efecto de la imperfecciones de los mismos:

- Imperfecciones iniciales en la rectitud de la pieza
- Tensiones residuales en el acero
- No linealidad de los materiales
- Excentricidades adicionales al aplicar la carga

Estas variables hacen que el comportamiento de los pilares difieran notablemente del comportamiento ideal, reduciendo su capacidad resistente. El análisis no lineal de pilares, tanto de hormigón armado, como de acero o mixtos, resulta laborioso y difícil. Por ello se han planteado métodos simplificados consistentes en reducir el problema a un cálculo seccional equivalente. En estos métodos resulta imprescindible conocer cuando el momento máximo corresponde al momento de primer orden aplicado en los extremos del pilar, o se encuentra en un punto intermedio del mismo. De igual manera, es fundamental determinar la rigidez equivalente a flexión del elemento, y en caso de que las excentricidades en los extremos no sean iguales, el factor de equivalencia a diagrama de momentos constantes,  $C_m$ .

En el capítulo siguiente, se recogen los modelos propuestos por la normativa de cálculo de estructuras mixtas, así como la manera que han tratado los efectos de segundo orden.

## Capítulo 7

---

# NORMATIVA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS MIXTAS

En este capítulo se presenta la normativa existente en todo el mundo para el cálculo de estructuras mixtas, centrado en el cálculo de pilares tipo CFT sometidos a carga centrada y flexocompresión recta. Se exponen los diversos métodos de cálculo, ámbito de aplicación, limitaciones de los modelos y se realiza una comparativa entre ellos.

# 7.

## NORMATIVA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS MIXTAS

### 7.1. INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se describen las principales normas técnicas de diversos países para el cálculo de pilares mixtos sometidos a compresión simple y flexo-compresión recta. A parte de explicar los diferentes métodos de cálculo, se pretende señalar las diferencias más significativas.

Una clasificación de la normativa, en función de su procedencia, sería la siguiente, **Figura 7-1**:

#### Europa:

- Eurocódigo 4 parte 1 – 1: 2004 [59].  
(Sustituye a la versión de 1994 [58])
- British Standard Institution, BS5400 – 5: de 2005 [17].  
(Sustituye a la versión de 1979 [14])
- Código modelo para estructuras mixtas.  
ECCS-Joint Committee on Composite Structures, Nº28, Section 16, 1981 [54] (En la actualidad no se encuentra en vigor)

#### Estados Unidos

- American Institute of Steel Construction, AISC 360:2010 [6]  
(Sustituye a las versiones de 1999 [4], 2005 [5])
- American Concrete Institute, ACI 318 : 2008 [1]

#### Japón

- Architectural Institute of Japan, AIJ 2001 [2]

Canadá

- Norma Canadiense CAN/CSA – S16 : 2001 [24]

Brasil

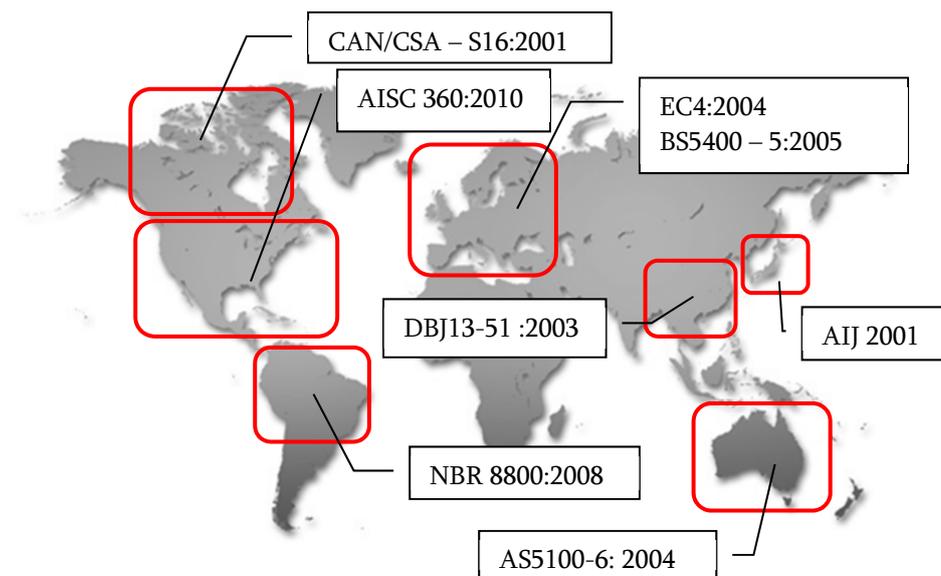
- Norma Brasileña NBR 8800:2008 [138]

Australia

- Australian Standard AS5100-6:2004 [165]

China

- DBJ13-51-2003 [45] (Construction Department of Fujian Province)
- DL/T 5055:1999 [48] (Derogada)
- GJB4142:2000 [74] (Derogada)



**Figura 7-1.** Normativa en vigor para el cálculo de estructuras mixtas, clasificada según el país o continente de origen.

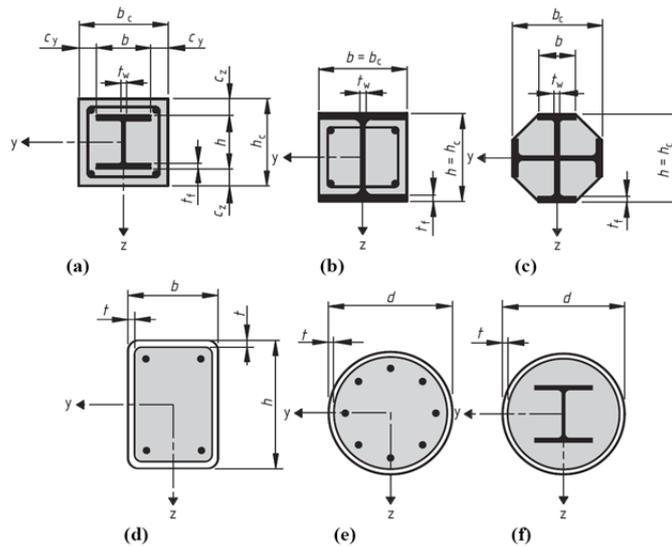
## 7.2. EUROCÓDIGO 4 (EC4) [59]

### 7.2.1. Introducción

Los Eurocódigos estructurales son un conjunto de normas europeas encargadas por la Comisión Europea al Comité Europeo de Normalización (CEN), en las que se recogen los métodos comunes en todos los Estados Miembro de la Unión Europea para el cálculo y dimensionado de estructuras.

Como respuesta a este encargo, en 1990 se creó en el CEN un Comité Técnico, el CEN/TC250 "Eurocódigos Estructurales". La vigilancia y seguimiento del desarrollo del programa de los Eurocódigos corresponde al Comité Permanente de la Directiva 89/106/CEE, de Productos de Construcción. El seguimiento de estos trabajos de normalización en el plano nacional, lo realiza el organismo español de normalización miembro del CEN, (AENOR), a través del AEN/CTN140 como Comité paralelo del CEN/TC250.

El Eurocódigo 4 [59], en adelante EC4, es el documento encargado del cálculo de estructuras mixtas de acero y de hormigón, tanto en condiciones normales como frente al fuego. El apartado 6.7 está dedicado al cálculo y comprobación de pilares mixtos, incluyendo las tipologías siguientes, **Figura 7-2**:



**Figura 7-2.** Tipologías de pilares mixtos contemplados en el EC4 [59].

**7.2.2. Métodos de cálculo.**

El EC4, proporciona dos métodos para el cálculo de resistencia de pilares mixtos. El primero es un método general que tiene en cuenta de forma explícita tanto los efectos de segundo orden como las imperfecciones. Este método puede aplicarse en pilares de sección transversal asimétrica, así como a pilares de sección variable con la altura. El segundo es un método simplificado que hace uso de las Curvas Europeas de Pandeo para pilares sometidos a carga centrada y emplea, para pilares sometidos a flexocompresión, un diagrama de interacción seccional y el método de amplificación de momentos para tener en cuenta los efectos de segundo orden. Ambos métodos se basan en las suposiciones siguientes:

- a) Hay interacción completa entre las secciones de acero y hormigón hasta que se alcanza el fallo.
- b) Las imperfecciones geométricas y las tensiones residuales se tienen en cuenta en el cálculo, normalmente, introduciendo una imperfección inicial en la pieza o una falta de rectitud.
- c) Las secciones planas permanecen planas mientras el pilar se deforma.

**7.2.3. Limitaciones e hipótesis adoptadas en el método de cálculo simplificado**

El método de cálculo simplificado se basa en las Curvas Europeas de Pandeo, en el caso de carga axial centrada, y en las curvas de interacción de esfuerzos de la sección transversal en lo que respecta a la determinación de la resistencia de la sección, para elementos a flexocompresión. También se tiene en cuenta el cambio en la rigidez de un elemento debido a la plastificación del acero y las fisuras que se forman en el hormigón traccionado.

La aplicación del método simplificado se limita a los pilares que cumplan las restricciones siguientes:

- a) El pilar debe tener simetría doble y sección uniforme a lo largo de toda su longitud.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

b) La relación entre las dimensiones de la sección, deben ser:

$$1.00 \leq \frac{D}{d} \leq 5.00$$

Siendo,

- D la máxima dimensión de la sección,  $D = \max(b, h)$
- D la mínima dimensión de la sección,  $d = \min(b, h)$

c) Materiales empleados.

Límite elástico del acero:  $235 \text{ MPa} \leq f_y \leq 460 \text{ MPa}$

Resistencia a compresión del hormigón<sup>1</sup>:  $25 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$

d) El factor de contribución del acero,  $\delta$ , debe estar comprendido entre los límites  $0.2 \leq \delta \leq 0.9$

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{plRd}} \quad (7.1.a)$$

Siendo

$N_{plRd}$  Resistencia plástica de cálculo de la sección

$$N_{plRd} = A_a \cdot f_{yd} + \alpha \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (7.1.b)$$

$A_a, A_c$  área de la sección de acero y de hormigón respectivamente

$f_{yd}$  límite elástico de cálculo del acero

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} \quad (7.1.c)$$

$\gamma_s = 1.00$  (coeficiente de seguridad del acero)

$f_{cd}$  resistencia de cálculo del hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (7.1.d)$$

$\gamma_c = 1.50$  (coeficiente de seguridad del hormigón)

---

<sup>1</sup> Resistencia a compresión a los 28 días en probeta cilíndrica 150 x 300 mm

- $\alpha$  factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón y el factor de forma de la probeta. Para perfiles rellenos de hormigón,  $\alpha = 1.00$ , en cualquier otro caso,  $\alpha = 0.85$

Si  $\delta < 0.2$ , el pilar se diseña como si fuera de hormigón siguiendo el Eurocódigo 2 [56] y si  $\delta > 0.9$  la acción del hormigón se desprecia y se calcula como pilar metálico según las directrices del Eurocódigo 3 [57].

- e) La máxima esbeltez relativa está limitada a 2.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plRk}}{N_{cr}}} \leq 2.00 \quad (7.2.a)$$

$N_{plRk}$  es el valor característico de la resistencia plástica a compresión, empleando los valores característicos de los materiales.

$$N_{plRk} = A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_{ck} \quad (7.2.b)$$

$N_{cr}$  axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{eff}}{L^2} \quad (7.2.c)$$

$(EI)_{eff}$  rigidez eficaz a flexión.

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + k_e \cdot E_{cm} \cdot I_c \quad (7.2.d)$$

$L$  longitud de pandeo del pilar en el eje considerado.

$I_a, I_c$  son los momentos de inercia de las secciones transversales de acero estructural y de hormigón (con la zona en tracción supuestamente sin fisurar), respectivamente.

$E_a$  es el módulo de elasticidad del acero estructural,  
 $E_a = 210.000 \text{ MPa}$

$E_{cm}$  es el módulo secante del hormigón.

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} \right)^{0.3} \quad (f_{ck} \text{ en MPa}) \quad (7.2.e)$$

$k_e = 0.6$ , coeficiente de corrección

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
reellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

f) Pandeo local del perfil tubular metálico.

La sección se calcula para que alcance, en su estado límite último, toda su capacidad resistente. Para ello hay que asegurar que sea posible llegar a ese estado sin que se produzca ningún fallo previo por causa de una inestabilidad local de las zonas más esbeltas de la sección transversal (abolladura). Esto se puede asegurar limitando la relación entre la dimensión máxima de la sección y el espesor de la misma.

$$\frac{D}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (7.3.a)$$

- D dimensión mayor de la sección,  $D = \max(h, b)$
- t espesor del tubo de acero
- $f_y$  límite elástico del acero

Esta restricción tiene en cuenta que el pandeo en las paredes de las secciones reellenas de hormigón sólo es posible hacia el exterior, propiciando un mayor aprovechamiento de la sección de acero. La limitación se ha tomado considerando que los perfiles de acero, reellenos de hormigón, se comportan como clase 2. Esto significa que los esfuerzos internos se determinan siguiendo un análisis estructural elástico y se comparan con las resistencias plásticas de las secciones, admitiendo que las secciones tienen capacidad rotacional limitada y por tanto no es admisible el análisis estructural plástico.

#### 7.2.4. Resistencia de elementos sometidos a carga axial centrada.

La resistencia plástica de la sección transversal de una columna mixta se obtiene mediante la suma de la capacidad resistente de sus componentes:

$$N_{plRd} = A_a \cdot f_{yd} + \alpha \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (7.4.a)$$

donde

- $A_a, A_c$  son las áreas de acero y hormigón en la sección transversal.
- $f_{yd}, f_{cd}$  son las resistencias de cálculo del acero y del hormigón, respectivamente.
- $\alpha = 1.00$  para perfil tubular relleno de hormigón.

En caso de que el elemento tenga una cierta longitud donde los momentos de segundo orden afecten, la comprobación se hace según las Curvas de Pandeo Europeas.

$$N_{Ed} \leq \chi \cdot N_{plRd} \quad (7.5.a)$$

donde

- $N_{Ed}$  axil de cálculo
- $\chi$  es el coeficiente de reducción para el modo de pandeo pertinente y depende de la esbeltez relativa y del tipo de pilar (sección del perfil empleado, acero, armadura, eje de pandeo). Este coeficiente se indica en el apartado 6.3.1.2. de la norma EC3 [57].

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (7.5.a)$$

siendo

$$\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (7.5.b)$$

$\alpha$  es el factor por imperfecciones iniciales, que toma el valor de 0.21 para el caso de la curva "a", que es la curva a emplear para perfiles tubulares rellenos de hormigón (Tabla 7-1).

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

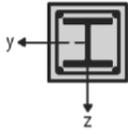
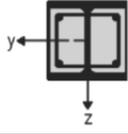
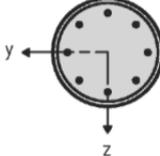
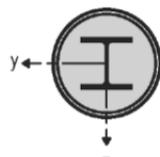
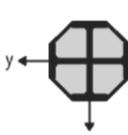
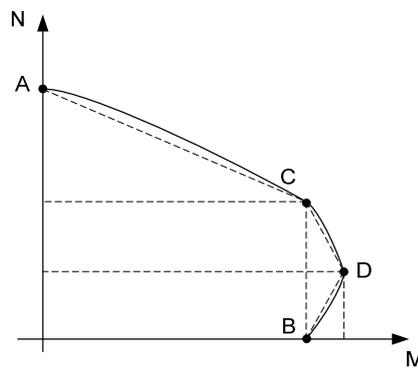
Sección transversal	Límites	Eje de pandeo	Curva de pandeo	Imperfección del elemento
Sección embebida en hormigón 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
Sección parcialmente embebida en hormigón 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
Sección de acero hueca circular y rectangular 	$\rho_s \leq 3\%$	cualquiera	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	cualquiera	b	$L/200$
Sección de acero hueca circular con sección adicional doble T 		y-y	b	$L/200$
		z-z	b	$L/200$
Sección parcialmente embebida en hormigón con dobles T en cruz 		cualquiera	b	$L/200$

Tabla 7-1. Curvas de pandeo e imperfecciones para pilares mixtos, según EC4:2004 [59]

**7.2.5. Pilar sometido a flexocompresión**

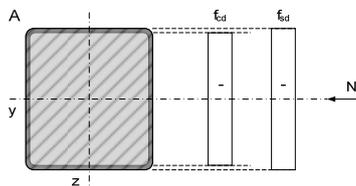
**7.2.5.1. Diagrama de interacción axil-momento.**

El EC4, comprueba la resistencia de un pilar sometido a flexo-compresión mediante un diagrama de interacción axil-momento (N-M), definido mediante cuatro puntos notables. En el cálculo del diagrama seccional se asume la plastificación de la sección, tanto del acero como del hormigón. Los valores intermedios entre los puntos singulares se pueden obtener mediante interpolación lineal.



**Figura 7-3.** Diagrama de interacción de un pilar mixto tipo CFT según EC4 [59].

Punto A

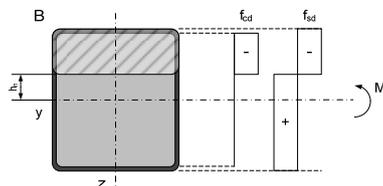


Resistencia plástica de la sección en ausencia de momento flector actuante.

$$N_A = N_{plRd}$$

$$M_A = 0$$

Punto B



Capacidad resistente a flexión de la sección mixta, en ausencia de esfuerzo axial.

$$N_B = 0$$

$$M_B = M_{plRd}$$

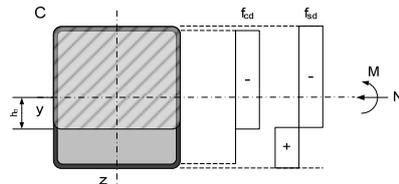
$$M_{plRd} = f_{yd} \cdot (W_{pa} - W_{pan}) + 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (W_{pc} - W_{pcn})$$

$$h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd}}{2 \cdot b \cdot f_{cd} + 4 \cdot t \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})}$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Punto C

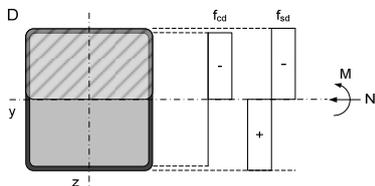


Este punto se define según

$$N_C = A_c \cdot f_{cd}$$

$$M_c = M_{plRd}$$

Punto D



La posición de la fibra neutra coincide con  
el centro de la sección

$$N_D = \frac{A_c \cdot f_{cd}}{2}$$

$$M_B = M_{max,Rd}$$

$$M_{max,Rd} = f_{yd} \cdot W_{pa} + 0.5 \cdot f_{cd} \cdot W_{pc}$$

donde

- $W_{pa}, W_{pc}$  módulos resistentes de la sección de acero y hormigón, respectivamente.
- $W_{pan}, W_{pcn}$  módulo resistente del acero y del hormigón en la sección comprendida por  $2 \cdot h_n$

El diagrama de interacción se puede formular como:

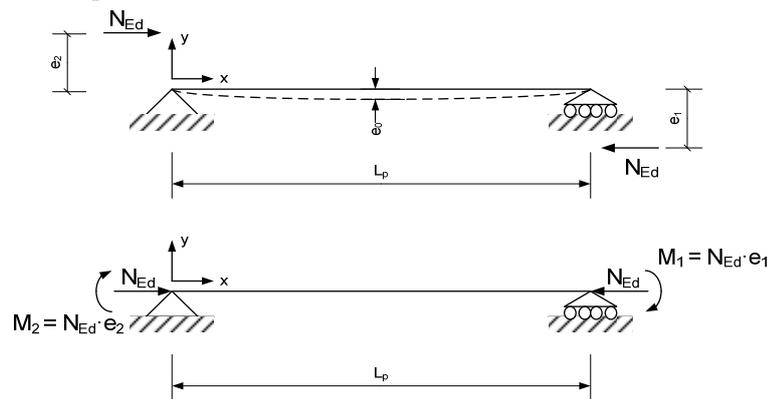
$$M = \frac{N_{plRd} - N}{N_{plRd} - A_c \cdot f_c} \quad \text{si } N = A_a \cdot f_c \quad (7.6.a)$$

$$M = M_{plRd} + \frac{A_c \cdot f_c - N}{0.50 \cdot A_c \cdot f_c} \cdot (M_{max,Rd} - M_{plRd}) \quad \text{si } 0.50 \cdot A_c \cdot f_c \leq N \leq A_c \cdot f_c \quad (7.6.b)$$

$$M = M_{plRd} + \frac{N}{0.50 \cdot A_c \cdot f_c} \cdot (M_{max,Rd} - M_{plRd}) \quad \text{si } N \leq 0.50 \cdot A_c \cdot f_c \quad (7.6.c)$$

**7.2.5.2. Efectos de segundo orden para pilares sometidos a flexocompresión.**

Para la comprobación de los elementos sometidos a carga axial excéntrica, el cálculo se basa en el análisis elástico y lineal de segundo orden. El EC4 propone un método para considerar tanto los efectos de segundo orden como la influencia de las imperfecciones geométricas y estructurales mediante unas imperfecciones geométricas equivalentes.



**Figura 7-4.** Pilar sometido a cargas excéntricas y excentricidad inicial.

Siendo

- $N_{Ed}$  el axil aplicado.
- $L_p$  longitud de pandeo del pilar
- $e_1, e_2$  excentricidades en los extremos, con  $|e_2| \geq |e_1|$  y tomando  $e_2$  como positiva.
- $e_0$  imperfección inicial en el pilar.

El momento actuante o de cálculo será:

$$M_{Ed} = k_1 \cdot M_2 + k_2 \cdot M_0 \tag{7.7.a}$$

donde

- $M_{Ed}$  momento actuante considerando efectos de segundo orden e imperfecciones iniciales.
- $M_2$  momento máximo de primer orden.
- $M_0$  momento actuante debido a las imperfecciones iniciales.
- $k_1$  factor amplificador de momentos para tener en cuenta los efectos de segundo orden debidos a la excentricidad aplicada.
- $k_2$  factor amplificador de momentos debido a imperfecciones iniciales.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

El factor amplificador de momentos actuantes, para efectos de segundo orden, se calcula según la expresión:

$$k_1 = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} \quad (7.7.b)$$

Donde

- $N_{Ed}$  axil de cálculo actuante
- $N_{cr,eff}$  carga crítica de Euler

$$N_{cr,eff} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{eff,II}}{L^2} \quad (7.7.c)$$

$$(EI)_{eff,II} = k_0 \cdot (E_a \cdot I_a + k_{e,II} \cdot E_{cm} \cdot I_c) \quad (7.7.d)$$

$$k_0 = 0.9$$

$$k_{e,II} = 0.5$$

- $\beta$  factor de equivalencia a diagrama de momentos constante

$$\beta = 0.66 + 0.44 \cdot r \geq 0.44 \quad (7.7.e)$$

$$r = \frac{e_1}{e_2}, |e_2| \geq |e_1|$$

Para tener en cuenta las imperfecciones geométricas y estructurales, se define, a partir de las Curvas Europeas de Pandeo, unas imperfecciones equivalentes para pilares mixtos en función de la longitud del mismo. El momento actuante debido a las imperfecciones iniciales sería:

$$M_{imp} = k_2 \cdot N_{Ed} \cdot e_0 \quad (7.7.f)$$

Siendo

- $M_{imp}$  momento actuante debido a las imperfecciones equivalentes
- $k_2$  coeficiente amplificador de los momentos de primer orden

$$k_2 = \frac{1.00}{1.00 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} \quad (7.7.g)$$

- $N_{Ed}$  axil de cálculo actuante
- $N_{cr,eff}$  definido según la ecuación 7.7.c
- $e_0$  imperfecciones equivalentes (**Tabla 7-1**)

La ecuación basada en el diagrama de interacción que debe cumplir todo pilar sometido a flexo-compresión es:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (7.8.a)$$

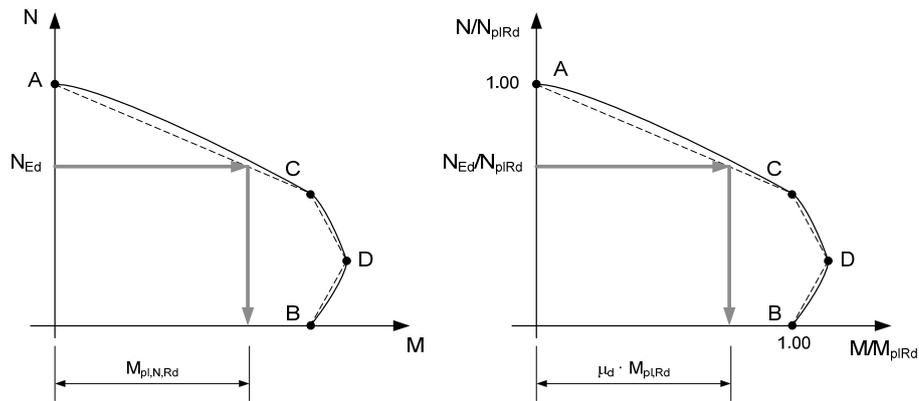


Figura 7-5. Curva de interacción para un pilar flexo-comprimido.

donde

$\alpha_M$  es un factor que tiene en cuenta el tipo de acero empleado<sup>2</sup>:

$$\alpha_M = 0.9 \quad 235 \text{ MPa} \leq F_y \leq 355 \text{ MPa}$$

$$\alpha_M = 0.8 \quad 420 \text{ MPa} \leq F_y \leq 460 \text{ MPa}$$

$\mu_d$  puede ser mayor que la unidad en caso de que la flexión dependa directamente de la acción del esfuerzo axial,  $N_{Ed}$ .

<sup>2</sup> El coeficiente  $\alpha_M$  se emplea para corregir el modelo del EC4 para elementos a flexión que sobreestima la capacidad resistente de la sección a flexión.

### **7.3. NORMA BRITÁNICA PARA ELEMENTOS MIXTOS: BS 5400-5: 2005 [17]**

La British Standard 5400 [17], BS5400 en adelante, es la norma inglesa para el cálculo de puentes de acero, hormigón y mixtos. La norma cuenta con 10 documentos y el número 5 está dedicado al cálculo de puentes mixtos de acero-hormigón. La primera versión de la norma se publicó en 1979 y se actualizó en 2005, siendo la versión vigente a fecha actual.

#### **7.3.1. Hipótesis adoptadas y limitaciones del modelo propuesto por la BS5400.**

A continuación se exponen las hipótesis adoptadas en el modelo así como los límites de aplicación del mismo.

##### **7.3.1.1. Materiales**

###### Acero

- a) La sección del perfil tubular de acero debe ser simétrica y de geometría circular, rectangular o cuadrada.
- b) Los grados de acero contemplados en el modelo, son aquellos comprendidos entre el S275 y el S355, ( $275 \text{ MPa} \leq F_y \leq 355 \text{ MPa}$ )

###### Hormigón

La densidad del hormigón no puede ser inferior a  $2300 \text{ kg/m}^3$ , con una resistencia característica superior a 20 MPa en probeta cúbica (100 mm de lado). El tamaño máximo de árido es de 20 milímetros.

**7.3.1.2. Características de la sección del pilar.**

- a) Para evitar el pandeo local, el espesor del tubo, para secciones rectangulares, debe cumplir con la restricción:

$$t \geq D \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot E_s}} \quad (7.9.a)$$

donde

- $t$  espesor del perfil tubular
- $D$  máxima dimensión externa del perfil tubular
- $f_y$  límite elástico del acero
- $E_s$  módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 205000$  MPa

- b) Factor de contribución del hormigón

El método de cálculo es válido cuando la contribución del hormigón se encuentra entre los límites siguientes,  $0.1 < \alpha_c < 0.8$

Definiéndose la contribución del hormigón cómo:

$$\alpha_c = \frac{0.45 \cdot A_c \cdot f_{cu}}{N_u} \quad (7.10.a)$$

Siendo

$N_u$  la resistencia seccional del pilar frente a carga axial centrada

$$N_u = 0.95 \cdot A_s \cdot f_y + 0.45 \cdot A_c \cdot f_{cu} \quad (7.10.b)$$

En estas expresiones

- $A_s$  es el área seccional del tubo de acero
  - $A_c$  es el área de hormigón en la sección
  - $f_y$  es el límite elástico del acero del tubo
  - $f_{cu}$  es la resistencia característica del hormigón a 28 días en probeta cúbica
- c) La superficie de acero en contacto con el hormigón tiene que estar limpia de pintura, grasas, aceites, óxido, etc, para asegurar la adherencia entre ambos materiales.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

### 7.3.1.3. Esbeltez del pilar

El ratio entre la longitud de pandeo del pilar y la dimensión menor de la sección, no debe exceder el límite de 65 para columnas rectangulares de acero rellenas de hormigón.

$$\frac{L}{d} \leq 65 \quad (7.11.a)$$

donde

- L longitud de pandeo
- d mínima dimensión de la sección,  $d = \min(b, h)$

Para aplicar el método, la columna se asimila a una columna biarticulada en los extremos con la longitud efectiva de pandeo según las condiciones de contorno que tenga.

La esbeltez de una columna, según el eje de pandeo más débil, se calcula según la expresión:

$$\lambda = \frac{l_e}{l_E} \quad (7.12.a)$$

Donde

- $l_E$  es la longitud del pilar cuya carga crítica es igual al axil crítico calculado según la teoría de Euler.

$$l_E = \pi \cdot \left[ \frac{0.45 \cdot E_c \cdot I_c + 0.95 \cdot E_s \cdot I_s}{N_u} \right]^{1/2} \quad \text{BS5400 - 5 de 2005} \quad (7.12.b)$$

- $l_e$  es la longitud efectiva de pandeo del pilar.
- $E_c, E_s$  módulo de elasticidad del hormigón y del acero.  
 $E_c = 450 \cdot f_{cu}$   
 $E_s = 205.000 \text{ MPa}$
- $I_c, I_s$  momentos de inercia del hormigón sin fisurar y del acero.
- $N_u$  resistencia plástica de la sección, según ecuación 7.10.b.

### 7.3.2. Cálculo de pilares sometidos a carga axial centrada.

Para columnas cargadas axialmente el fallo se produce por pandeo del pilar respecto al eje más débil, debido a las imperfecciones iniciales: falta de rectitud de la directriz y tensiones residuales del material.

Los métodos expuestos a continuación, incluyen una excentricidad adicional, por tolerancia y posibles defectos de ejecución, de 0.03 veces la menor dimensión de la sección.

$$e_0 = 0.03 \cdot d \quad (7.13.a)$$

Siendo

- $e_0$  excentricidad mínima considerar en el cálculo, debida a imperfecciones del pilar y de aplicación de la carga.
- $d$  menor dimensión de la sección.

#### 7.3.2.1. Pilares compactos: no existen efectos de segundo orden, el comportamiento es seccional.

Se consideran columnas compactas aquellas cuya esbeltez geométrica es inferior a

$$\frac{L}{d} \leq 12 \quad (7.14.a)$$

Para este tipo de pilares, la carga axial actuante no debe superar la carga axial de fallo,  $N_a$ , según el eje más débil del pilar

$$N \leq N_a = 0.85 \cdot k_1 \cdot N_u \quad (7.15.a)$$

donde

- $N$  carga axial aplicada o de diseño.
- $N_a$  carga última del elemento
- $N_u$  resistencia seccional a compresión pura.

$$N_u = 0.95 \cdot A_s \cdot f_y + 0.45 \cdot A_c \cdot f_{cu} \quad (7.15.b)$$

- 0.85 es un factor reductor que tiene en cuenta las excentricidades debidas a las tolerancias de fabricación.
- $K_1$  factor que reduce la capacidad seccional del pilar por efecto de la esbeltez del elemento

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Para el cálculo de este coeficiente se emplea el anejo C.1 de la norma.

$$k_1 = \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + \frac{(1+\eta)}{\lambda^2} \right] - \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \left[ 1 + \frac{(1+\eta)}{\lambda^2} \right]^2 - \frac{1}{\lambda^2}} \quad (7.15.c)$$

Donde el factor de imperfección,  $\eta$ , se calcula según la expresión

$$\eta = \psi \cdot \lambda_E \cdot (\lambda - 0.2) \leq 0 \quad (7.15.d)$$

Siendo

- $\psi = 0.002$  para perfiles tubulares
- $\lambda$  esbeltez del pilar, según 5.12.a
- $\lambda_E$  esbeltez de Euler

$$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{1.1 \cdot E_s}{f_y}} \quad (7.15.e)$$

### 7.3.2.2. Pilares esbeltos: influencia de los efectos de segundo orden.

Se consideran columnas esbeltas aquellas que superan la condición,  $\frac{L}{d} > 12$

Por defectos de construcción o por las imperfecciones iniciales, se asume una excentricidad de 0.03 veces la menor dimensión de la sección aplicada respecto al eje más débil. El pilar se calcula como si fuera un soporte sometido a flexo-compresión recta con un momento flector igual a 0.03 veces la menor dimensión de la sección, actuando respecto al eje de menor inercia (eje débil).

**7.3.3. Pilares sometidos a carga axial y momento flector respecto a un eje.**

En el caso de que las acciones actuantes lo hagan respecto al eje débil, se tiene que verificar que:

- $M \not\propto N \cdot 0.03 \cdot d$   
Es decir, que la excentricidad mínima aplicada debe ser mayor que 0.03 veces la dimensión menor.  $e \geq 0.03 \cdot d$
- El momento de diseño debe ser inferior al momento máximo que resiste la sección, calculado según el anejo 4 de la norma (apartado 7.3.3.1. de este capítulo).
- El axil de cálculo debe ser inferior al axil máximo resistido, calculado como:

$$N = N_u \cdot \left[ k_1 - (k_1 - k_2 - 4 \cdot k_3) \cdot \frac{M}{M_u} - 4 \cdot k_3 \cdot \left( \frac{M}{M_u} \right)^2 \right] \quad (7.16.a)$$

- Coeficiente  $k_1$

Factor recogido en el Anejo C1 de la BS5400-5. Se calcula según ecuación 7.15.c .

- Coeficiente  $k_2$

$$0 \leq \frac{k_2}{k_{20}} \leq 1 \quad (7.16.b)$$

$$k_{20} \leq 0.75 \quad (7.16.c)$$

$$k_{20} = 0.9 \cdot \alpha_c^2 + 0.2 \leq 0.75 \quad (7.16.d)$$

$$\frac{k_2}{k_{20}} = \frac{90 - 25 \cdot (2 \cdot \beta - 1) \cdot (1.8 - \alpha_c) - C_4 \cdot \lambda}{30 \cdot (2.5 - \beta)} \quad (7.16.e)$$

Donde

$$C_4 = \begin{cases} 100 & \text{para pilares que se ajusten a la curva de pandeo a} \\ 120 & \text{para pilares que se ajusten a la curva de pandeo b} \\ 140 & \text{para pilares que se ajusten a la curva de pandeo c} \end{cases}$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
reellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- $\alpha_c$  es el factor de contribución del hormigón, calculado según 7.10.a
- Coeficiente  $k_3$

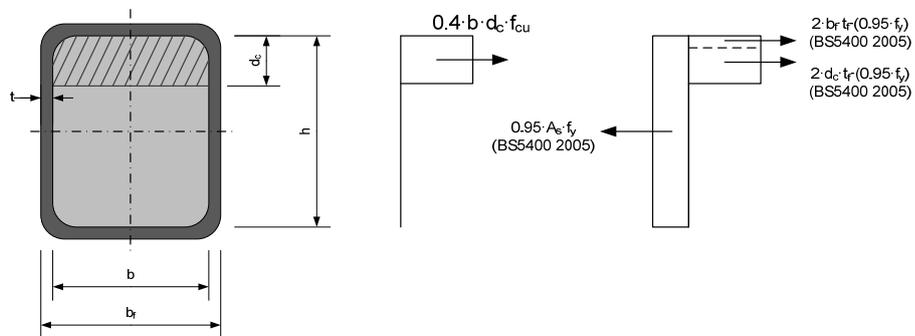
Para pilares rectangulares reellenos de hormigón, este coeficiente es cero.

**7.3.3.1. Resistencia última a flexión de un pilar compuesto. Anejo C4. BS5400.**

El momento resistente último de un pilar compuesto sometido a flexión pura se calcula según las hipótesis siguientes:

- La sección de acero, en su totalidad, se encuentra trabajando en su límite elástico, ya sea comprimida o traccionada.
- La resistencia a tracción del hormigón se considera nula.
- La parte comprimida de hormigón trabaja a su tensión de diseño, que se toma como  $0.4 \cdot f_{cu}$

Para secciones rectangulares reellenas de hormigón, la resistencia a flexión de este tipo de secciones se calcula según la figura adjunta



**Figura 7-6.** Esquema del equilibrio de fuerzas para el método propuesto por la BS5400 [17].

Donde

$$d_c = \frac{A_s - 2 \cdot b_f \cdot t_f}{b \cdot \rho + 4 \cdot t_f} \quad (7.17.a)$$

$$\rho = \frac{0.4 \cdot f_{cu}}{0.95 \cdot f_y} \quad (7.17.b)$$

Siendo

- $d_c$  posición de la fibra neutra
- $\rho$  relación entre la tensión media a compresión y el límite elástico del acero a tracción

Aplicando el equilibrio de fuerzas en la sección, el momento último resistido sería:

$$M_u = 0.95 \cdot f_y \cdot \left[ A_s \cdot \frac{h - d_c}{2} + b_f \cdot t_f \cdot (t_f + d_c) \right] \quad (7.17.c)$$

#### 7.3.4. Pilares sometidos a flexocompresión recta respecto al eje de pandeo fuerte, con el pandeo al eje débil no restringido.

En caso de que el pandeo respecto al eje débil no estuviera impedido, se efectúa la comprobación del pilar como si estuviera sometido a flexión biaxial, con una excentricidad mínima aplicada respecto al eje débil de 0.03 veces la dimensión menor.

- El momento actuante en cada uno de los ejes debe ser inferior al momento último resistido por la sección, según el plano de flexión correspondiente.
- El axil aplicado no debe superar el axil último resistido calculado como:

$$\frac{1}{N_{xy}} = \frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_{ax}} \quad (7.18.a)$$

Siendo

- $N_x, N_y$  axil último resistido por el pilar incluyendo el momento aplicado (calculado según la ecuación 5.16), respecto al eje fuerte y débil, respectivamente.
- $N_{ax} = k_{1x} \cdot N_u$ , calculándose  $k_{1x}$  con la ecuación 7.15.c y suponiendo el pandeo respecto al eje fuerte.

#### 7.4. NORMA AMERICANA. AISC 360: 2010 [6]

##### 7.4.1. Introducción.

Estados unidos cuenta con dos normas de referencia para el cálculo y dimensionado de estructuras y ambas abordan el cálculo de pilares mixtos:

- a) Estructuras de hormigón, desarrollada por el American Concrete Institute (ACI), ACI318:08 [2].
- b) Estructuras de acero según el American Institute of Steel Construction (AISC), AISC 360:2010 [6]

Inicialmente, el método de cálculo adoptado por ambas normas consistía en asimilar los pilares mixtos a pilares de hormigón, en el caso del ACI, o pilares de acero en el caso del AISC, y dimensionarlos según el modelo recogido en la norma correspondiente.

La instrucción de hormigón mantiene este procedimiento y no se ha actualizado desde la versión de 1995. En cambio, el AISC está en continua evolución, siendo la versión de 2005 [5], la primera que incluía en la norma un método para pilares mixtos independiente de la forma de cálculo para pilares metálicos. La última, y más reciente actualización, AISC 360: 2010 [6], es la norma de referencia en América para el cálculo de estructuras mixtas.

##### 7.4.2. Principios generales

El método del AISC contempla el cálculo o dimensionado de pilares mixtos de tipo perfil tubular de acero relleno de hormigón y perfiles laminados embebidos, parcial o totalmente en hormigón.

El ámbito de aplicación de la norma se limita a:

- a) Pilares de sección constante y uniforme en toda su longitud.
- b) El área de acero en la sección mixta debe ser, al menos, del 1%,

$$\frac{A_a}{A_c} \geq 1\%$$

c) Los materiales empleados deben cumplir las restricciones siguientes:

- Acero: límite elástico del acero,  $f_y \leq 525$  MPa
- Hormigón: resistencia a compresión en probeta cilíndrica,  
 $21 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 70 \text{ MPa}$

### 7.4.3. Clasificación de la sección del pilar mixto y resistencia seccional.

#### 7.4.3.1. Clasificación seccional

El AISC clasifica las secciones según su esbeltez y su capacidad para alcanzar el límite elástico o plástico del acero antes de que se produzca el pandeo local del tubo de acero. El modelo distingue entre secciones compactas, semicompactas y esbeltas<sup>3</sup>.

- Sección compacta:  $\lambda \leq \lambda_p$  (clase 1)
- Sección semicompacta:  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$  (clase 2)
- Sección esbelta:  $\lambda_r < \lambda \leq \lambda_{\max}$  (clase 3)

Donde

$$\lambda = \frac{\max(b, h)}{t} = \frac{D}{t}$$

$$\lambda_p = 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{Esbeltez límite entre sección compacta y no compacta})$$

$$\lambda_r = 3.00 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{Esbeltez límite entre sección no compacta y esbelta})$$

$$\lambda_{\max} = 5.00 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{Esbeltez seccional máxima})$$

$E_s$  es el módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 200.000$  MPa

$F_y$  límite elástico del acero

<sup>3</sup> La clase o tipo de sección indica la capacidad de la sección para alcanzar el límite plástico del acero y el máximo aprovechamiento del núcleo de hormigón.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

**7.4.3.2. Resistencia seccional a compresión centrada,  $P_{n0}$ .**

La resistencia seccional de un elemento mixto es función de los materiales empleados, área de los mismos y clase de sección del pilar. Destacar esto último, dado que supone una novedad y diferencia al AISC del resto de normas para el cálculo de estructuras mixtas, que únicamente contemplan el cálculo de secciones que alcancen el límite plástico del acero (no se produzca abolladura).

- a) Para secciones compactas (Clase 1)

$$P_{n0} = P_p \quad (7.19.a)$$

siendo

$$P_p = F_y \cdot A_s + C_2 \cdot f'_c \cdot A_c \quad (7.19.b)$$

$C_2 = 0.85$  para secciones rectangulares o cuadradas

- b) Para secciones no compactas (Clase 2)

$$P_{n0} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} \cdot (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (7.19.c)$$

donde

$$P_y = F_y \cdot A_s + 0.7 \cdot f'_c \cdot A_c \quad (7.19.d)$$

- c) Para secciones esbeltas (Clase 3)

$$P_{n0} = F_{cr} \cdot A_s + 0.7 \cdot f'_c \cdot A_c \quad (7.19.e)$$

donde

$$F_{cr} = \frac{9 \cdot E_s}{\left(\frac{D}{t}\right)^2} \quad (7.19.f)$$

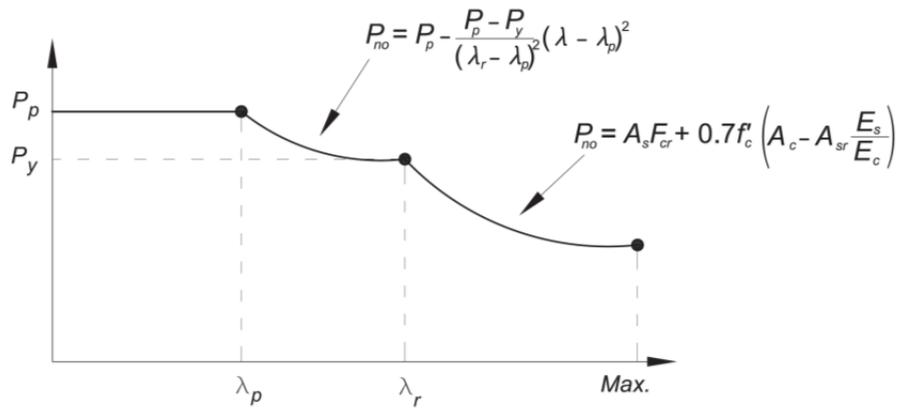


Figura 7-7. Resistencia seccional a compresión según AISC 2010 [6].

7.4.3.3. Resistencia seccional a flexión pura,  $M_n$ .

La resistencia a flexión pura también depende de la clase de sección del pilar mixto, Figura 7-8:

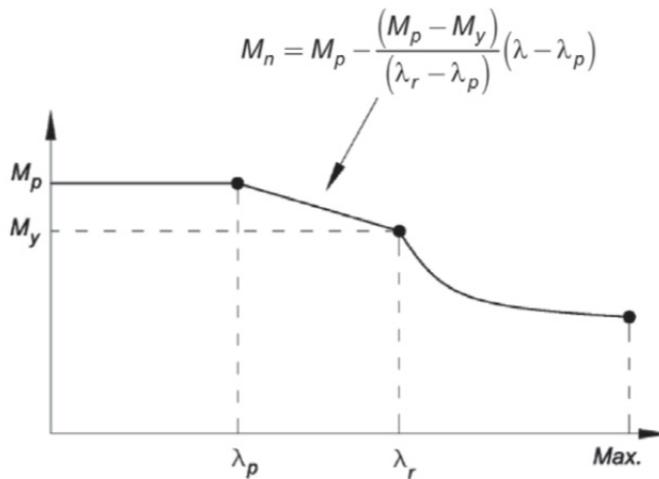
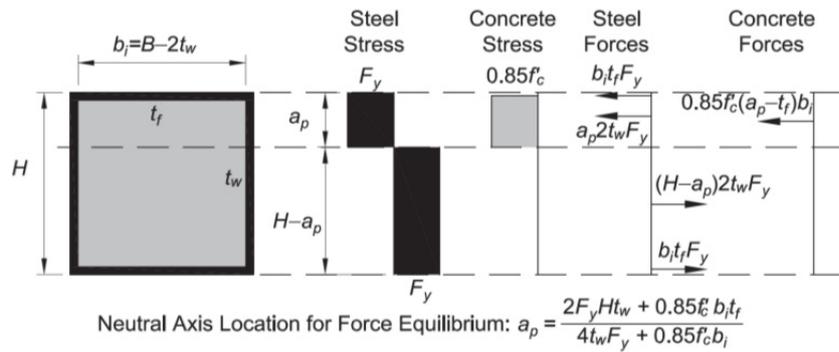


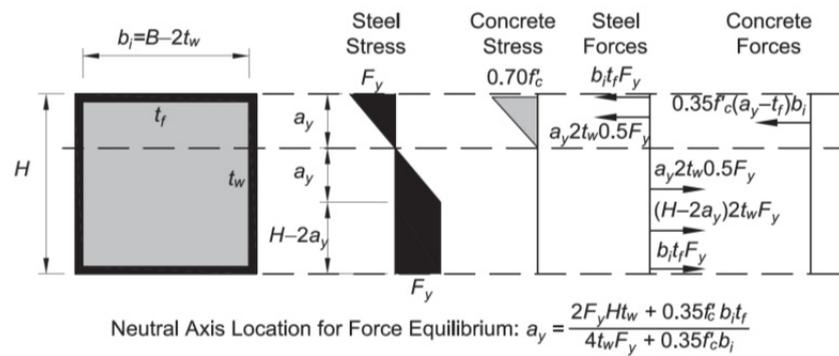
Figura 7-8. Resistencia seccional a compresión según AISC 2010[6].

El AISC indica, Figura 7-9, el equilibrio de fuerzas y posición de la fibra neutra según el tipo de sección.

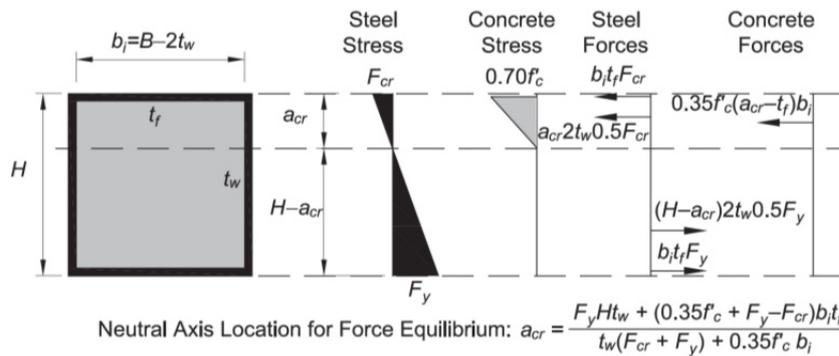
Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable



(a) Compact section—stress blocks for calculating  $M_p$



(b) Noncompact section—stress blocks for calculating  $M_y$



(c) Slender section—stress blocks for calculating first yield moment,  $M_{cr}$

Figura 7-9. Resistencia a flexión según AISC 2010[6].

#### 7.4.4. Pilar sometido a carga centrada

La comprobación de un pilar sometido a carga centrada se realiza teniendo en cuenta las imperfecciones iniciales y la acción de los efectos de segundo orden. El modelo planteado por el AISC [6] es:

$$P_n = P_{n0} \cdot 0.658^{\frac{P_{n0}}{P_e}} \quad \text{si} \quad \frac{P_{n0}}{P_e} \leq 2.25 \quad (7.20.a)$$

$$P_n = 0.877 \cdot P_e \quad \text{si} \quad \frac{P_{n0}}{P_e} > 2.25 \quad (7.20.b)$$

Siendo

- $P_n$  resistencia seccional del pilar
- $P_e$  carga crítica de Euler, ecuación 7.21

#### 7.4.5. Pilar sometido a flexocompresión

##### 7.4.5.1. Diagrama seccional

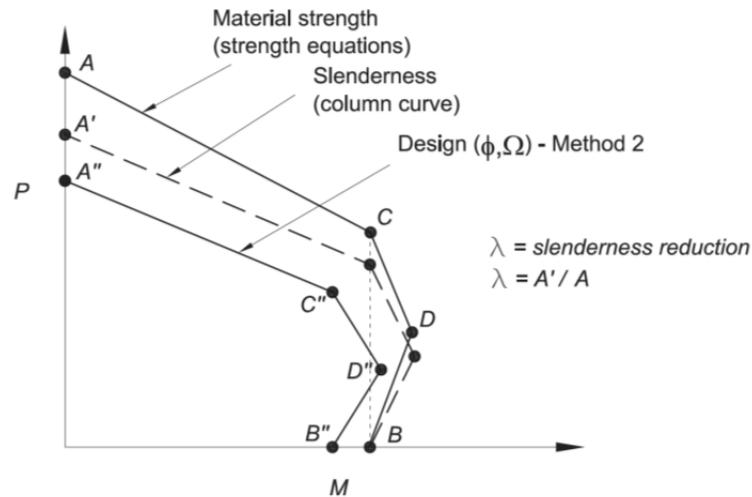
El AISC 2010 permite dos métodos para determinar los diagramas de interacción seccional para pilares mixtos. Estos métodos, incorporados al AISC en la versión 2005, han sido ampliamente utilizados para secciones de hormigón armado (el ACI 318 lo incluye desde la versión de 1963). Estos métodos son:

- a) Método de la distribución plástica de tensiones: se basa en la hipótesis de que tanto el acero como el hormigón son capaces de plastificar para aportar la capacidad máxima. Supone una simplificación del método de compatibilidad de deformaciones, asumiendo un comportamiento elastoplástico ó plástico ( $\sigma - \varepsilon$ ) perfecto. El límite de elasticidad del acero, tanto en tracción como en compresión, adopta su valor nominal,  $F_y$ . En cambio, para el hormigón se asume un bloque rectangular de valor  $0.85 \cdot f_c$ , siguiendo las indicaciones del ACI 318 [1]. Para el caso de pilares circulares este valor aumenta, por el efecto del confinamiento, a 0.95.
- b) Método de compatibilidad de deformaciones. En contraste con el método de distribución plástica de tensiones, este enfoque en deformaciones permite emplear cualquier modelo para el hormigón y el acero, incluso modelos constitutivos obtenidos de forma experimental. Las hipótesis asumidas son que las caras permanecen siempre planas y que la deformación máxima del hormigón es de 0.003.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

A nivel seccional el diagrama seccional resultante se calcula según lo explicado en el apartado 7.2.5.1. A nivel elemento, el AISC propone introducir en el cálculo del diagrama seccional las imperfecciones iniciales del pilar, según el método empleado para pilares sometidos a carga centrada, apartado 7.4.4,



**Figura 7-10.** Diagrama de interacción a nivel seccional y del elemento.

**7.4.5.2. Efectos de segundo orden**

Los efectos de segundo orden se tienen en cuenta multiplicando los efectos de primer orden por un coeficiente amplificador,  $B_1$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_r}{P_{e1}}} \tag{7.21.a}$$

donde

$C_m$  factor de diagrama de momento constante. Para pilares no sujetos a carga transversal, toma el valor de

$$C_m = 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \tag{7.21.b}$$

$M_1, M_2$  son los momentos de primer orden,  $|M_1| \leq |M_2|$

$P_r$  es el axil actuante

$P_{e1}$  es el axil crítico según la teoría de Euler,

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \cdot EI_{\text{eff}}}{L^2} \quad (7.21.c)$$

siendo

$EI_{\text{eff}}$  regidez a flexión del pilar. Para pilares rellenos de hormigón:

$$EI_{\text{eff}} = E_s \cdot I_s + C_3 \cdot E_c \cdot I_c \quad (7.21.d)$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \cdot \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.9 \quad (7.21.e)$$

Para el caso de perfiles tubulares rellenos de hormigón.

Módulo de elasticidad del hormigón

$$E_c = 0.043 \cdot w_c^{1.5} \cdot \sqrt{f_c'} \quad (\text{MPa}) \quad (7.21.f)$$

$w_c$  es la densidad del hormigón

## 7.5. ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN 2001 (AIJ-2001) [2]

La primera edición de la norma de diseño realizada por el AIJ para estructuras mixtas formadas por pilares circulares rellenos de hormigón se publicó en 1967, basándose en los estudios realizados por Kato et al. [31], [128] a principios de la década de los 60, para la ejecución de soportes del tendido eléctrico mediante CFTs. En esta edición se contemplaban tres clases de pilares: perfiles metálicos embebidos en el hormigón, perfiles de acero circulares rellenos de hormigón y perfiles circulares rellenos y embebidos en el hormigón. La norma de diseño se revisó en 1980 y se incluyeron secciones cuadradas. Esta norma de diseño del AIJ se convirtió en 1987 en la norma de cálculo japonesa para estructuras mixtas, SRC (Standard for Composite Concrete and Steel), incluyendo modelos para evaluar la resistencia de pilares circulares y cuadrados rellenos de hormigón, con y sin excentricidades, y uniones. La última revisión de esta norma se produjo en 2001, a raíz de los trabajos de investigación desarrollados por el “Building Research Institute”, bajo el amparo del ministerio japonés de construcción e industria, para ampliar los conocimientos sobre estructuras mixtas frente a la acción sísmica.

### 7.5.1. Bases de cálculo de la norma de cálculo japonesa, AIJ – 2001 [2]

A continuación se presentan las hipótesis adoptadas en el modelo de cálculo de la norma japonesa, así como el rango de validez del modelo:

- a) Se adopta un análisis elástico de la estructura.
- b) Las características de los materiales contemplados en el modelo de cálculo son:

- El límite elástico del acero debe estar en el rango

$$235 \text{ MPa} \leq_s F \leq 355 \text{ MPa} \quad \text{si } _s t \leq 40 \text{ mm}$$

$$215 \text{ MPa} \leq_s F \leq 335 \text{ MPa} \quad \text{si } _s t > 40 \text{ mm}$$

siendo

$_s F$  límite elástico del acero

$_s t$  espesor del perfil tubular

- El límite superior para el hormigón es de 60 MPa, medido en probeta cilíndrica de 100 x 200 mm.

$$E_c = (6.90 + 3.32 \cdot \sqrt{r_u \cdot f_c}) \cdot 1000 \quad (7.21.g)$$

- c) Con el fin de evitar el pandeo local del perfil tubular de acero en secciones rectangulares se fija un ratio máximo entre la dimensión mayor de la sección y el espesor de la pared del perfil. Para secciones rectangulares la limitación es:

$$\frac{D}{t} \leq 1.5 \cdot \frac{735}{\sqrt{s}F} \quad (7.22.a)$$

Donde

- D ancho del perfil rectangular
- $t$  espesor del perfil tubular de acero
- $sF$  resistencia estándar para determinar las tensiones admisibles del acero, límite elástico del acero.

La expresión incluye el término 1.5 para tener en cuenta el efecto que produce el hormigón en el interior del perfil tubular.

- d) Las tensiones existentes entre el hormigón y el acero debido a las cargas de larga duración en secciones rectangulares se consideran de 0.1 MPa. Para cargas de corta duración estas tensiones se consideran 1.5 veces mayor, es decir, 0.15 MPa.
- e) La máxima longitud efectiva de un pilar relleno de hormigón está limitada por
- Para un pilar sometido a compresión simple  $\frac{l_k}{d} \leq 50$
  - Para pilares sometidos a flexocompresión (viga-columna)  $\frac{l_k}{d} \leq 30$

siendo

- d la menor dimensión de la sección.
- $l_k$  longitud de pandeo del pilar

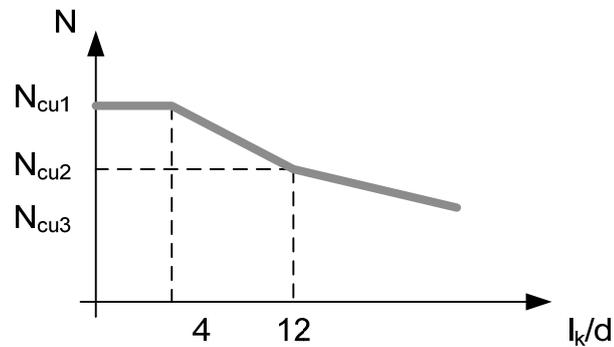
### 7.5.2. Resistencia a compresión del pilar mixto tipo CFT

La resistencia última a compresión de un perfil tubular relleno de hormigón se calcula según las expresiones siguientes:

$$\frac{l_k}{d} \leq 4 \quad N_{cu1} = N_u^c + (1 + \eta) \cdot N_u^s \quad (7.23.a)$$

$$4 < \frac{l_k}{d} \leq 12 \quad N_{cu2} = N_{cu1} - 0.125 \cdot (N_{cu1} - N_{cu3}) \cdot \left( \frac{l_k}{d} - 4 \right) \quad (7.23.b)$$

$$\frac{l_k}{d} > 12 \quad N_{cu3} = N_{cr}^c + N_{cr}^s \quad (7.23.c)$$



**Figura 7-11.** Resistencia a compresión de un perfil tubular de acero relleno de hormigón sometido a compresión. AIJ:2001 [2]

Donde

- $l_k$  longitud efectiva de pandeo
- $d$  mínima dimensión de la sección,  $d = \min(b, h)$
- $\eta$  factor de confinamiento,  $\eta = 0$  para secciones rectangulares
- $N_u^c, N_u^s$  resistencia última de la sección de hormigón y acero, respectivamente
- $N_{cr}^c, N_{cr}^s$  carga crítica de pandeo de la columna de hormigón y acero, respectivamente
- $N_{cu1}$  resistencia seccional del CFT. Se incorpora el efecto del confinamiento.
- $N_{cu3}$  es la suma de la resistencia a pandeo de la parte de hormigón y del tubo de acero.

**7.5.2.1. Contribución del hormigón**

A continuación se detalla la contribución del hormigón a la resistencia del pilar:

a) Contribución a nivel seccional, resistencia plástica

$$N_u^c = A_c \cdot r_u \cdot F_c \quad (7.24.a)$$

b) Carga crítica de pandeo de la columna de hormigón

$$N_{cr}^c = A_c \cdot \sigma_{cr}^c \quad (7.25.a)$$

donde

- $A_c$  área seccional de hormigón
- $r_u$  factor de forma para el hormigón,  $r_u = 0.85$
- $F_c$  Resistencia característica del hormigón a compresión
- $\sigma_{cr}^c$  tensión crítica de pandeo del hormigón

La tensión crítica de pandeo del hormigón es función de la esbeltez del elemento:

$$\bar{\lambda}_c \leq 1.0 \quad \sigma_{cr}^c = \frac{2}{1 + \sqrt{\bar{\lambda}_c^4 + 1}} \cdot r_u \cdot F_c \quad (7.26.a)$$

$$\bar{\lambda}_c > 1.0 \quad \sigma_{cr}^c = 0.83 \cdot e^{C_c \cdot (1 - \bar{\lambda}_c)} \cdot r_u \cdot F_c \quad (7.26.b)$$

donde

- $\bar{\lambda}_c$  esbeltez relativa del núcleo de hormigón

$$\bar{\lambda}_c = \frac{\lambda_c}{\pi} \cdot \sqrt{\varepsilon_u^c} \quad (7.26.c)$$

- $\varepsilon_u^c = 0.93 \cdot (r_u \cdot F_c)^{1/4} \cdot 10^{-3} \quad (7.26.d)$

- $C_c = 0.568 + 0.00612 \cdot F_c \quad (7.26.e)$

- $\lambda_c$  esbeltez del núcleo de hormigón

$$\lambda_c = \frac{l_k}{i^c} \quad (7.26.f)$$

$i^c$  radio de giro de la sección de hormigón

$$i^c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad (7.26.g)$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

**7.5.2.2. Contribución del acero**

Aportación del perfil tubular de acero al comportamiento del pilar, tanto a nivel seccional como de elemento.

- Resistencia seccional del tubo de acero

$$N_u^s = A_s \cdot F_s \quad (7.27.a)$$

$A_s$       área seccional de acero

$F_s$       Resistencia característica del acero, N/mm<sup>2</sup>

- La carga crítica a pandeo, del tubo de acero es:

$$N_{cr}^s = A_s \cdot F_s \quad \bar{\lambda}_s \leq 0.3$$

$$N_{cr}^s = [1 - 0.545 \cdot (\bar{\lambda}_s - 0.3)] \cdot A_s \cdot F_s \quad 0.3 < \bar{\lambda}_s < 1.3 \quad (7.27.b)$$

$$N_{cr}^s = \frac{N_E^s}{1.3} \quad \bar{\lambda}_s \geq 1.3$$

donde

$$\bar{\lambda}_s = \frac{\lambda_s}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_s}{E_s}} \quad (7.27.c)$$

$\lambda_s = \frac{l_k}{i_s}$       esbeltez del tubo de acero

$$N_E^s = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_s}{l_k^2} \quad (7.27.d)$$

$E_s$       módulo de elasticidad del acero

$I_s$       momento de inercia del tubo de acero

**7.5.3. Resistencia a flexocompresión (Axil y momento) del pilar tipo CFT**

La capacidad de un soporte mixto sometido a carga axial excéntrica depende, entre otras variables, de la esbeltez del elemento, a consecuencia de la importancia que cobran los efectos de segundo orden. Para pilares cuya relación, longitud - mínima dimensión de la sección, sea menor que 12,  $\frac{l_k}{D} \leq 12$ , la resistencia a la flexocompresión se calcula según:

$$N_u = N_u^c + N_u^s \tag{7.28.a}$$

$$M_u = M_u^c + M_u^s \tag{7.28.b}$$

Donde

$N_u^c, M_u^c$  resistencia a compresión y flexión del núcleo de hormigón

$N_u^s, M_u^s$  resistencia a compresión y flexión del perfil de acero

Para pilares con sección rectangular, los términos de las ecuaciones anteriores se calculan según

$$N_u^c = \bar{x}_n \cdot D_c^2 \cdot r_u \cdot F_c \tag{7.28.c}$$

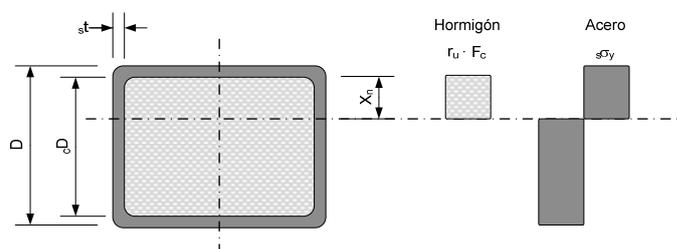
$$M_u^c = \frac{1}{2} \cdot (1 - \bar{x}_n) \cdot \bar{x}_n \cdot D_c^3 \cdot r_u \cdot F_c \tag{7.28.d}$$

$$N_u^s = 2 \cdot (2 \cdot \bar{x}_n - 1) \cdot D_c^2 \cdot s_t \cdot F_s \tag{7.28.e}$$

$$M_u^s = \left[ \left( 1 - \frac{s_t}{D} \right) \cdot D^2 + 2 \cdot (1 - \bar{x}_n) \cdot \bar{x}_n \cdot D_c^2 \right] \cdot s_t \cdot F_s \tag{7.28.f}$$

$$\bar{x}_n = \frac{x_n}{D}$$

- $x_n$  posición de la fibra neutra
- $D_c$  mínima dimensión del núcleo de hormigón
- $s_t$  espesor del tubo de acero



**Figura 7-12.** Modelo de resistencia a flexocompresión del AIJ:2001 [2].

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Para pilares con  $\frac{l_k}{D} > 12$ , se consideran los efectos de segundo orden, efectos P- $\delta$ , y todo pilar debe cumplir que

$$N \leq N_{cr}^c \quad M_u = \frac{1}{C_M} \cdot \left[ \bar{M}_u^c + M_p \cdot \left( 1 - \frac{N}{N_k} \right) \right] \quad (7.29.a)$$

$$N > N_{cr}^c \quad M_u = \frac{1}{C_M} \cdot \bar{M}_u^s \cdot \left( 1 - \frac{N_{cr}^c}{N_k} \right) \quad (7.29.b)$$

Donde, para pilares con sección cuadrada,

$$\bar{M}_u^c = \frac{4 \cdot N}{0.9 \cdot N_{cr}^c} \cdot \left( 1 - \frac{N}{0.9 \cdot N_{cr}^c} \right) \cdot \frac{C_b}{C_b + \lambda_c^2} \cdot M_0^c \quad (7.29.c)$$

$$M_0^c = \frac{r_u \cdot F_c \cdot D^3}{8} \quad (7.29.d)$$

$$\frac{N - N_{cr}^c}{N_{cr}^s} + \frac{\bar{M}_u^s}{\left( 1 - \frac{N - N_{cr}^c}{N_E^s} \right) \cdot M_p} = 1 \quad (7.29.e)$$

$M_p$  Momento plástico de la sección

$$N_k = \frac{\pi^2 \cdot \left( \frac{E_c' \cdot I_c}{5} + E_s \cdot I_s \right)}{l_k^2} \quad (7.29.f)$$

Factor de equivalencia a diagrama de momentos constante

$$C_M = 1 - 0.5 \cdot \left( 1 - \frac{M_1}{M_2} \right) \cdot \sqrt{\frac{N}{N_k}} \geq 0.25 \quad (7.29.g)$$

$M_1, M_2$  Momentos en los extremos, con  $|M_2| \geq |M_1|$ .

$$C_b = 0.923 - 0.0045 \cdot F_c \quad (7.29.h)$$

## 7.6. NORMA BRASILEÑA PARA EL CÁLCULO DE PILARES DE ACERO Y MIXTOS, NBR 8800: 2008[138]

### 7.6.1. Introducción.

La norma brasileña contempla el cálculo de pilares mixtos de acero-hormigón de tipo perfil laminado embebido total o parcialmente, por hormigón y perfiles tubulares de acero rellenos.

Esta norma toma como punto de partida el Eurocódigo 4 de 1994 [58], aunque con cambios, dado que adopta el modelo de pandeo definido en el AISC [6].

### 7.6.2. Hipótesis básicas y restricciones del modelo.

Las hipótesis admitidas en el modelo de cálculo propuesto son:

- Interacción perfecta entre el acero y el hormigón hasta alcanzar el estado límite último que produzca el colapso del pilar.
- Las imperfecciones iniciales adoptados son semejantes a las tomadas para columnas de acero sometidas a cargas de compresión.
- El perfil metálico empleado cumplirá con los requisitos necesarios para evitar que el fallo del soporte sea por pandeo local del mismo.

A su vez, las limitaciones impuestas para la aplicación de la norma, rango de validez de la misma, son:

- El límite elástico del acero del perfil tubular, no debe superar los 450 MPa y como módulo de elasticidad, se adopta 200.000 MPa.

$$f_y \leq 450 \text{ MPa}$$

$$E_a = 200.000 \text{ MPa}$$

- La resistencia a compresión del hormigón, en probeta cilíndrica y a 28 días, se limita a 50 MPa, no siendo inferior a 20 MPa.

$$20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$E_c = 40.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{100} \right)^{1.5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (7.30.a)$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- c) Esbeltez relativa máxima,  $\lambda_{rel} \leq 2.0$ . Definiéndose la esbeltez relativa como:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{N_{plR}}{N_e}} \quad (7.31.a)$$

Siendo

$N_{plR}$  resistencia seccional característica del pilar

$$N_{plR} = A_a \cdot f_y + \alpha \cdot A_c \cdot f_c \quad (7.31.b)$$

$\alpha$  toma el valor de 0.85 para perfiles rectangulares rellenos de hormigón.

$N_e$  axil crítico de Euler

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} \quad (7.31.c)$$

$L$  longitud a pandeo del pilar

$EI$  rigidez efectiva a flexocompresión

$$EI = E_a \cdot I_a + 0.60 \cdot E_c \cdot I_c \quad (7.31.d)$$

- d) La contribución del acero en la resistencia de la sección debe estar comprendida entre los límites  $0.2 \leq \delta \leq 0.9$

$$\delta = \frac{\phi_a \cdot A_a \cdot f_{ya}}{N_{plRd}} \quad (7.32.a)$$

donde

$A_a$  área de acero de la sección transversal

$f_{ya}$  límite elástico del acero

$N_{plRd}$  resistencia de cálculo de la sección

- e) El modelo contempla el uso de armadura longitudinal, si es necesaria para el cálculo de la resistencia de la columna, se debe encontrar entre los límites  $0.3\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 4\%$ . Si existiese mayor armadura no se consideraría para el cálculo.

- f) Con el objetivo de evitar el pandeo local del perfil tubular de acero de sección rectangular se debe satisfacer la relación

$$\frac{D}{t} \leq 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{ya}}} \quad (7.33.a)$$

siendo

D	máxima dimensión de la sección
t	espesor del tubo de acero
E	módulo elástico del acero
$f_{ya}$	límite elástico del acero

### 7.6.3. Pilares sometidos a carga centrada.

La resistencia a compresión de elementos mixtos sujetos a efectos de segundo orden,  $N_{Rd}$ , se determina según la ecuación:

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{plRd} \quad (7.34.a)$$

Siendo

$N_{plRd}$	la resistencia seccional del pilar
$\chi$	factor reductor por pandeo función de la esbeltez del elemento

$$\chi = \begin{cases} 0.658^{\lambda_{rel}^2} & \text{si } \lambda_{rel} \leq 1,50 \\ \frac{0.877}{\lambda_{rel}^2} & \text{si } \lambda_{rel} > 1,5 \end{cases} \quad (7.34.b)$$

### 7.6.4. Pilares sometidos a flexocompresión.

La comprobación de pilares mixtos, CFT, sometidos a flexocompresión se realiza según las ecuaciones siguientes:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (7.35.a)$$

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x \cdot M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y \cdot M_{c,y}} \leq 1.00 \quad (7.35.b)$$

Siendo

- $N_{Sd}$  axil actuante
- $N_{Rd}$  axil último resistido por el pilar, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden (apartado 7.6.3)

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- $M_{x,tot,Sd}$  momentos flectores actuantes respecto al eje x

$$M_{x,tot,Sd} = N_{sd} \cdot \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd}}{N_e}} \cdot e_x + N_{sd} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_e}} \cdot \frac{L_x}{200} \quad (7.35.c)$$

- $M_{y,tot,Sd}$  momentos flectores actuantes respecto al eje y

$$M_{y,tot,Sd} = N_{sd} \cdot \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd}}{N_e}} \cdot e_y + N_{sd} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_e}} \cdot \frac{L_y}{150} \quad (7.35.d)$$

- $C_m$  factor de equivalencia a diagrama de momentos constantes

$$C_m = 0.60 + 0.40 \cdot \frac{e_1}{e_2} \quad (7.35.e)$$

- $M_{c,x} = 0.90 \cdot M_{pl,x,Rd}$  (7.35.f)

- $M_{c,y} = 0.90 \cdot M_{pl,y,Rd}$  (7.35.g)

$M_{pl,y,Rd}$  y  $M_{pl,x,Rd}$  son los momentos plásticos de la sección  
según los ejes x, y

- $\mu_x$  es un coeficiente de valor (mismo procedimiento de cálculo para  $\mu_y$ ):

- a. Para  $N_{sd} \geq N_c$

$$\mu_x = 1 - \frac{N_{sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} \quad (7.35.h)$$

- b. Para  $\frac{N_c}{2} \leq N_{sd} \leq N_c$

$$\mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot N_{sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \quad (7.35.i)$$

- c. Para  $0 \leq N_{sd} \leq \frac{N_c}{2}$

$$\mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot N_{sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \quad (7.35.j)$$

Donde

- $N_{pl,c,Rd} = 0.85 \cdot A_c \cdot f_{cd}$  (7.35.k)

- $M_{d,x} = 0.80 \cdot M_{max}$  (7.35.l)

## 7.7. NORMA CANADIENSE (CAN/CSA-S16-01) [24]

### 7.7.1. Hipótesis de cálculo

La norma canadiense CAN/CSA-S16-01 [24] limita su aplicación con las restricciones siguientes:

a) Pandeo local

Para evitar el pandeo local se establece un valor máximo para la esbeltez seccional (relación existente entre la dimensión mayor y el espesor del perfil tubular). Para el caso de pilares de sección rectangular rellena de hormigón, la limitación es:

$$\frac{D}{t} \leq \frac{1350}{\sqrt{F_y}} \quad (7.36.a)$$

Donde

- D Es la máxima dimensión de la sección
- t es el espesor del perfil tubular de acero
- $F_y$  límite elástico del acero

b) Ámbito de aplicación de los materiales que conforman el pilar mixto:

- La resistencia a compresión del hormigón para pilares cargados axialmente está comprendida en el margen  $20 \text{ MPa} \leq F_c \leq 80 \text{ MPa}$
- Si los pilares están sometidos a flexo-compresión,  $20 \text{ MPa} \leq F_c \leq 40 \text{ MPa}$

Se contempla el uso de hormigones cuya densidad,  $\rho_c$ , se encuentre entre  $1500 \text{ kg/m}^3$  y  $2500 \text{ kg/m}^3$ , siendo el módulo de elasticidad de:

$$E_c = \left( 3300 \cdot \sqrt{f_c} + 6900 \right) \cdot \left( \frac{\gamma_c}{2300} \right)^{1.5} \quad (7.37.a)$$

- c) La norma canadiense indica la necesidad de emplear una placa en los extremos del pilar para asegurar la aplicación de la carga tanto al hormigón como al acero.
- d) Esta norma no contempla la posibilidad de emplear armadura.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

**7.7.2. Resistencia a compresión, a nivel seccional y del elemento.**

La resistencia a compresión de pilares mixtos formados por perfiles tubulares rellenos de hormigón, viene definida por la expresión:

$$C_{rc} = (\tau \cdot \phi \cdot A_s \cdot F_y + \tau' \cdot 0.85 \cdot \phi_c \cdot A_c \cdot F_c) \cdot (1 + \lambda^{2n})^{-\frac{1}{n}} \quad (7.38.a)$$

donde

$$\tau = \tau' = 1 \quad \text{para perfiles rectangulares}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{C_p}{C_{ec}}} \quad (7.38.b)$$

$$n = 1.80$$

$C_p$  resistencia seccional del pilar calculada con la resistencia característica de los materiales.

$$C_p = C_{rc} \text{ calculado con } \phi = \phi_c = 1.0 \text{ y } \lambda = 0$$

$C_e$  carga crítica de Euler

$$C_{ec} = \frac{\pi^2 \cdot EI_e}{L_p^2} \quad (7.38.c)$$

Siendo

$EI_e$  la rigidez efectiva del pilar

$$EI_e = E_s \cdot I_s + \frac{0.6 \cdot E_c \cdot I_c}{1 + \frac{C_{fs}}{C_f}} \quad (7.38.d)$$

$C_{fs}$  carga de larga duración que actúa sobre el pilar

$C_f$  carga total actuante sobre la columna

$E_s, E_c$  módulo de elasticidad del acero y del hormigón, respectivamente

$I_s, I_c$  momento de inercia del acero y del hormigón, respecto al eje considerado

### 7.7.3. Resistencia del pilar a flexo-compresión

La resistencia a flexo-compresión de perfiles tubulares rellenos de hormigón, se calcula según:

$$\frac{C_f}{C_{rc}} + \frac{B \cdot \omega_1 \cdot M_f}{M_{rc} \cdot \left(1 - \frac{C_f}{C_{ec}}\right)} \leq 1.00 \quad (7.39.a)$$

donde

- $M_f$  momento aplicado al pilar
- $M_{rc}$  momento resistente de la sección
- $\omega_1 = 0.6 - 0.4 \cdot k \geq 0.4$  (7.39.b)

$k = \frac{M_1}{M_2}$ , siendo  $M_1$  y  $M_2$  los momentos en los extremos del pilar,

$$|M_2| \geq |M_1|$$

- $B = \frac{C_{rc0} - C_{rcm}}{C_{rc0}}$  (7.39.c)

$C_{rc0}$  es la resistencia a compresión para  $\lambda = 0$

$C_{rcm}$  resistencia a compresión aportada por el hormigón,

$$C_{rcm} = \phi_c \cdot A_c \cdot f_c$$

- $C_f$  carga total aplicada
- $C_{ec}$  carga crítica de Euler

- $M_{rc} = C_r \cdot e + C_r' \cdot e'$  (7.39.d)

$C_r$  resistencia a compresión de la sección de acero

$$C_r = \frac{A_a \cdot F_y - C_r'}{2} \quad (7.39.e)$$

$C_r'$  resistencia a compresión aportada por el núcleo de hormigón

$$C_r' = \phi_c \cdot a \cdot (b - 2 \cdot t) \cdot f_c \quad (7.39.f)$$

$$e = h - d_t - d_c \quad (7.39.g)$$

$$e' = h - d_t - t - 0.5 \cdot a \quad (7.39.h)$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

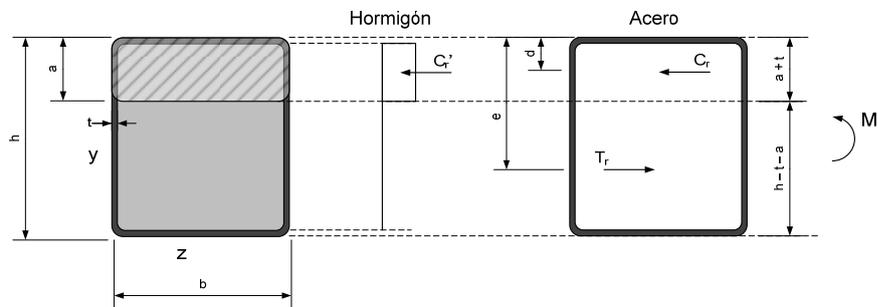
siendo

$$d_t = \frac{\left[ \frac{b \cdot t^2}{2} + 2 \cdot t \cdot (h - 2 \cdot t - a) \cdot \left( \frac{h - 2 \cdot t - a}{2} + t \right) \right]}{A_{st}} \quad (7.39.i)$$

$$d_c = \frac{\left[ \frac{b \cdot t^2}{2} + 2 \cdot a \cdot t \cdot \left( \frac{a}{2} + t \right) \right]}{A_{sc}} \quad (7.39.j)$$

$$A_{st} = b \cdot t + 2 \cdot t \cdot d_t \cdot (h - 2 \cdot t - a) \quad (7.39.k)$$

$$A_{sc} = b \cdot t + 2 \cdot t \cdot a \quad (7.39.l)$$



**Figura 7-13.** Esquema de equilibrio de fuerzas para el caso de flexo-compresión.

## 7.8. AUSTRALIAN STANDARD, AS5100 [165]

### 7.8.1. Hipótesis y restricciones de cálculo

Australia cuenta con una norma para el cálculo, diseño y ejecución de puentes, que contempla el uso de elementos mixtos, AS5100-6:2004 [165]. A pesar de ser una norma específica de puentes, es la instrucción de referencia para el cálculo de elementos mixtos, ya sean pilares vigas o forjados.

El ámbito de aplicación de la norma es:

- El límite elástico del acero no superará los 450 MPa.
- El espesor mínimo de la pared del perfil tubular, será igual a 3 milímetros.
- El hormigón será de densidad normal, entre 2100 kg/m<sup>3</sup> y 2800 kg/m<sup>3</sup>.
- La resistencia a compresión del hormigón, sobre probeta cilíndrica a 28 días, se encontrará en el rango de 25 MPa ≤ f<sub>c</sub> ≤ 65 MPa
- El tamaño máximo del árido a emplear será de 20 milímetros.

### 7.8.2. Pilar sometido a carga centrada

#### 7.8.2.1. Resistencia seccional

La resistencia seccional de un pilar con sección rectangular o cuadrada viene dada por la expresión:

$$N_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y + \phi_c \cdot A_c \cdot f_c \quad (7.40.a)$$

donde

A<sub>s</sub>, A<sub>c</sub> área de acero y de hormigón, respectivamente

f<sub>y</sub>, f<sub>c</sub> límite elástico del acero y resistencia a compresión del hormigón

ϕ = 0.9 factor de seguridad del acero

ϕ<sub>c</sub> = 0.6 factor de seguridad del hormigón

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

### 7.8.2.2. Capacidad resistente a nivel elemento

Para tener en cuenta el pandeo al calcular un elemento, la norma AS5100 cuenta con las curvas de pandeo definidas para pilares metálicos, recogidas en la AS4100. Estas curvas se diferencian de las curvas para perfiles metálicos en la definición de la esbeltez.

La resistencia de un elemento sometido a compresión se define mediante la expresión

$$N \leq \alpha_c \cdot N_u \quad (7.40.b)$$

donde

$$\alpha_c = \xi \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{90}{\xi \cdot \lambda} \right)^2} \right] \quad (7.40.c)$$

siendo

$$\xi = \frac{\left( \frac{\lambda}{90} \right)^2 + 1 + \eta}{2 \cdot \left( \frac{\lambda}{90} \right)^2} \quad (7.40.d)$$

$$\eta = 0.00326 \cdot (\lambda - 13.5) \geq 0.00 \quad (7.40.e)$$

$$\lambda = \lambda_n + \alpha_a \cdot \alpha_b \quad (7.40.f)$$

$$\lambda_n = 90 \cdot \lambda_r \quad (7.40.g)$$

$$\lambda_r = \sqrt{\frac{N_s}{N_{cr}}} \quad (7.40.h)$$

$$\alpha_a = \frac{2100 \cdot (\lambda_n - 13.5)}{\lambda_n^2 - 15.3 \cdot \lambda_n + 2050} \quad (7.40.i)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} \quad (7.40.j)$$

$$EI = 0.9 \cdot (E_a \cdot I_a) + 0.6 \cdot (E_c \cdot I_c)$$

Constante seccional ( $\alpha_b$ )	Descripción de la sección
-1.00	Secciones circulares y rectangulares conformadas en caliente y secciones conformadas en frío con alivio de tensiones.
-0.50	Secciones conformadas en frío sin alivio de tensiones
0.00	Secciones soldadas

**7.8.3. Pilar sometido a flexocompresión**

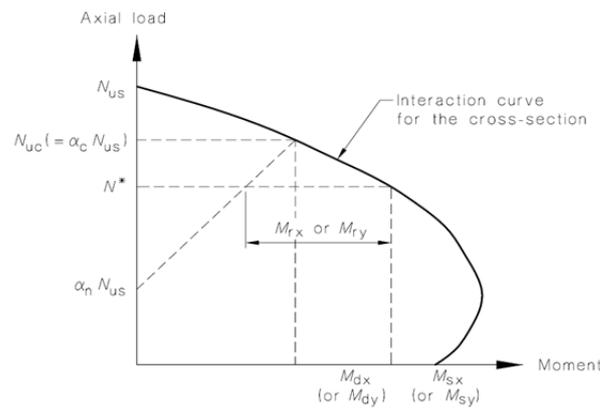
La norma australiana propone un diagrama de interacción seccional, que se obtiene de igual manera que el diagrama propuesto por el EC4 (ver apartado 7.2.5), y un método para considerar los efectos de segundo orden. Un pilar sometido a flexocompresión debe cumplir con el criterio siguiente:

$$M_x^* \leq 0.90 \cdot M_{rx} \tag{7.41.a}$$

$$M_y^* \leq 0.90 \cdot M_{ry} \tag{7.41.b}$$

Donde

- $M_x^*, M_y^*$  momento actuante respecto a los ejes x, y
- $M_{rx}, M_{ry}$  capacidad resistente a flexión del elemento teniendo en cuenta las imperfecciones, esbeltez del elemento y la fuerza axial de compresión (**Figura 7-14**).



**Figura 7-14.** Esquema de cálculo para pilares sometidos a flexocompresión según AS5100-6:2004 [165].

Siendo

- $N_u$  resistencia seccional a compresión del pilar mixto
- $\alpha_c \cdot N_u$  resistencia a compresión del elemento, incluyendo imperfecciones iniciales y efectos de segundo orden.
- $N^*$  Axil aplicado
- $\alpha_n$  factor para la curva de interacción

$$\alpha_n = \alpha_c \cdot \left( \frac{1 + \beta_m}{4} \right) \tag{7.41.c}$$

$\beta_m$  ratio entre las excentricidades en los extremos.

## 7.9. NORMATIVA CHINA DE CÁLCULO DE ESTRUCTURAS MIXTAS. DBJ13-51

### 7.9.1. Introducción.

Recientemente, el uso de estructuras mixtas ha experimentado un aumento significativo en China, donde se han ejecutado grandes obras relacionadas con las olimpiadas de 2008 y con la presa de las Tres Gargantas. En concreto, se han empleado elementos tubulares rellenos de hormigón en la ejecución de puentes sobre el río Gantse (ver **Figura 2.6**) y en la construcción de edificios en altura para los pilares de las plantas inferiores [206].

La República China contaba con dos normas para el cálculo y diseño de elementos mixtos:

- DL/T 5055:1999 [74]. Norma destinada al cálculo de postes del tendido eléctrico.
- GJB4142:2000 [45]. Norma más amplia que fija los principios para el cálculo de estructuras mixtas, y predecesora de la normativa actual.

En 2003 se publica una norma para el cálculo de estructuras mixtas de aplicación en todo el país, dando solución a la necesidad existente por el creciente aumento del uso de elementos mixtos en edificación.

### 7.9.2. Hipótesis adoptadas y limitaciones del modelo propuesto.

La instrucción fija unos límites máximos y mínimos para los materiales que conforman el pilar mixto:

- a) El acero se rige por las directrices marcadas por la norma China de estructuras metálicas, GB50017:2003 [72], que incluye grados de acero Q235, Q345, Q390 y Q420 ( $235 \text{ MPa} \leq f_y \leq 420 \text{ MPa}$ ).
- b) El hormigón sigue las indicaciones de la norma china GB50010:2002 [71], estructuras de hormigón, y fija un valor mínimo de 30 MPa para la resistencia a compresión medida a los 28 días sobre probeta cúbica.

La norma no hace referencia a ninguna limitación seccional o de esbeltez del elemento.

### 7.9.3. Pilar sometido a carga axial centrada.

La resistencia seccional de un pilar rectangular relleno de hormigón viene dada por la expresión

$$N_u = f_{sc} \cdot A_{sc} \quad (7.42.a)$$

donde

$$\bullet \quad A_{sc} = A_s + A_c \quad (7.42.b)$$

$$\bullet \quad f_{sc} = (1.18 + 0.85 \cdot \xi_0) \cdot f_c \quad (7.42.c)$$

$\xi_0$  es un factor de confinamiento

$$\xi_0 = \frac{A_s \cdot f}{A_c \cdot f_c} \quad (7.42.d)$$

A nivel elemento, considerando la esbeltez del pilar, el axil actuante no debe superar el valor de

$$N_{Ed} \leq \varphi \cdot N_u \quad (7.43.a)$$

Donde

- $N_u$  es la resistencia plástica de la sección
- $\varphi$  factor de pandeo para elementos mixtos

$$\varphi = \begin{cases} 1 & \lambda \leq \lambda_0 \\ a \cdot \lambda^2 + b \cdot \lambda + c & \lambda_0 < \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{d}{(\lambda + 35)^2} & \lambda > \lambda_p \end{cases} \quad (7.43.b)$$

Siendo

$$a = \frac{1 + (35 + 2 \cdot \lambda_p - \lambda_0) \cdot e}{(\lambda_p - \lambda_0)^2} \quad (7.43.c)$$

$$b = e - 2 \cdot a \cdot \lambda_p \quad (7.43.d)$$

$$c = 1 - a \cdot \lambda_0^2 - b \cdot \lambda \quad (7.43.e)$$

$$d = \left( 13500 + 4810 \cdot \ln \left( \frac{235}{f_y} \right) \right) \cdot \left( \frac{25}{f_c + 5} \right)^{0.3} \cdot \left( \frac{\alpha}{0.1} \right)^{0.05} \quad (7.43.f)$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

$$e = \frac{-d}{(\lambda + 35)^3} \quad (7.43.g)$$

$$\lambda_0 = \pi \cdot \sqrt{\frac{220 \cdot \xi_0 + 450}{f_{scy}}} \quad (7.43.h)$$

$$\lambda_p = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_s}{0.62 \cdot f_{sy}}} \quad (7.43.i)$$

$$\alpha = \frac{A_s}{A_c} \quad (7.43.j)$$

$$f_{scy} = (1.18 + 0.85 \cdot \xi_0) \cdot f_c \quad (7.43.k)$$

$$\lambda = \frac{2 \cdot \sqrt{3} \cdot L}{d} \quad (7.43.l)$$

**7.9.4. Pilar sometido a carga axial y flexión unidireccional: Resistencia seccional.**

La norma plantea un diagrama seccional con un tramo recto y una parábola, definido según la ecuación 7.43.

$$\frac{N}{N_u} + \frac{a \cdot \beta_m \cdot M}{M_u} \leq 1.00 \quad \text{si} \quad \frac{N}{N_u} \geq 2 \cdot \eta_0 \quad (7.44.a)$$

$$\frac{-b \cdot N^2}{N_u^2} - \frac{c \cdot N}{N_u} + \frac{\beta_m \cdot M}{M_u} \leq 1.00 \quad \text{si} \quad \frac{N}{N_u} \geq 2 \cdot \eta_0 \quad (7.44.b)$$

donde

$$a = 1 - 2 \cdot \eta_0 \quad (7.44.c)$$

$$b = \frac{1 - \zeta_0}{\eta_0^2} \quad (7.44.d)$$

$$c = \frac{2 \cdot (\zeta_0 - 1)}{\eta_0} \quad (7.44.e)$$

$$\zeta_0 = 1 + 0.14 \cdot \xi^{-1.3} \quad (7.44.f)$$

$$\eta_0 = \begin{cases} 0.50 - 0.3175 \cdot \xi & \text{para } \xi \leq 0.40 \\ 0.10 + 0.13 \cdot \xi^{-0.81} & \text{para } \xi > 0.40 \end{cases} \quad (7.44.g)$$

$$\xi = \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_{ck}} \quad (\text{factor de confinamiento}) \quad (7.44.h)$$

$\beta_m$  es el factor de diagrama de momento constante, especificado en la GB50017 (2003). Para elementos sometidos únicamente a momentos flectores en los extremos y carga axial (sin cargas transversales)

$$\beta_m = 0.65 + 0.35 \cdot \frac{M_2}{M_1} \quad (7.44.i)$$

Donde  $M_1, M_2$  son los momentos en los extremos y  $|M_1| \geq |M_2|$

#### 7.9.4.1. Elemento sometido a carga axial y momentos en los extremos.

El diagrama de interacción a nivel elemento mantiene la forma y formulación expuesta con anterioridad, pero incorpora los parámetros que tienen en cuenta los efectos de segundo orden debidos a la esbeltez del elemento:

$$\begin{aligned} \frac{N}{\phi \cdot N_u} + \frac{a \cdot \beta_m \cdot M}{d_m \cdot M_u} &\leq 1.00 & \text{si } \frac{N}{N_u} &\geq 2 \cdot \phi^3 \cdot \eta_0 \\ \frac{-b \cdot N^2}{N_u^2} - \frac{c \cdot N}{N_u} + \frac{\beta_m \cdot M}{d_m \cdot M_u} &\leq 1.00 & \text{si } \frac{N}{N_u} &\geq 2 \cdot \phi^3 \cdot \eta_0 \end{aligned} \quad (7.44.j)$$

Siendo

$$\begin{aligned} a &= 1 - 2 \cdot \phi^2 \cdot \eta_0 \\ b &= \frac{1 - \zeta_0}{\phi^3 \cdot \eta_0^2} \\ c &= \frac{2 \cdot (\zeta_0 - 1)}{\eta_0} \\ d_m &= 1 - 0.25 \cdot \frac{N}{N_E} \end{aligned} \quad (7.44.k)$$

$$\beta_m = 0.65 + 0.35 \cdot \frac{M_2}{M_1} \quad (7.44.l)$$

$$\zeta_0 = 1 + 0.14 \cdot \xi^{-1.3} \quad (7.44.m)$$

$$\eta_0 = \begin{cases} 0.5 - 0.3175 \cdot \xi & \xi \leq 0.4 \\ 0.1 + 0.13 \cdot \xi^{-0.81} & \xi > 0.4 \end{cases} \quad (7.44.n)$$

$$N_E = \frac{\pi^2 \cdot E_{sc} \cdot A_{sc}}{\lambda^2} \quad (7.44.o)$$

$$A_{sc} = A_s + A_c \quad (7.44.p)$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

$$E_{sc} = \frac{f_{scp}}{\varepsilon_{scp}}$$
$$f_{scp} = \left[ 0.263 \cdot \left( \frac{f_y}{235} \right) + 0.365 \cdot \frac{20}{f_c} + 0.104 \right] \cdot f_{scy} \quad (7.44.q)$$
$$f_{scy} = (1.18 + 0.85 \cdot \xi) \cdot f_c$$
$$\varepsilon_{scp} = 3.01 \cdot 10^{-6} \cdot f_y$$

Para pilares sometidos a flexión recta respecto al eje fuerte, y con el eje débil no impedido frente a pandeo, es necesario realizar la siguiente comprobación adicional:

$$\frac{N}{\varphi \cdot N_u} + \frac{\beta_m \cdot M}{1.4 \cdot M_u} \leq 1.0 \quad (7.44.r)$$

## 7.10. COMPARATIVA DE LOS PARÁMETROS MÁS SIGNIFICATIVOS DE LAS DIFERENTES NORMATIVAS.

### 7.10.1. Límites impuestos a los materiales empleados

	Hormigón MPa	Acero MPa	Contribución de los materiales
EC4:2004 [59]	$25 \leq f_{ck} \leq 50$	$235 \leq f_y \leq 460$	$0.2 \leq \delta \leq 0.9$ $\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd}}$
AISC 2010 [6]	$25 \leq f_{ck} \leq 50$	$235 \leq f_y \leq 460$	----
BS5400-5:2005 [17]	$f_{cu} \geq 20$ Probeta cúbica	$275 \leq f_y \leq 355$	$0.1 \leq \alpha_c \leq 0.8$ $\alpha_c = \frac{0.45 \cdot A_c \cdot f_{cu}}{0.95 \cdot A_a \cdot f_{yd} + 0.45 \cdot A_c \cdot f_{cu}}$
AIJ 2001 [35]	$f_{ck} \leq 60$	$235 \leq f_y \leq 355$ si $t_s \leq 40$ mm  $215 \leq f_y \leq 335$ si $t_s > 40$ mm	----
NBR 8800 [138]	$25 \leq f_{ck} \leq 50$	$235 \leq f_y \leq 450$	$0.2 \leq \delta \leq 0.9$ $\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{A_a \cdot f_{yd} + 0.85 \cdot A_c \cdot f_{cd}}$
CAN CSA - 16:2001 [24]	$20 \leq f_{ck} \leq 80$ pilares a compresión  $20 \leq f_{ck} \leq 40$ pilares a flexo-comp.	$f_y \leq 350$	----
AS 5100-6:2004 [165]	$25 \leq f_{ck} \leq 65$	$200 \leq f_y \leq 350$	$0.2 \leq \alpha_s \leq 0.9$ $\alpha_s = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd}}$
DBJ13-51:2003 [45]	$f_{cu} \geq 30$ Probeta cúbica	$235 \leq f_y \leq 420$	----

**Tabla 7-2.** Cuadro comparativo de las diferentes normativas en relación con los materiales incluidos en el ámbito de aplicación de cada norma.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

**7.10.2. Esbeltez límite a nivel seccional y del elemento**

	Pandeo local	Limitación seccional	Esbeltez del elemento
EC4:2004 [59]	$\frac{D}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$0.20 \leq \frac{d}{D} \leq 1.00$	$\bar{\lambda} \leq 2.00$
AISC 2010 [6]	Sección compacta $\lambda_p = 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$ Sección semicompacta $\lambda_r = 3.00 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$ Sección esbelta $\lambda_p = 5.00 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$	$\frac{A_a}{A_c} \geq 1\%$	----
BS5400-5:2005 [17]	$t \geq D \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot E_s}}$	----	$\frac{L}{d} \leq 65$
AIJ 2001 [35]	$\frac{D}{t} \leq 1.50 \cdot \frac{735}{\sqrt{f_y}}$	----	Compresión simple $\frac{L}{d} \leq 50$ Flexocompresión $\frac{L}{d} \leq 30$
NBR 8800 [138]	$\frac{D}{t} \leq 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$	$0.20 \leq \frac{d}{D} \leq 1.00$	$\bar{\lambda} \leq 2.00$
CAN CSA – 16:2001 [24]	$\frac{D}{t} \leq \frac{1350}{\sqrt{f_y}}$	----	----
AS 5100-6:2004 [165]	$\frac{D}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{250}} \leq \begin{cases} 45 & \text{caliente} \\ 40 & \text{frio} \\ 35 & \text{soldado} \end{cases}$	----	----
DBJ13-51:2003 [45]	----	----	----

**Tabla 7-3.** Esbeltez límite a nivel seccional y del elemento según las normativas de cálculo de estructuras mixtas vigentes.

**7.10.3. Resistencia seccional a compresión**

	<b>Resistencia plástica a compresión</b>
EC4:2004 [59]	$N_{plRd} = A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_c$
AISC 2010 [6]	$P_{n0} = P_p = A_a \cdot f_y + 0.85 \cdot A_c \cdot f_c \quad \text{si } \lambda \leq \lambda_p$ $P_{n0} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} \cdot (\lambda - \lambda_p)^2 \quad \text{si } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ $P_{n0} = A_a \cdot \left( \frac{9 \cdot E_s}{(D/t)^2} \right) + 0.70 \cdot A_c \cdot f_c \quad \text{si } \lambda > \lambda_{max}$ $\lambda = \frac{D}{t}$ $\lambda_p = 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \quad \lambda_r = 3.00 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \quad \lambda_{max} = 5.00 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$ $P_y = A_a \cdot f_y + 0.7 \cdot A_c \cdot f_c$
BS5400-5:2005 [17]	$N_u = 0.95 \cdot A_a \cdot f_y + 0.45 \cdot A_c \cdot f_c$
AIJ 2001 [35]	$N_{plRd} = A_a \cdot f_y + 0.85 \cdot A_c \cdot f_c$
NBR 8800 [138]	$N_{plRd} = A_a \cdot f_y + 0.85 \cdot A_c \cdot f_c$
CAN CSA – 16:2001 [24]	$N_{plRd} = A_a \cdot f_y + 0.85 \cdot A_c \cdot f_c$
AS 5100-6:2004 [165]	$N_{plRd} = A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_c$
DBJ13-51:2003 [45]	$N_{pl} = (A_a + A_c) \cdot \left( 1.18 + 0.85 \cdot \frac{A_a \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} \right) \cdot f_c$

**Tabla 7-4.** Comparativa de la resistencia seccional según las diferentes normativas.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

**7.10.4. Efectos de segundo orden**

	Rigidez a flexocompresión (EI)	Factor de equivalencia a diagrama de momentos constante $C_m$
EC4:2004 [59]	$EI = 0.90 \cdot (0.50 \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_a \cdot I_a)$	$C_m = 0.66 + 0.44 \cdot \frac{e_1}{e_2} \geq 0.44$
AISC 2010 [6]	$EI = E_a \cdot I_a + C_3 \cdot E_c \cdot I_c$ $C_3 = 0.6 + 2 \cdot \left[ \frac{A_a}{A_a + A_c} \right] \leq 0.90$	$C_m = 0.60 + 0.40 \cdot \frac{e_1}{e_2} \geq 0.40$
BS5400-5:2005 [17]	$EI = 0.45 \cdot E_{cm} \cdot I_c + 0.95 \cdot E_a \cdot I_a$	----
AIJ 2001 [35]	$EI = E_a \cdot I_a + 0.20 \cdot E_c \cdot I_c$	$C_m = 1 - 0.50 \cdot \left( 1 - \frac{e_1}{e_2} \right) \cdot \sqrt{\frac{N}{N_{cr}}} \geq 0.25$
NBR 8800 [138]	$EI = E_a \cdot I_a + 0.80 \cdot E_c \cdot I_c$	$C_m = 0.60 + 0.40 \cdot \frac{e_1}{e_2}$
CAN CSA - 16:2001 [24]	$EI = 0.60 \cdot E_c \cdot I_c + E_a \cdot I_a$	$C_m = 0.60 + 0.40 \cdot \frac{e_1}{e_2}$
AS 5100-6:2004 [165]	$EI = 0.90 \cdot E_a \cdot I_a + 0.60 \cdot E_c \cdot I_c$	----
DBJ13-51:2003 [45]	----	$C_m = 0.65 + 0.35 \cdot \frac{e_2}{e_1}$

**Tabla 7-5.** Resumen de las diferentes propuestas de rigidez a flexión, EI, y factor de equivalencia a diagrama de momentos constantes,  $C_m$ , recogidas en la normativa.

## Capítulo 8

---

# ANÁLISIS DE LA NORMATIVA VIGENTE

En este capítulo se realiza un análisis de los resultados experimentales comparándolos con la normativa vigente de cálculo de estructuras mixtas. Se pretende determinar la precisión de cada uno de los modelos según las variables que intervienen en el pilar.

# 8.

## ANÁLISIS DE LA NORMATIVA VIGENTE

### 8.1. INTRODUCCIÓN.

El objetivo de este capítulo es comprobar el rango de validez de la normativa vigente para el cálculo de pilares mixtos, de tipología tubular y sección rectangular, rellenos de hormigón. La normativa, recogida en el capítulo 7, que se va a contemplar en este estudio es:

- a) Eurocódigo 4 : 2004 [59] (Europa)
- b) AISC 2010 [6] (Estados Unidos de América)
- c) BS5400:5 2005 [17] (Reino Unido)
- d) AIJ 2001 [2] (Japón)
- e) AS5100-6 [165] (Australia)
- f) DBJ13-51:2003 [45] (China)
- g) NBR8800:2008 [138] (Brasil)
- h) CAN CSA 16:2001 [24] (Canadá)

Como se ha dicho, el objetivo de este capítulo es comprobar cómo predice cada normativa el comportamiento de este tipo de pilares según las variables más influyentes: materiales empleados, geometría del pilar (sección y esbeltez) y aplicación de la carga. Para el análisis se han considerado todos los ensayos, tanto los propios, como los recogidos en la bibliografía (**anejo A**), incluyendo incluso, aquellos que se encuentran fuera del ámbito de aplicación de cada norma, por ejemplo, los que emplean materiales de alta resistencia.

El estudio realizado se ha estructurado de la siguiente forma:

- a) Análisis de pilares sometidos a carga centrada.
- b) Análisis de pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades iguales en los extremos.
- c) Análisis de pilares sometidos a carga axial excéntrica con excentricidades diferentes en los extremos.

## 8.2. PILARES SOMETIDOS A CARGA AXIAL CENTRADA.

### 8.2.1. Datos para los análisis.

Para este estudio se han incorporado 868 pilares con sección rectangular y cuadrada. Los rangos de las variables más influyentes en el comportamiento de los pilares sometidos a carga centrada son:

- $b, h$  {25.00 – 360.00} mm Dimensiones de la sección.
- $t$  {0.70 – 12.00} mm Espesor del perfil de acero
- $\bar{\lambda}$  {0.03 – 1.31} Esbeltez relativa
- $\delta$  {0.12 – 0.91} Contribución del acero,
- $D/t$  {10.50 – 281.00} Factor de pandeo local
- $f_y$  {192.40 – 835.00} MPa Límite elástico del acero
- $f_c$  {6.30 – 122.10} MPa Resistencia a compresión del hormigón

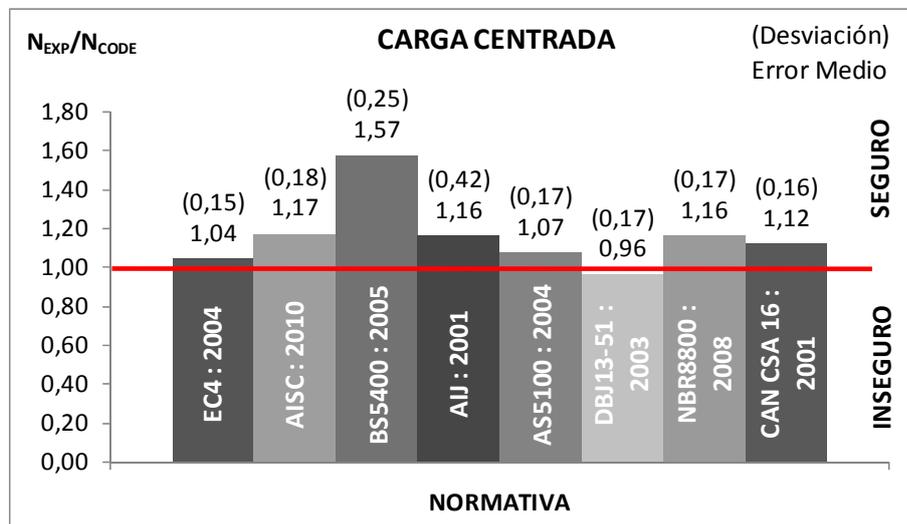
A continuación se analizan los resultados experimentales comparándolos con las predicciones efectuadas por las diferentes normativas. En las gráficas se representan las medias del error cometido, definiéndose el error como el ratio entre el axil obtenido de forma experimental y el axil previsto por la normativa, y entre paréntesis, se indica la desviación típica del error.

$$\text{Error} = \frac{N_{\text{EXP}}}{N_{\text{CODE}}} \quad (8.1)$$

Así mismo, se traza una línea de color rojo que marca la separación entre los casos que resultan del lado de la seguridad ( $\text{Error} \geq 1.00$ ), es decir, el pilar ensayado ha fallado a mayor carga que la prevista por la normativa estudiada, y los pilares que se quedan en la parte inferior ( $\text{Error} < 1.00$ ), que resultan inseguros al colapsar antes de lo previsto.

### 8.2.2. Valoración de la normativa frente a los ensayos experimentales.

A nivel global, sin distinguir entre materiales empleados, tipo de sección o esbeltez, la predicción de cada norma sería la mostrada en la **Figura 8-1**. Para todos los ensayos de la bibliografía, sin distinguir entre los materiales empleados, las diferentes normativas se muestran seguras. Destacar la precisión de la normativa Europea (EC4) y China (DBJ13-51), así como lo conservador que resulta la norma británica (BS5400), que subestima en más de un 50 %, la capacidad real de los pilares mixtos.



**Figura 8-1.** Predicción de las diferentes normativas para pilares sometidos a carga centrada.

A continuación se efectúa un estudio más detallado, analizando la predicción en función de los materiales empleados, estableciendo cuatro categorías:

- $f_y < 460 \text{ MPa} - f_c < 50 \text{ MPa}$
- $f_y < 460 \text{ MPa} - f_c > 50 \text{ MPa}$
- $f_y > 460 \text{ MPa} - f_c < 50 \text{ MPa}$
- $f_y > 460 \text{ MPa} - f_c > 50 \text{ MPa}$

Se ha adoptado esta clasificación dado que el rango de validez de todas las normativas es próximo a ellos y son los valores límites impuestos en la instrucción europea, EC4, que posteriormente se analizará en profundidad.

Del análisis de los resultados, clasificados según los materiales empleados, **Figura 8-2**, se extraen las conclusiones siguientes:

- a) Al analizar los ensayos en función de los materiales, destacar que para materiales de resistencia convencional,  $f_y \leq 460$  MPa y  $f_c \leq 50$  MPa, (**Figura 8-2.a**) todas las normas resultan seguras. Las más precisas son el EC4 (Europea) y la DBJ13-51 (China), siendo la más conservadora la norma inglesa, BS5400.
- b) Para acero de resistencia convencional,  $f_y \leq 460$  MPa, y hormigón de alta resistencia,  $f_c > 50$  MPa, (**Figura 8-2.b**) las diferentes normativas, salvo la China que resulta insegura, siguen siendo válidas ( $\text{Error} \geq 1.00$ ), aunque disminuye el margen de seguridad existente para hormigón de resistencia convencional y, aumenta la desviación en el error cometido. En contraposición, la BS5400 es la única norma que se vuelve más conservadora al aumentar la resistencia del hormigón, subestimando la capacidad de los pilares un 65 %.
- c) El uso de acero de alta resistencia,  $f_y > 460$  MPa, cambia la tendencia observada hasta el momento. Para hormigón de resistencia convencional,  $f_c \leq 50$  MPa, (**Figura 8-2.c**) los modelos resultan inseguros, salvo la BS5400, por contar con un modelo tan conservador.
- d) En cambio, al utilizar ambos materiales de alta resistencia (**Figura 8-2.d**), los modelos, salvo el de la norma China, vuelven a comportarse de forma segura, y en general, con las tendencias mostradas para acero convencional.
- e) La norma europea, EC4, salvo para pilares formados con acero de alta resistencia y hormigón de resistencia a compresión inferior a 50 MPa, resulta la norma más ajustada y precisa, estando de lado de la seguridad.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

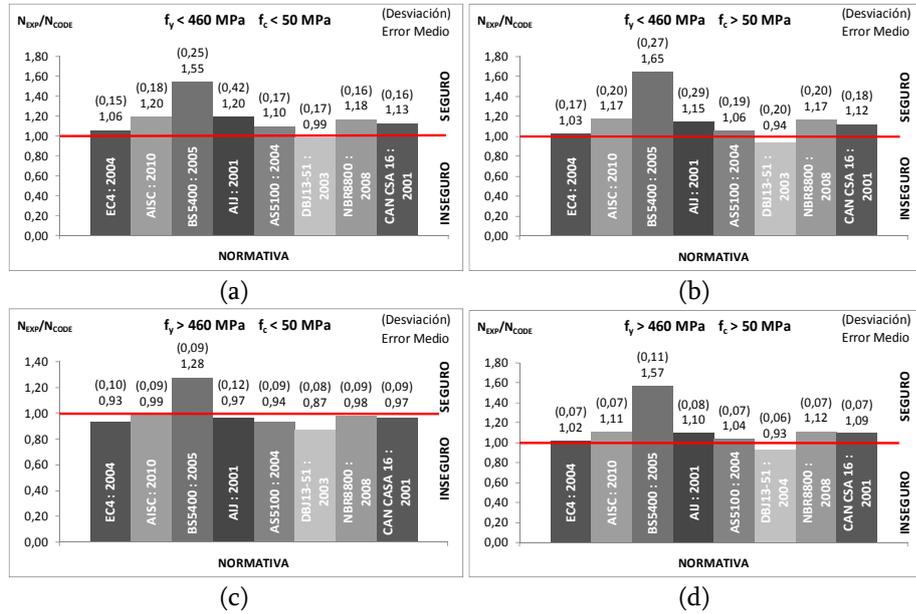
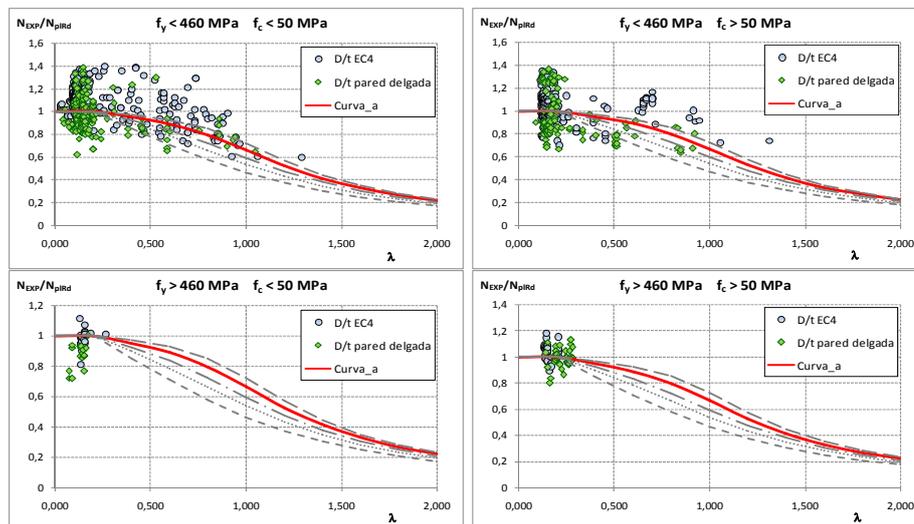


Figura 8-2. Estudio de la predicción por parte de cada normativa de pilares sometidos a carga centrada, en función de los materiales que forman el pilar.

**8.2.3. Análisis en detalle del EC4.**

En este apartado se estudia de forma particularizada la capacidad de predicción del EC4. Para ello, una vez clasificados los ensayos en función de los materiales empleados, se representa el error cometido frente a la esbeltez relativa del elemento. Puesto que el EC4 emplea las curvas europeas de pandeo (capítulo 7), se representan éstas en el gráfico, marcando en color rojo la curva tipo *a* que es la de aplicación en este caso. Los ensayos que se encuentren por debajo de dicha curva, resultarán inseguros por colapsar antes de la carga de fallo prevista por el modelo del EC4. Se completa el análisis distinguiendo entre pilares que cumplen con la limitación de esbeltez seccional impuesta por el EC4 ( $D/t$  EC4), y los que no ( $D/t$  pared delgada).



**Figura 8-3.** Estudio en detalle del método propuesto por el EC4 para calcular pilares sometidos a carga centrada.

A la vista de los resultados, **Figura 8-3**, se puede concluir que el modelo propuesto por el EC4 es adecuado para los pilares que cumplen con la limitación de esbeltez seccional, independientemente de la esbeltez del elemento, pero se muestra inseguro para los perfiles de pared delgada. Destacar que el modelo resulta más seguro y preciso conforme aumenta la esbeltez del elemento, existiendo mayor dispersión para los elementos compactos,  $\bar{\lambda} \leq 0.20$  (elementos no sujetos a efectos de segundo orden, comportamiento seccional).

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Al analizar el índice de contribución del hormigón, CCR, (capítulo 5), se indicó la influencia del confinamiento que le produce el perfil de acero al núcleo de hormigón, así como el incremento que se produce en la capacidad resistente del perfil de acero, al estar impedida su abolladura.

La capacidad seccional de los pilares mixtos resulta de la suma de las capacidades resistentes de los materiales que forman el pilar. La diferencia entre las normativas radica en el tratamiento del confinamiento del núcleo de hormigón por parte del tubo metálico y la reducción de la capacidad del acero por estar sometido a un estado triaxial de tensiones.

En la **Tabla 8-1** se recogen los diferentes modelos de la normativa de referencia (capítulo 7) para el cálculo seccional de pilares mixtos.

EC4 : 2004 [59] AS5100 : 2006 [165]	$N_{plRd} = A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_c$
AIJ:2001 [2] CAN CSA 16 : 2001 [24] NBR8800 : 2008 [138]	$N_{plRd} = A_a \cdot f_y + 0.85 \cdot A_c \cdot f_c$
AISC 360 : 2010 [6]	$P_{n0} = P_p = A_a \cdot f_y + 0.85 \cdot A_c \cdot f_c \quad \text{si } \lambda \leq \lambda_p$ $P_{n0} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} \cdot (\lambda - \lambda_p)^2 \quad \text{si } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ $P_{n0} = A_a \cdot \left( \frac{9 \cdot E_s}{(D/t)^2} \right) + 0.70 \cdot A_c \cdot f_c \quad \text{si } \lambda > \lambda_{max}$ $\lambda = \frac{D}{t}$ $\lambda_p = 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \quad \lambda_r = 3.00 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \quad \lambda_{max} = 5.00 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$ $P_y = A_a \cdot f_y + 0.7 \cdot A_c \cdot f_c$
BS5400 : 2005 [17]	$N_{plRd} = 0.95 \cdot A_a \cdot f_y + 0.45 \cdot A_c \cdot f_c$
DBJ13-51 : 2003 [45]	$N_{pl} = (A_a + A_c) \cdot \left( 1.18 + 0.85 \cdot \frac{A_a \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} \right) \cdot f_c$

**Tabla 8-1.** Resistencia plástica de la sección según la normativa de cálculo vigente para pilares mixtos.

El EC4 indica que la resistencia seccional resulta de la suma de la capacidad de cada uno de los materiales, sin incluir la disminución de la capacidad del hormigón por efecto del factor de forma de la probeta y cansancio del hormigón, asumiendo que el confinamiento que le proporciona el perfil de acero compensa dichas reducciones.<sup>1</sup>

Por el contrario, la norma japonesa, tras los estudios de Sakino en 2004 [152], incluye un factor de forma, que para pilares rectangulares, supone multiplicar la capacidad del núcleo de hormigón por 0.85.

Por último, considerar el modelo propuesto en el AISC 2010 [6], donde la resistencia seccional tiene en cuenta la geometría de la sección, (D/t).

El análisis se efectúa para los modelos recogidos en la **Tabla 8-1**, con pilares cuya esbeltez relativa es inferior a 0.20 (elementos compactos), clasificando los ensayos según el tipo de acero empleado y representando los resultados en función de la resistencia del hormigón. Además, se distingue entre los pilares que cumplen con la limitación de esbeltez seccional impuesta por el EC4 (D/t EC4) y los perfiles propensos a sufrir pandeo local (D/t pared delgada).

El modelo propuesto por el EC4, **Figura 8-4 a y b**, resulta inseguro para perfiles de pared delgada. A su vez, no tiene en cuenta la aportación del perfil tubular al núcleo de hormigón, siendo notable para hormigones de resistencia inferior a 60 MPa. Destacar, que según lo expuesto en el capítulo 2, apartado 2.3.1.1., diferentes normativas imponen una reducción en la capacidad resistente del hormigón de alta resistencia. En estos casos, al considerar el EC4 la resistencia íntegra del hormigón, se puede asumir que sí que se está teniendo en cuenta el confinamiento por parte del tubo de acero.

Estudiando el resto de modelos, se detecta que todos tienden a conservadores, resultando extremo el caso de la BS5400 (**Figura 8-4 g y h**). Destacar la norma americana, AISC 2010 [6], que propone un método dependiente de la esbeltez seccional del elemento. Presenta un ajuste preciso para el caso de pilares compactos, y del lado de la seguridad para secciones de pared delgada, (**Figura 8-4 c y d**).

---

<sup>1</sup> Para pilares mixtos tipo ENCASED y PARTIALLY ENCASED (ver capítulo 7), el EC4 multiplica por 0.85 la capacidad resistente del hormigón. Para pilares tipo CFT circulares, la norma sí que plantea un modelo de confinamiento en función de la sección y esbeltez del elemento.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

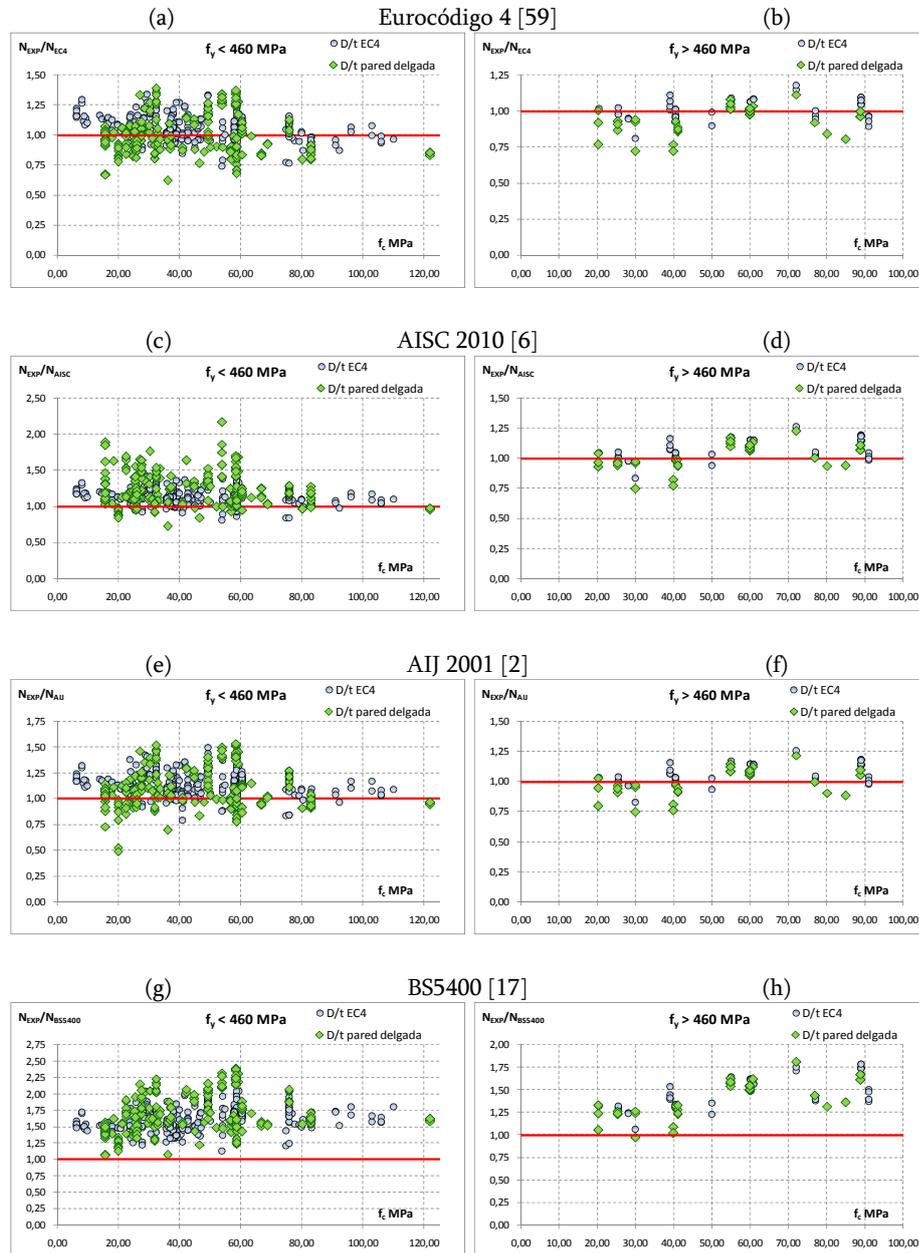


Figura 8-4. Estudio de la predicción, según diferentes modelos, de la carga última para pilares compactos,  $\bar{\lambda}_0 \leq 0.20$ , sometidos a compresión centrada.

### 8.3. PILARES SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESIÓN CON EXCENTRICIDADES IGUALES EN LOS EXTREMOS.

#### 8.3.1. Análisis de la normativa vigente

A continuación se comparan los datos experimentales (457 casos) para pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades iguales en los extremos. Para analizar la influencia de las diferentes variables, se clasifican los ensayos, en primer lugar, en función de los materiales empleados. Posteriormente se compara la precisión de cada norma en función de las variables más influyentes en el comportamiento del pilar: esbeltez relativa de los elementos ( $\bar{\lambda}$ ), esbeltez seccional ( $D/t$ ), excentricidad aplicada ( $e/h$ ) y contribución del acero ( $\delta$ ).

El rango de cada una de las variables que intervienen en el comportamiento del pilar mixto es:

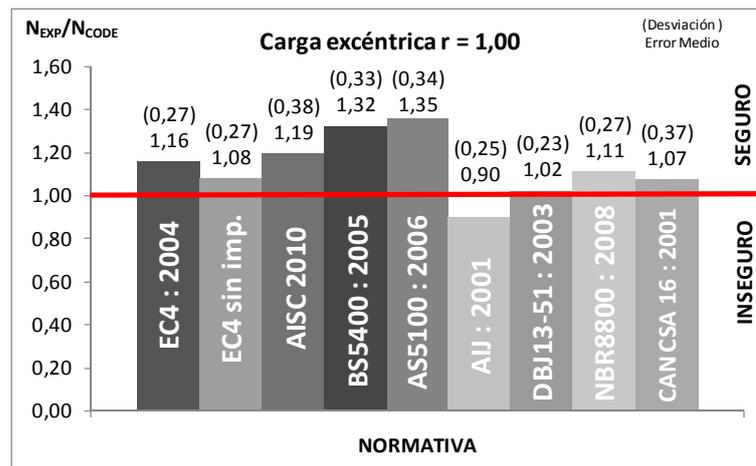
- a) Materiales:  
 $f_y \in \{242.00 - 784.00\}$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_c \in \{9.79 - 122.10\}$  N/mm<sup>2</sup>
- b) Esbeltez relativa del elemento,  $\bar{\lambda} \in \{0.04 - 1.81\}$
- c) Esbeltez seccional,  $\frac{D}{t} \in \{15.00 - 80.00\}$
- d) Contribución del acero,  $\delta \in \{0.20 - 0.89\}$
- e) Ratio de la excentricidad aplicada,  $\frac{e}{h} \in \{0.01 - 1.80\}$

A parte de las normas empleadas con anterioridad, se evalúa el EC4 sin tener en cuenta las imperfecciones iniciales en el cálculo, para ver la influencia de éstas en el modelo de la norma europea.

### 8.3.1.1. Clasificación de los ensayos en función de los materiales.

Para el caso general, **Figura 8-5**, donde se consideran todos los ensayos sin distinguir entre materiales empleados, esbeltez de la sección, esbeltez del elemento, etc, todas las normativas son válidas, están del lado de la seguridad, ( $\text{Error Medio} \geq 1.00$ ), salvo la norma japonesa, AIJ:2001, que resulta insegura ( $\text{Error Medio} = 0.90$ ).

La norma más precisa y la que menor dispersión presenta es la China, DBJ13-51. Por el contrario, la norma británica (BS5400) y australiana (AS5100), resultan las más conservadoras, desaprovechando del orden de un 30 % la capacidad resistente de los pilares mixtos.

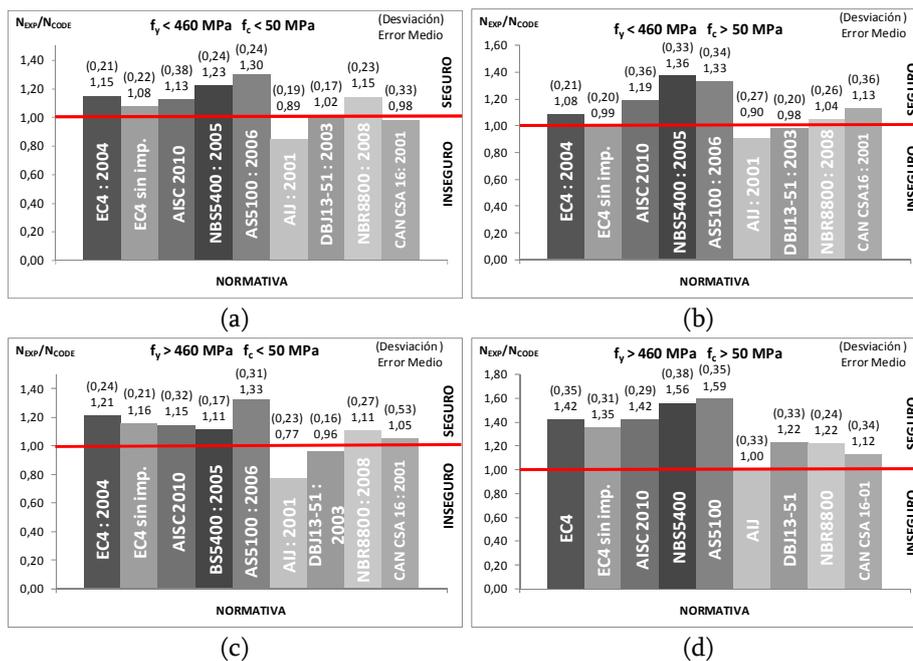


**Figura 8-5.** Predicción de las diferentes normativas para pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades iguales en los extremos.

Tras analizar los ensayos experimentales, previa clasificación en función de los materiales empleados, **Figura 8-6**, se observa que:

- a) Todas las normas resultan seguras cualesquiera que sean los materiales empleados, salvo la norma japonesa, que resulta insegura en todos los casos, salvo cuando ambos materiales son de alta resistencia. Es una norma cuyo modelo, a la hora de calcular, cuenta con coeficientes de seguridad más altos que el resto de normativas.

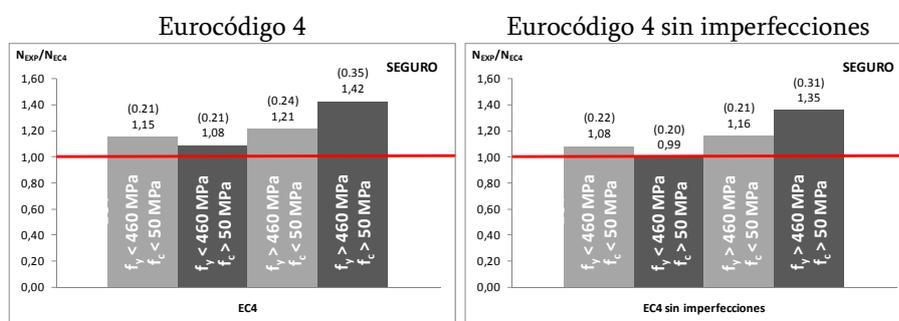
- b) Para pilares formados con acero cuyo límite elástico no supere los 460 MPa, las diferentes normativas se muestran seguras y ajustadas, salvo la BS5400 y AS5100 que son muy conservadoras, **Figura 8-6.a**. Destacar que aunque se reduzcan los márgenes de seguridad, los modelos son seguros para hormigón de alta resistencia,  $f_c > 50$  MPa, **Figura 8-6.b**.
- c) Para acero de alta resistencia,  $f_y > 460$  MPa, los modelos planteados también vuelven a ser seguros, independientemente del tipo de hormigón empleado. El problema reside en que las normas son conservadoras en exceso, desaprovechando parte de la capacidad resistente de los pilares. Las más ajustadas y precisas son la DBJ13-51 (Norma China) y la CAN CSA 16 (Norma de Canadá) **Figura 8-6.c y d**.
- d) Por último resaltar que el hecho de no incluir las imperfecciones iniciales en el modelo del EC4, implica que el modelo sea más ajustado, y el error medio tienda a la unidad, cualesquiera que sean los materiales empleados.



**Figura 8-6.** Estudio de la predicción por parte de cada normativa de pilares sometidos a carga excéntrica, con excentricidades iguales en los extremos, en función de los materiales que forman el pilar.

### 8.3.2. Análisis del Eurocódigo 4[59], EC4.

El estudio en detalle de la capacidad de predicción del EC4 para pilares sometidos a flexocompresión se efectúa, en primer lugar, en función de los materiales que forman el pilar, y en segundo lugar en función de la influencia de considerar en el modelo las imperfecciones iniciales, dado que la tendencia de las normas más recientes, es a no incluirlas de forma implícita. A la vista de los resultados, el modelo del EC4 resulta seguro para cualquier tipo de material, y más ajustado, si no se consideran las imperfecciones iniciales.

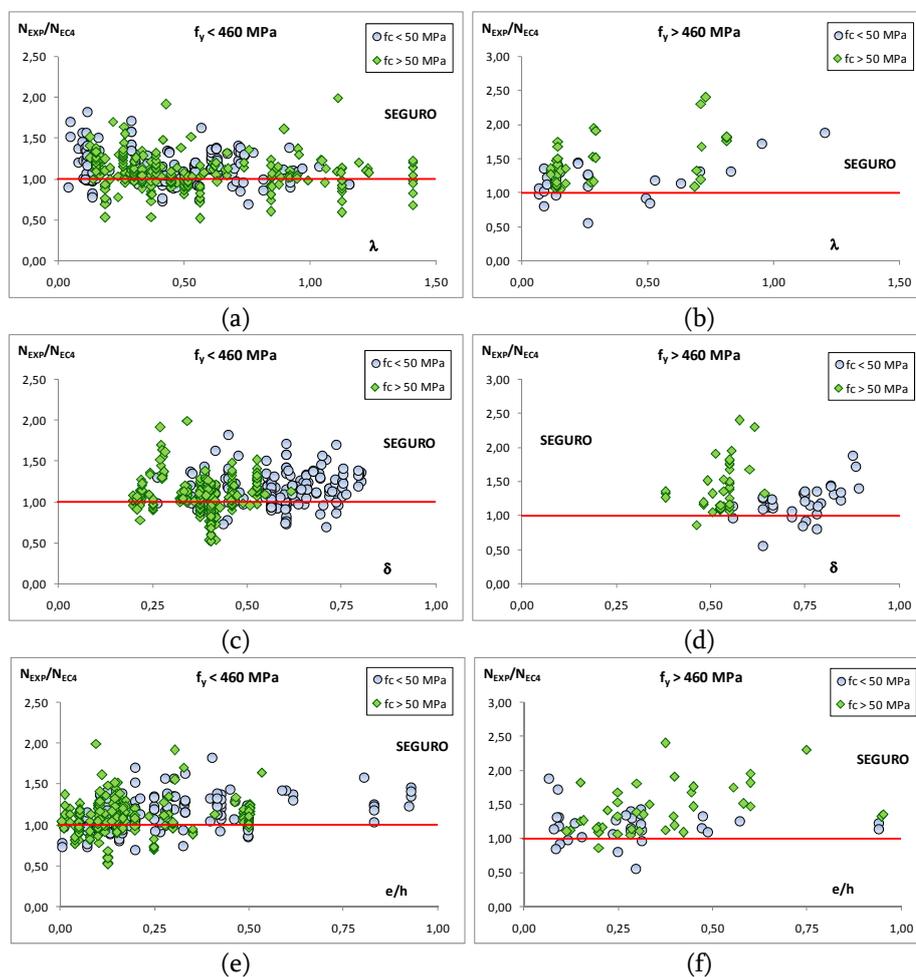


**Figura 8-7.** Estudio de la predicción del EC4, para pilares sometidos a flexocompresión con  $r = 1.00$  ( $r = e_1/e_2$ ). Estudio en función de los materiales empleados e influencia de incluir las imperfecciones en el modelo.

Ampliando el estudio, mostrando los resultados en función de los materiales empleados (siguiendo la clasificación que en apartados anteriores) se concluye lo siguiente:

- El modelo del EC4 es más seguro al aumentar la esbeltez del elemento, **Figura 8-8.a**, aunque para el caso de pilares formados con acero convencional ( $f_y \leq 460 \text{ MPa}$ ) y hormigón de alta resistencia ( $f_c > 50 \text{ MPa}$ ) el modelo resulta inseguro, independientemente de la esbeltez del elemento. Señalar, que la no inclusión de las imperfecciones iniciales, hace el modelo más inseguro.
- Para el caso de acero de alta resistencia ( $f_y > 460 \text{ MPa}$ ), independientemente del tipo de hormigón empleado, el EC4 subestima la capacidad de los pilares, más aún, cuanto mayor es su esbeltez, **Figura 8-8.b**.

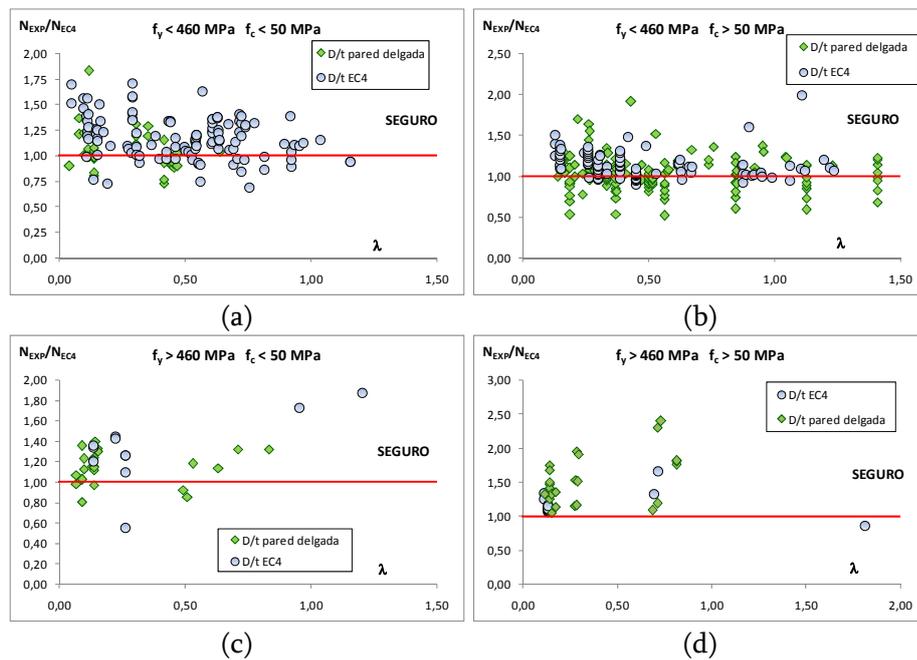
- c) Como se demuestra en las **Figura 8-8.c y d**, el modelo del EC4 es más impreciso, aunque del lado de la seguridad, cuanto mayor es la contribución del hormigón en el comportamiento del pilar (menor es  $\delta$ ).
- d) Al estudiar el efecto de la excentricidad aplicada, **Figura 8-8.e y f** en la validez del EC4, se aprecia que el modelo es más seguro conforme aumenta la excentricidad, habiendo mayor dispersión e inseguridad para  $e/h \leq 0.50$  (excentricidad aplicada dentro de la sección del pilar). Este resultado es independiente de los materiales empleados.



**Figura 8-8.** Error en la predicción del EC4, en función de las variables más influyentes, para pilares sometidos a flexocompresión con  $r = 1.00$  ( $r = e_1/e_2$ ). Modelo del EC4 con imperfecciones iniciales.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

A continuación, se amplía el estudio de las gráficas de la **Figura 8-8.a** y **b**, introduciendo la variable relacionada con el pandeo local de la sección, (D/t). Se diferencia entre pilares que cumplen con la limitación impuesta por el EC4 (D/t EC4),  $\frac{D}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ , y los que no (D/t pared delgada).



**Figura 8-9.** Estudio de la predicción del EC4, en función de los materiales empleados y de la esbeltez seccional del elemento.

Como se puede apreciar en la **Figura 8-9.b**, los pilares con hormigón de alta resistencia para los que el EC4 falla, son aquellos que no cumplen con la limitación impuesta de esbeltez seccional, perfiles de pared delgada (susceptibles de abollar). Los pilares que sí que cumplen con dicha limitación, D/t EC4, se encuentran del lado de la seguridad, con un nivel de precisión que aumenta con la esbeltez del elemento, **Figura 8-9.a**.

Para acero de alta resistencia, el modelo del EC4 resulta conservador, especialmente cuando el hormigón también es de alta resistencia, incluso para perfiles de pared delgada, **Figura 8-9.c** y **d**.

## 8.4. PILARES SOMETIDOS A CARGA AXIAL EXCÉNTRICA CON DIAGRAMA DE MOMENTOS NO CONSTANTE.

### 8.4.1. Resultados experimentales y previsión según la normativa.

El objetivo de este apartado es comprobar la validez de las diferentes normativas para pilares sometidos a carga excéntrica con excentricidades diferentes en los extremos.

Para este estudio únicamente se incluyen los datos obtenidos de la campaña experimental ejecutada en este trabajo. En la bibliografía existen cuatro ensayos con  $r \neq 1.00$ , Wang [195], pero las características de los pilares distan mucho de los pilares ensayados en este trabajo. El estudio se realiza fijando todas las variables salvo una, para comprobar el efecto que tiene en el comportamiento del pilar.

El rango de las variables que intervienen en el comportamiento de los pilares es:

- a) Materiales:
  - $f_y \in \{268.18 - 459.82\} \text{ N/mm}^2$
  - $f_c \in \{26.18 - 97.67\} \text{ N/mm}^2$
- b) Esbeltez relativa del elemento,  $\bar{\lambda} \in \{0.66 - 1.71\}$
- c) Esbeltez seccional,  $\frac{D}{t} \in \{25.00, 30.00, 37.50\}$
- d) Contribución del acero,  $\delta \in \{0.30 - 0.74\}$
- e) Excentricidades estudiadas
  - $e_2 \in [50, 20] \text{ mm}$
  - $e_1 \in [50, 25, 20, 10, 0, -10, -25] \text{ mm}$
- f) Relación de excentricidades,  $r \in [1.00, 0.50, 0.00, -0.50]$

En las gráficas siguientes, se representa el error medio de cada normativa para la relación entre excentricidades estudiada. Destacar el hecho de que en este estudio no se incluyen pilares con acero cuyo límite elástico supere los 460 MPa, material, que para pilares sometidos a carga centrada y flexocompresión con excentricidades iguales en los extremos, arrojaba los resultados más alejados de la predicción del modelo.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

En general, la diferente normativa predice de forma ajustada el comportamiento de los pilares mixtos sometidos a flexocompresión con excentricidades iguales en los extremos, pero muestran mucha dispersión y resultan muy conservadores para otras relaciones entre excentricidades ( $r \neq 1.00$ ).

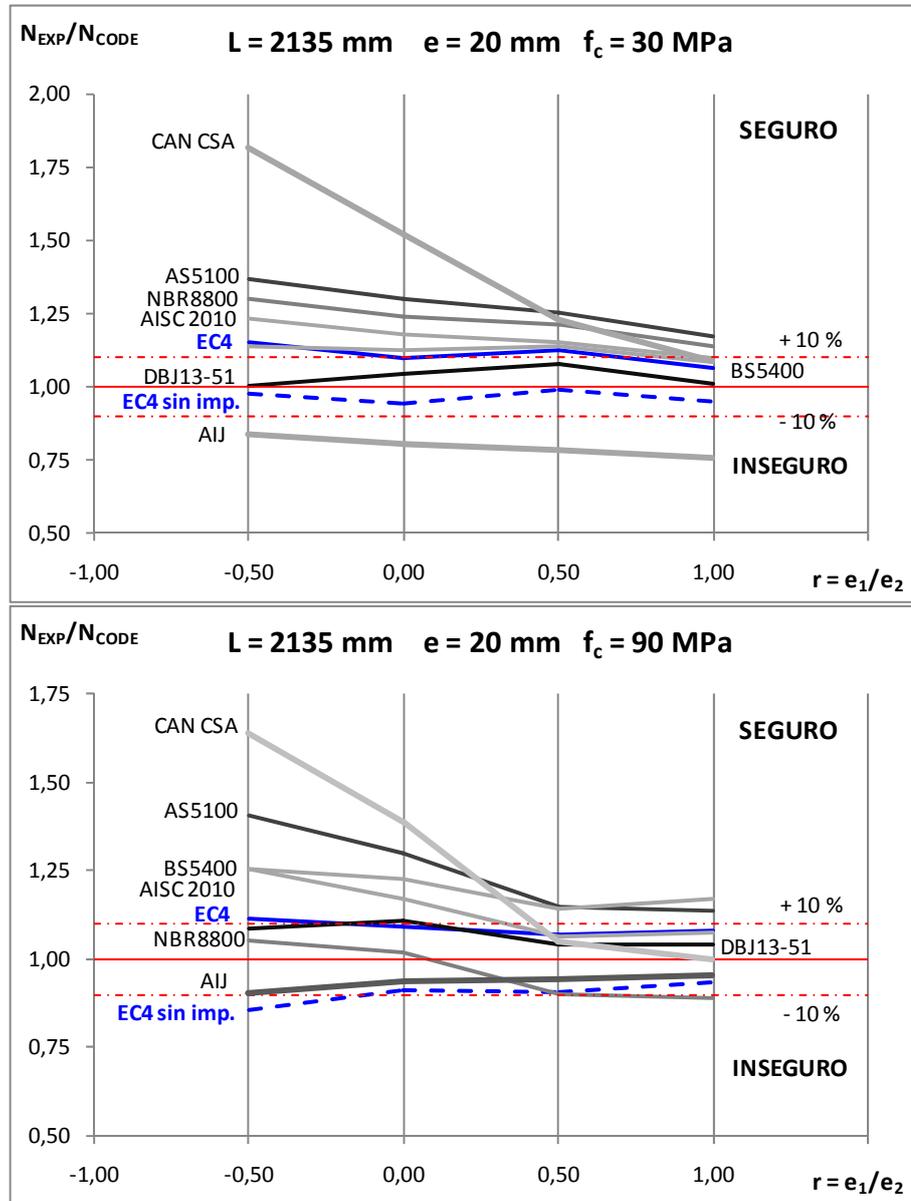
Para pilares de 2 metros de longitud y excentricidad pequeña ( $e = 20$  mm), todas las normas resultan seguras, salvo el AIJ (norma japonesa), independientemente del tipo de hormigón empleado. Es importante destacar cómo alguna de las normas más precisas para  $r = 1.00$ , se vuelven muy conservadoras para  $r = -0.50$  (norma canadiense y australiana), subestimando la capacidad del pilar en más de un 50 %. **Figura 8-10.**

Para pilares mixtos sometidos a diagrama de momentos no constante, las normas más precisas son la europea (EC4), la China (DBJ13-51), la americana (AISC) y la británica (BS5400).

Para el caso de la **Figura 8-11.a**, pilares sometidos a una excentricidad máxima de 20 mm, la predicción de la diferente normativa presenta una tendencia similar a la descrita para pilares de 2 metros: buen ajuste para  $r = 1.00$  y tendencia a subestimar la capacidad de los pilares conforme se reduce el valor de  $r$ .

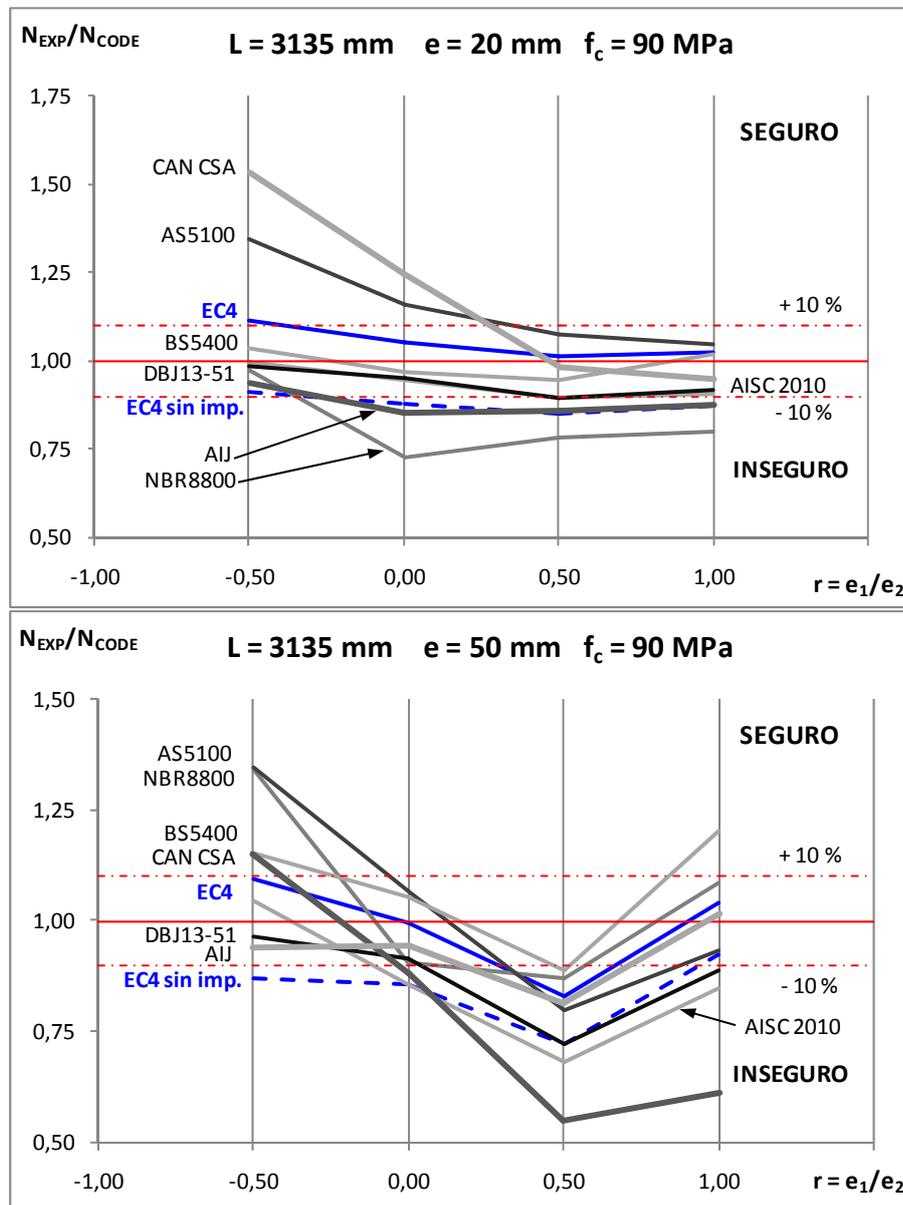
Al estudiar el efecto de aumentar la excentricidad máxima aplicada en los extremos **Figura 8-11.b**, se observa como los diferentes modelos tienden a inseguros para el caso de  $r = 0.50$ , con un error cometido superior al 30 %.

La **Figura 8-12** pone de manifiesto que ciertas normas resultan inseguras para pilares de elevada esbeltez, independientemente de la relación entre excentricidades. Por el contrario, normas que ajustan bien para  $r = 1.00$  resultan muy conservadoras para  $r$  menores, subestimando, en el caso extremo ( $r = -0.50$ ) en más de un 50 % la capacidad resistente de los pilares mixtos.

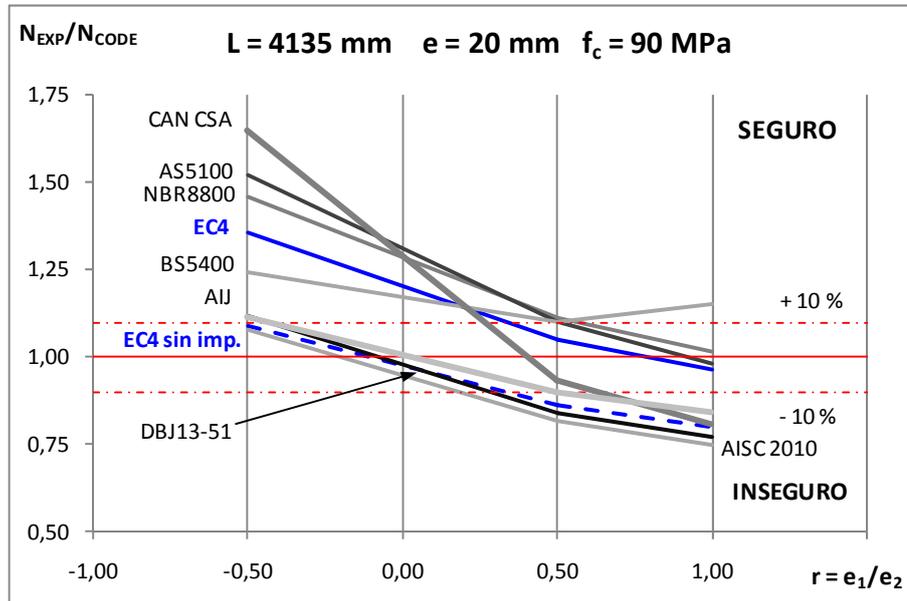


**Figura 8-10.** Validez de la normativa para pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades diferentes en los extremos. Influencia del hormigón empleado.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
 rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
 momentos variable



**Figura 8-11.** Validez de la normativa para pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades diferentes en los extremos. Influencia de la excentricidad aplicada.



**Figura 8-12.** Validez de la normativa para pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades diferentes en los extremos. Pilares muy esbeltos.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

8.4.2. Análisis en detalle del Eurocódigo 4:2004 [59]

A continuación se estudian los ensayos experimentales realizados frente al modelo del EC4. El análisis se efectúa midiendo la influencia de cada una de las variables y para ello, todas las demás permanecen constantes.

En primer lugar, se estudia el efecto de la esbeltez del elemento y la excentricidad máxima aplicada. Así mismo, se evalúa el modelo del EC4 considerando las imperfecciones iniciales y sin considerarlas, para ver su importancia dentro del método de la norma.

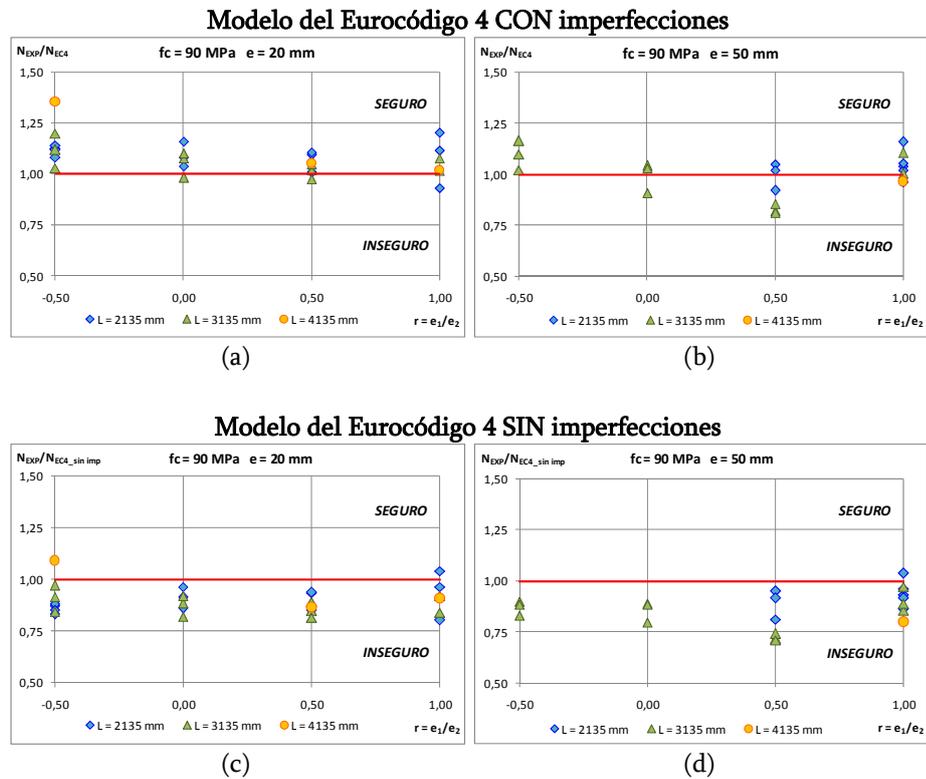
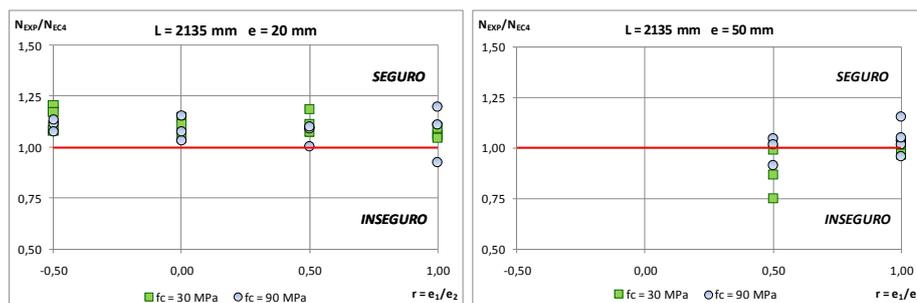


Figura 8-13. Influencia de la esbeltez y la excentricidad aplicada en pilares sometidos a excentricidades distintas en los extremos.

A partir del análisis de la **Figura 8-13**, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- a) Al analizar los resultados, se observa que la variable más influyente es el ratio entre excentricidades y la magnitud de la excentricidad aplicada.
- b) Para 20 mm de excentricidad, el EC4 se muestra seguro, incluso en exceso, desaprovechando parte de la capacidad resistente del pilar.
- c) Para la excentricidad de 50 mm, los márgenes de seguridad se reducen, incluso el modelo se queda del lado de la inseguridad para pilares de 3 metros de longitud.
- d) Destacar que el máximo error cometido se produce para  $r = 0.50$ , donde el EC4 se muestra inseguro, del orden de un 15 %.
- e) El no considerar las imperfecciones iniciales, provoca que el modelo sea inseguro para cualquier excentricidad aplicada y ratio entre excentricidades, poniéndose de manifiesto, la importancia de éstas en el modelo.

Seguidamente, se analiza la validez de la norma en función del hormigón empleado, estudiando los pilares de 2 metros que se ejecutaron con hormigón de 30 y 90 MPa. Se recuerda que el EC4 limita la aplicación del método simplificado a hormigones de resistencia, en probeta cilíndrica, inferior o igual a 50 MPa.



**Figura 8-14.** Validez del Eurocódigo 4 [59] para pilares rellenos de hormigón de resistencia a compresión de 30 MPa y 90 MPa.

- a) El modelo subestima la capacidad de los pilares, para ambas resistencias, cuando la excentricidad aplicada es de 20 mm, independientemente del ratio entre las excentricidades en los extremos.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

- b) Al analizar los resultados para  $e = 50$  mm, se aprecia claramente que en el caso de  $r = 1.00$  el modelo es seguro para ambos materiales, pero en el caso de  $r = 0.50$  y hormigón de 30 MPa, el modelo es claramente inseguro, con un error cometido de hasta el 25 %. Para esta excentricidad el modelo resulta más preciso para los pilares formados con hormigón de alta resistencia.

Hasta el momento, se ha puesto de manifiesto la influencia de la excentricidad aplicada, 20 mm ó 50 mm. Por ello, se analizan los ensayos en función de esta variable y claramente, para cualquier combinación de longitud del pilar y resistencia del hormigón, el modelo propuesto para el EC4 resulta inseguro para la excentricidad de 50 mm.

Destacar que para  $r = 1.00$ , la predicción de la norma es adecuada, no así para excentricidades de diferente signo y magnitud en los extremos, y concretamente para  $r = 0.50$ , que el modelo resulta inseguro.

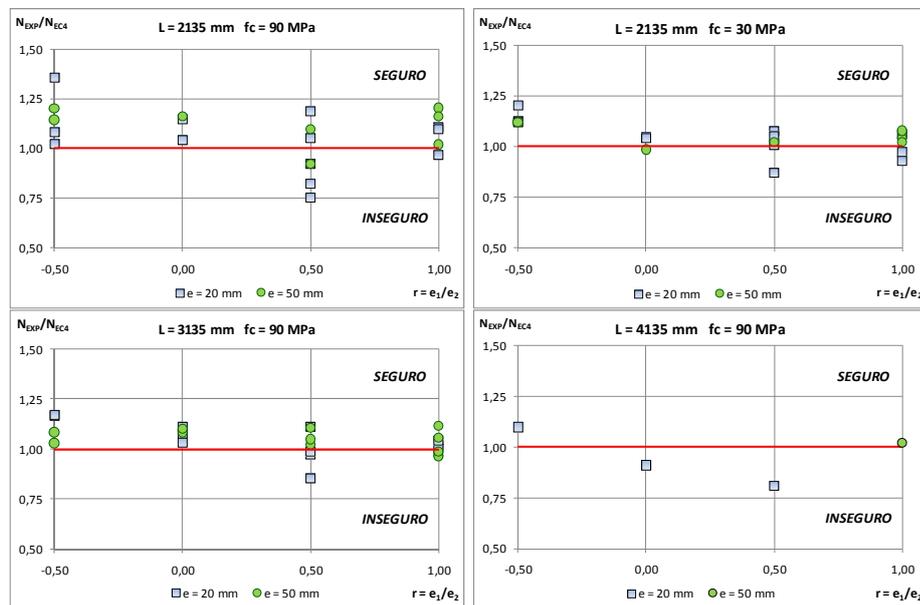
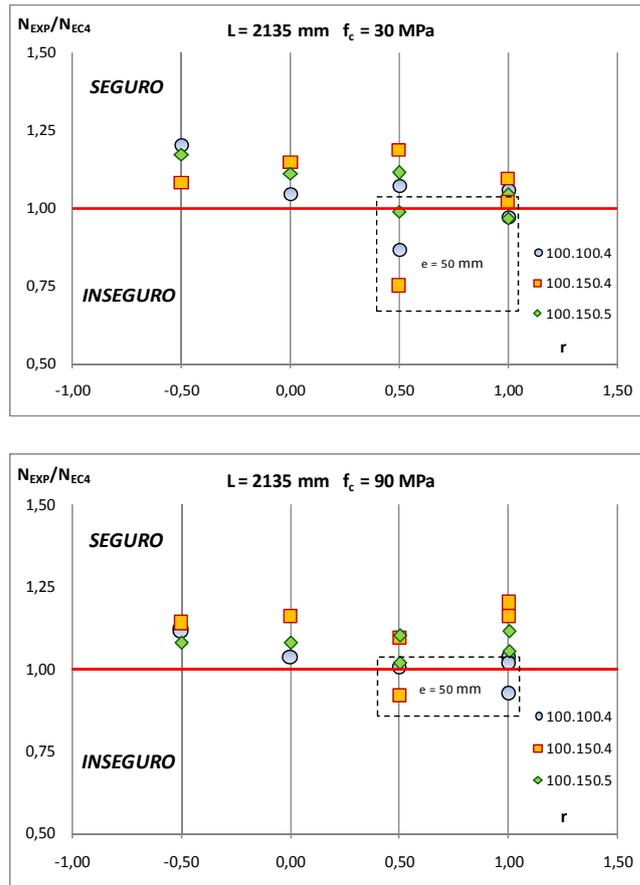


Figura 8-15 . Influencia de la excentricidad aplicada en la validez del modelo de cálculo del Eurocódigo 4.

Por último se estudian los resultados en función de la sección del pilar, **Figura 8-16**. Se aprecia mayor dispersión para la sección más propensa a pandear localmente, 100.150.4, y menor para la sección con mayor contribución del acero, 100.150.5.



**Figura 8-16.** Importancia de la esbeltez seccional del elemento en la predicción de carga última según el modelo del EC4.

## 8.5. CONCLUSIONES

En este capítulo se han analizado los resultados de los ensayos experimentales en función de la diferente normativa existente para pilares mixtos. Los datos experimentales se han estudiado en función de la carga aplicada, distinguiendo entre pilares sometidos a carga centrada, pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades iguales en los extremos y pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades diferentes en los extremos.

### Pilares sometidos a carga centrada

- a) Las diferentes normativas se muestran seguras para pilares formados por acero cuyo límite elástico no supere los 460 MPa, independientemente del tipo de hormigón de relleno. Para el caso de hormigón de alta resistencia los márgenes de seguridad se reducen, pero las normas siguen resultando del lado de la seguridad.
- b) Al emplear acero de alta resistencia la tendencia cambia, resultando los modelos inseguros, especialmente al reducir la resistencia a compresión del hormigón empleado.
- c) Los modelos resultan más precisos conforme mayor es la esbeltez del elemento, presentando mucha dispersión para los elementos compactos, es decir, elementos que presentan un comportamiento seccional.
- d) Al analizar los resultados en función de la esbeltez seccional de los elementos, se observa que el comportamiento de los perfiles de pared delgada no se predice de forma adecuada, con un modelo básico como el planteado por el EC4. Modelos más avanzados como el planteado en la norma americana, AISC 2010, que condiciona la resistencia seccional a la geometría del perfil, resulta más preciso, dado que tiene en cuenta el confinamiento del núcleo de hormigón por parte del tubo de acero, así como la disminución de la capacidad del perfil tubular por el estado de carga triaxial al que se ve sometido.

Pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades iguales en los extremos.

- a) En general, la diferente normativa aporta una predicción segura para este tipo de pilares, independientemente de los materiales empleados. Los modelos son más precisos para hormigón y acero de resistencia convencional,  $f_c \leq 50$  MPa y  $f_y \leq 460$  MPa, pero para materiales de alta resistencia, las normas subestiman de forma considerable la capacidad resistente de los pilares mixtos.
- b) Analizando en profundidad el EC4 frente a los datos experimentales, se observa el buen ajuste que presenta para perfiles que cumplen con la limitación seccional impuesta, y el gran error que comete el modelo, para perfiles de pared delgada.
- c) El EC4 resulta seguro para cualquier tipo de material empleado, pero para el caso de acero de alta resistencia se subestima en exceso la capacidad del pilar.
- d) El EC4 predice correctamente el comportamiento de pilares esbeltos, no así, los elementos compactos, dado que el modelo no contempla el confinamiento del hormigón ni la reducción de la capacidad del acero por estar sometido a un estado de tensiones triaxial.
- e) Resulta imprescindible la aplicación de las excentricidades iniciales en el modelo de cálculo, especialmente para los casos en los que la excentricidad aplicada es reducida.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades diferentes en los extremos.

Los modelos propuestos por las diferentes normativas se han ajustado para relaciones entre las excentricidades en los extremos iguales a la unidad, y aplican un factor de conversión a diagrama de momentos constante cuando las excentricidades no son iguales. Del análisis se extraen las conclusiones siguientes:

- a) Los modelos son seguros y precisos para  $r = 1.00$ , pero no lo son para el resto de relaciones entre excentricidades.
- b) Para  $r = -0.50$  las normas resultan muy conservadoras, independientemente de la esbeltez del elemento, de la esbeltez seccional y materiales empleados.
- c) Para  $r = 0.00$  los modelos tienden a ser seguros, salvo cuando los pilares son muy esbeltos, que las normas predicen de forma insegura su carga de fallo.
- d) Para  $r = 0.50$  es donde las normas presentan las mayores discrepancias con los resultados experimentales. El error cometido aumenta al hacerlo la esbeltez del elemento y la excentricidad aplicada.

Para finalizar, en relación con el Eurocódigo 4, se puede concluir que la norma resulta adecuada para pilares de sección compacta pero no para secciones esbeltas expuestas al fallo por pandeo local (abolladura). Así mismo, en relación a los materiales empleados, destacar que el modelo resulta muy conservador para el caso de acero de alta resistencia. Para acero de resistencia convencional, el EC4 es preciso y seguro en el caso de carga centrada y flexocompresión con excentricidades iguales en los extremos, pero no para excentricidades diferentes, siendo necesario, proponer un nuevo modelo que ajuste la rigidez a flexión del elemento, así como un nuevo factor de conversión a diagrama de momentos constante.

## Capítulo 9

---

# PROPUESTA DE MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO

En este capítulo se propone un método de cálculo para CFTs sometidos a flexocompresión recta con diagrama de momentos de primer orden no constante, basado en el método simplificado de amplificación de momentos.

# 9.

## PROPUESTA DE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

### 9.1. INTRODUCCIÓN.

El modelo de cálculo propuesto por el EC4, expuesto en detalle en el capítulo 7 y validado frente a los ensayos experimentales en el capítulo 8, se muestra seguro, aunque conservador en exceso, para pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades iguales en los extremos, e impreciso para el caso de que las excentricidades sean diferentes en los extremos: muy conservador para  $r = -0.50$  e inseguro para  $r = 0.50$ .

El objetivo de este capítulo es ampliar el rango de validez del EC4, especialmente en el uso de hormigón de alta resistencia ( $f_c > 50$  MPa), y hacerlo más próximo a los modelos del EC2 y del EC3. Para ello se propone un método simplificado para el dimensionamiento o comprobación de soportes mixtos tipo CFTs aislados, de sección rectangular y cuadrada, sometidos a esfuerzos de flexocompresión recta con excentricidades diferentes en magnitud, dirección y sentido en sus extremos.

La propuesta se basa en el método de amplificación de momentos, explicado en el capítulo 6. Este método se ajusta para soportes con excentricidades iguales en los extremos y para aquellos que están sometidos a un diagrama de momentos no constante, se obtiene un factor de equivalencia,  $C_m$ , tal que aplicado en los extremos del pilar, origine los esfuerzos correspondientes a la distribución de esfuerzos real.

Para realizar el ajuste del modelo propuesto se utilizan los datos experimentales, tanto propios, como los recogidos en la bibliografía.

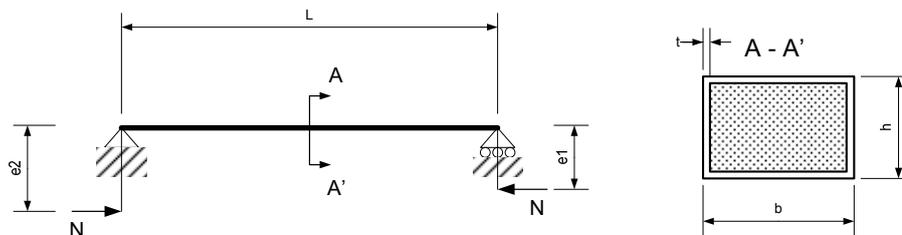
## 9.2. MODELO DEL EUROCÓDIGO 4 Y PLANTEAMIENTO DEL MODELO PROPUESTO.

### 9.2.1. Introducción.

A modo de resumen, se realiza un esquema del modelo de cálculo propuesto por el EC4 y su ámbito de aplicación para pilares mixtos sometidos a flexocompresión con excentricidades iguales o diferentes en los extremos. A su vez se indican los cambios que se pretenden efectuar en el modelo.

#### Nomenclatura empleada

La nomenclatura que se va a emplear a lo largo de este capítulo es la siguiente:



**Figura 9-1.** Nomenclatura empleada para el método de cálculo propuesto.

- L longitud de pandeo del pilar
- N axil actuante
- $e_2, e_1$  excentricidades aplicadas en los extremos con  $|e_2| \geq |e_1|$
- b ancho de la sección del pilar
- h canto de la sección del pilar
- t espesor del perfil tubular de acero
- D mayor dimensión de la sección,  $D = \max(b, h)$
- d menor dimensión de la sección,  $d = \min(b, h)$
- $f_y$  límite elástico del acero del perfil tubular
- $f_c$  resistencia a compresión del hormigón

### 9.2.2. Bases de cálculo y ámbito de aplicación, del método simplificado propuesto.

La propuesta a realizar, pretende ampliar el rango de aplicación de la normativa europea actual, EC4: 2004 [59], detallada en el capítulo 7, para incluir hormigón de alta resistencia,  $f_{ck} > 50$  MPa. Las expresiones que se desarrollan en este capítulo son válidas para las siguientes condiciones:

a) Materiales empleados

- Acero:

$$f_y \geq 235 \text{ MPa}$$

$$E_a = 210.000 \text{ MPa}$$

El método propuesto se ajusta para acero cuyo límite elástico no supere los 460 MPa, pero se comprueba el modelo con todo tipo de pilares, incluyendo aquellos cuyo acero supera dicha limitación.

- Hormigón:

$$20 \text{ MPa} \leq f_y \leq 120 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_c}{10} \right)^{0.3}$$

Para el caso de excentricidades diferentes en los extremos, únicamente se dispone de datos experimentales para pilares rellenos de hormigón de hasta 90 MPa.

El modelo actual del EC4 tiene validez hasta  $f_{ck} \leq 50$  MPa.

- Contribución del acero:  $0.2 \leq \delta \leq 0.9$

b) Geometría seccional

- Sección rectangular ó cuadrada uniforme en toda la longitud del pilar.

- Aspecto seccional:  $0.2 \leq \frac{d}{D} \leq 1.0$

- Pandeo local:  $\frac{D}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

El modelo también se comprueba para los perfiles de pared delgada.

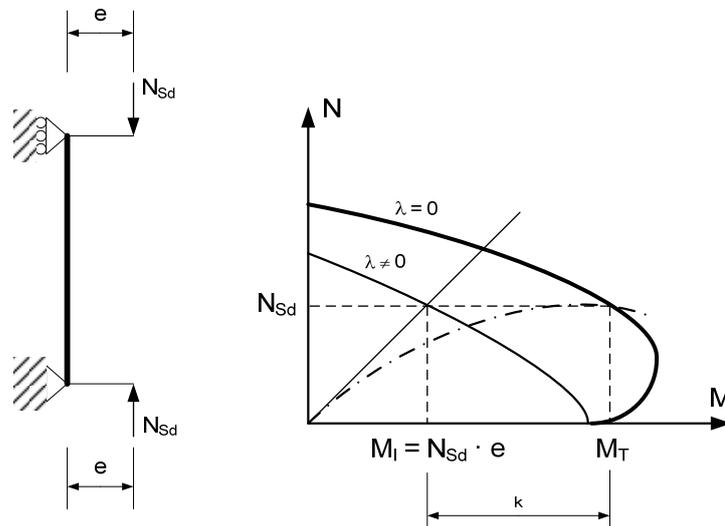
- c) Geometría del elemento
- Misma longitud de pandeo para ambos ejes principales de inercia.
  - Esbeltez relativa menor que 2.00,  $\bar{\lambda} \leq 2.00$
  - Se consideran los efectos de segundo orden cuando el momento seccional para la carga última experimental, supera en más de un 10% el momento de primer orden  $k \geq 1.10$ .
- d) Modelo de cálculo
- Se asume el diagrama seccional propuesto por el EC4.
  - Se aplican las imperfecciones iniciales definidas en el EC4, Curvas Europeas de Pandeo, para perfiles tubulares rellenos de hormigón, sin armadura.  $e_0 = \frac{L}{300}$
  - Para considerar los efectos de segundo orden se emplea el método simplificado de amplificación de momentos.

Para el ajuste de la propuesta de mejora o ampliación del EC4, se cuenta con los datos experimentales recogidos en la bibliografía (anexo A), más los ensayos realizados en este trabajo de investigación. En total 457 pilares que cumplen con las premisas fijadas.

### 9.3. PROPUESTA DE MÉTODO SIMPLIFICADO: AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS.

#### 9.3.1. Planteamiento teórico.

El método simplificado de amplificación de momentos incrementa el momento de primer orden, ( $M_I = N_d \cdot e$ ), aplicado en los extremos del soporte, para reducir el problema de dimensionamiento o comprobación de un pilar aislado de esbeltez no nula ( $\lambda \neq 0$ ) a nivel de cálculo seccional ( $\lambda = 0$ ).



**Figura 9-2.** Planteamiento teórico del método simplificado de amplificación de momentos.

El momento de primer orden se incrementa mediante un factor de amplificación  $k$ , de tal forma que el momento total de diseño es igual a (**Figura 9-2**)

$$M_T = M_I + M_{II} = k \cdot M_I = k \cdot N_d \cdot e \quad (9.1.a)$$

Siendo

- $M_T$  Momento total máximo
- $M_I, M_{II}$  Momento de primer orden y segundo orden
- $N_{sd}, e$  Axil y excentricidad aplicados
- $k$  factor amplificador de momentos de primer orden

El factor de amplificación de momentos, para excentricidades iguales en los extremos, se define como<sup>1</sup>

$$k = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}}} \quad (9.1.b)$$

Donde,  $N_{cr}$ , es el axil crítico de Euler

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)}{L_p^2} \quad (9.1.c)$$

$L_p$  longitud de pandeo del pilar

$EI$  rigidez del pilar

Para el caso de pilares sometidos a excentricidades diferentes en los extremos, se empleará un factor de equivalencia a diagrama de momentos constante,  $C_m$ , que origine los esfuerzos correspondientes a la situación real<sup>2</sup>.

---

<sup>1</sup> Ver capítulo 6 apartado 6.5.2.

<sup>2</sup> Ver capítulo 6 apartado 6.5.3.

## 9.4. PROPUESTA DE RIGIDEZ EFECTIVA A FLEXIÓN, DE PILARES MIXTOS, EI.

### 9.4.1. Planteamiento teórico

Según lo expuesto con anterioridad, el método de cálculo simplificado se basa en reducir el cálculo de un elemento esbelto, donde actúan efectos de segundo orden, a un cálculo seccional, multiplicando el momento máximo de primer orden, por un factor que tenga en cuenta los efectos de segundo orden.

Así mismo, debido a la no idealidad de los pilares, resulta necesario aplicar unas imperfecciones iniciales, siendo la comprobación de un pilar mixto de la siguiente forma:

$$M_{\text{tot}} = N \cdot e \cdot k_1 + N \cdot e_0 \cdot k_2 \quad (9.2.a)$$

Donde

- $N$  es el axil aplicado
- $e$  es la excentricidad aplicada en los extremos del pilar
- $e_0$  imperfección inicial
- $k_1, k_2$  factores de amplificación de momentos

Según el EC4, para excentricidades iguales en los extremos, se tiene

$$k_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1.10}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (9.2.b)$$

$$k_2 = \frac{1.00}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (9.2.c)$$

Salvo el EC4, el resto de normas, para excentricidades iguales en los extremos,  $C_m = 1.00$ , por lo tanto  $k_1 = k_2$ . Puesto que uno de los objetivos es igualar lo máximo posible el EC4 al EC2 y EC3, se asume que para excentricidades iguales, el factor de equivalencia a diagrama de momentos constante, toma de valor la unidad. Operando matemáticamente, se tiene que:

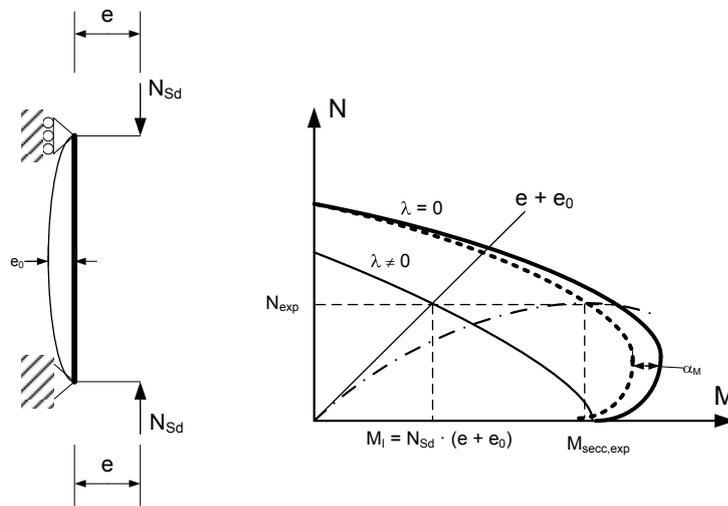
$$M_{\text{tot}} = N \cdot (e + e_0) \cdot k \quad (9.3.a)$$

$$k = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (9.3.b)$$

El método depende del axil crítico de Euler, que es función de la rigidez a flexión del elemento, EI,

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} \quad (9.3.c)$$

A partir de los resultados experimentales y, asumiendo el modelo de cálculo del EC4, es posible obtener el factor de rigidez de los pilares mixtos tipo CFT.



**Figura 9-3.** Determinación, a través de los resultados experimentales, del factor de rigidez del pilar mixto.

$$M_{sec,exp} = N_{exp} \cdot (e + e_0) \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{exp} \cdot L^2}{\pi^2 \cdot EI}} \quad (9.4.a)$$

$$EI = \frac{N_{exp} \cdot L^2}{\pi^2 \cdot \left( 1 - \frac{N_{exp} \cdot (e + e_0)}{M_{sec,exp}} \right)} \quad (9.4.b)$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

En la bibliografía existen diversas propuestas para pilares mixtos, las más importantes están recogidas en las diferentes normativas de cálculo.

Fuente	Propuesta EI
CM-Mixtas (1981) [35] BS5400 : 1979 [14]	$EI = E_c \cdot I_c + E_a \cdot I_a$
EC4 : 1994 [58]	$EI = 0.60 \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_a \cdot I_a$
CAN CSA 16 : 2001 [24]	$EI = 0.60 \cdot E_c \cdot I_c + E_a \cdot I_a$
EC4 : 2004 [59]	$EI = 0.90 \cdot (0.50 \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_a \cdot I_a)$
AS5100 : 2004 [165]	$EI = 0.90 \cdot E_a \cdot I_a + 0.60 \cdot E_c \cdot I_c$
BS 5400 : 2005 [17]	$EI = 0.45 \cdot E_{cm} \cdot I_c + 0.95 \cdot E_a \cdot I_a$
NBR8800:2008 [138]	$EI = E_a \cdot I_a + 0.80 \cdot E_c \cdot I_c$
ACI 318:2008 [1]	$EI = E_a \cdot I_a + 0.20 \cdot E_c \cdot I_c$
AISC : 2010 [6]	$EI = E_a \cdot I_a + C_3 \cdot E_c \cdot I_c$ $C_3 = 0.6 + 2 \cdot \left[ \frac{A_a}{A_a + A_c} \right] \leq 0.90$

**Tabla 9-1.** Rigidez a flexión de pilares mixtos de tipo CFT, recogidos en las diferentes normativas de referencia.

A parte de estas propuestas, Tikka y Mirza en 2005 [173] y 2006 [174], [175] realizaron ajustes, en base a análisis numéricos, para pilares mixtos de tipo encased (perfil laminado embebido en hormigón). Del estudio concluyeron que las variables más influyentes en la rigidez de los pilares son:

- a) Rigidez de la sección bruta, según la geometría y materiales empleados.  
 $E_c \cdot I_c, E_a \cdot I_a$
- b) Ratio de excentricidad aplicada,  $e/h$ .
- c) Esbeltez geométrica del elemento,  $L/h$ .

A partir de estas conclusiones, se plantean los siguientes modelos

- a)  $EI = \alpha_1 \cdot (E_a \cdot I_a) + \alpha_2 \cdot (E_{cm} \cdot I_c)$
- b)  $EI = \alpha_3 \cdot (E_a \cdot I_a) + \left( \alpha_4 \cdot \frac{e}{h} + \alpha_5 \cdot \frac{L}{h} \right) \cdot (E_{cm} \cdot I_c)$

Siguiendo el modelo expuesto en la ecuación 9.4., y a partir de los datos experimentales recogidos en la bibliografía, se obtienen los siguientes factores de rigidez, a partir de una regresión lineal múltiple, efectuada con el programa de IBM PAWS Statistics v.18, sobre los 457 ensayos:

$$EI_1 = 0.85 \cdot E_a I_a + 0.168 \cdot E_{cm} I_c \quad (9.5.a)$$

$$EI_2 = 0.85 \cdot E_a I_a + \left( 0.366 \cdot \frac{e}{h} + 0.01 \cdot \frac{L}{h} \right) \cdot E_{cm} I_c \quad (9.5.b)$$

$$EI_3 = 0.85 \cdot E_a I_a + 0.20 \cdot E_{cm} I_c \quad (9.5.c)$$

#### 9.4.2. Comprobación de la capacidad de predicción de los nuevos modelos planteados.

A continuación se comprueba la validez de dichos factores de rigidez y se comparan con los resultados obtenidos a partir de los modelos recogidos en la diferente normativa. Para ello se clasifican los ensayos en función del tipo de acero empleado y de la esbeltez seccional del pilar, siguiendo las limitaciones impuestas por el EC4, cuyo ámbito de aplicación es:

- $f_y \leq 460 \text{ MPa}$
- $\frac{D}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Para comparar las diferentes normativas y determinar qué método es el más adecuado, mayor precisión y seguridad, se emplean 4 indicadores obtenidos a partir del error cometido respecto a los valores experimentales,

$$\text{Error} = \frac{N_{\text{exp}}}{N_{\text{code}}} \quad (9.6)$$

- Media del error cometido
- Desviación típica del error
- Número de ensayos inseguros (Error < 1.00)
- Número de ensayos seguros (Error > 1.00)

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Como se puede ver en la **Tabla 9-2**, los tres métodos propuestos suponen una mejora del EC4, puesto que la media del error es más próxima a la unidad y la dispersión se reduce, independientemente del tipo de acero y de la esbeltez seccional.

	D/t EC4							
	$f_y < 460 \text{ MPa}$				$f_y > 460 \text{ MPa}$			
	Media	Desv.	< 1.00	> 1.00	Media	Desv.	< 1.00	> 1.00
<b>EC4</b>	1.20	0.26	33	178	1.26	0.27	1	21
<b>EC4<sup>3</sup></b>	1.15	0.24	43	168	1.20	0.27	1	21
<b>CAN CSA</b>	1.15	0.24	43	168	1.20	0.27	1	21
<b>AS5100</b>	1.39	0.32	25	186	1.43	0.36	1	21
<b>BS5400</b>	1.31	0.29	23	188	1.23	0.19	1	21
<b>NBR8800</b>	1.19	0.26	42	169	1.20	0.27	3	19
<b>AISC</b>	1.25	0.36	38	173	1.26	0.24	1	21
<b>DBJ13-51</b>	1.05	0.19	93	118	1.00	0.20	16	6
<b>Propuesta 1</b>	1.18	0.24	34	177	1.23	0.30	1	21
<b>Propuesta 2</b>	1.17	0.24	39	172	1.22	0.29	1	21
<b>Propuesta 3</b>	1.18	0.24	35	176	1.22	0.30	1	21

	D/t pared delgada							
	$f_y < 460 \text{ MPa}$				$f_y > 460 \text{ MPa}$			
	Media	Desv.	< 1.00	> 1.00	Media	Desv.	< 1.00	> 1.00
<b>EC4</b>	1.05	0.22	76	99	1.36	0.34	5	44
<b>EC4*</b>	1.01	0.20	90	85	1.29	0.32	6	43
<b>CAN CSA</b>	1.01	0.32	73	102	1.08	0.39	19	30
<b>AS5100</b>	1.26	0.32	31	144	1.49	0.36	1	48
<b>BS5400</b>	1.33	0.35	25	150	1.40	0.43	5	44
<b>NBR8800</b>	0.98	0.24	58	87	1.16	0.26	14	35
<b>AISC</b>	1.08	0.41	57	118	1.30	0.36	3	46
<b>DBJ13-51</b>	0.94	0.20	118	57	1.16	0.33	20	29
<b>Propuesta 1</b>	1.05	0.21	75	100	1.32	0.36	6	43
<b>Propuesta 2</b>	1.04	0.21	81	94	1.30	0.33	6	43
<b>Propuesta 3</b>	1.05	0.21	77	98	1.32	0.36	6	43

**Tabla 9-2.** Comparación del método propuesto con los modelos recogidos en la normativa vigente. Perfiles de sección compacta y de pared delgada.

<sup>3</sup> EC4\* emplea la rigidez a flexión del elemento, EI, definida en el Eurocódigo 4, pero se adopta como C<sub>m</sub>, para excentricidades iguales, la unidad, en lugar de 1.10 como indica el modelo actual del EC4.

Puesto que las propuestas 1 y 3 son muy parecidas, y los resultados idénticos, se elige como propuesta de mejora y ampliación del EC4, la denominada como 3, que ahora será la propuesta 2. La elección de esta opción se fundamenta en su sencillez .

$$EI_1 = 0.85 \cdot E_a I_a + \left( 0.366 \cdot \frac{e}{h} + 0.01 \cdot \frac{L}{h} \right) \cdot E_{cm} I_c \quad (9.7.a)$$

$$EI_2 = 0.85 \cdot E_a I_a + 0.20 \cdot E_{cm} I_c \quad (9.7.b)$$

A priori, la norma que mejor ajusta los resultados experimentales es la China, DBJ13-51:2003, pero estudiando el número de ensayos que se encuentran de lado de la inseguridad (Error < 1.00), se aprecia que es una norma insegura. La misma situación se produce para el caso del EC4\*, (rigidez según EC4 y  $C_m=1.00$  para  $r = 1.00$ , en lugar de  $C_m = 1.10$ ), cuyos resultados se aproximan a los experimentales, pero existen muchos casos del lado de la inseguridad.

El método propuesto no mejora de forma sustancial el método actual del EC4, debido a que comparte las mismas suposiciones e hipótesis: diagrama seccional, imperfecciones iniciales y método para considerar los efectos de segundo orden. Para predecir de una forma más ajustada los resultados experimentales sería necesario plantear un método de cálculo que modifique no sólo la rigidez a flexocompresión del pilar, sino la resistencia seccional del mismo.

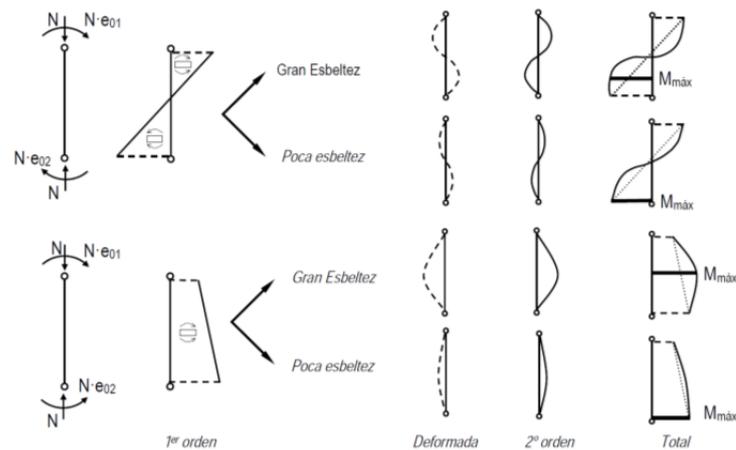
## 9.5. PROPUESTA DE FACTOR DE EQUIVALENCIA A DIAGRAMA DE MOMENTOS CONSTANTE, $C_m$ .

### 9.5.1. Introducción.

En este apartado se estudian los métodos simplificados correspondientes a los soportes esbeltos sometidos a excentricidades de primer orden diferentes en los extremos. En el caso de soportes sometidos a excentricidades iguales en los extremos, la sección de centro-luz está sometida al máximo momento flector total, puesto que en ella la flecha y los momentos de segundo orden son máximos.

Sin embargo, la determinación de la sección transversal crítica en soportes sometidos a excentricidades diferentes en extremos no es tan evidente. En este caso, no coincide la sección transversal de máximo esfuerzo total (incluyendo los esfuerzos flectores de segundo orden) con la sección de máximo momento de primer orden, que se sitúa en los extremos. Si el esfuerzo total máximo a lo largo del soporte supera al esfuerzo de primer orden en los extremos, deberá tenerse en cuenta como sección crítica, aquélla de máximo momento total.

Lógicamente, debe analizarse también, las secciones extremas atendiendo al sentido y a la magnitud de los esfuerzos flectores de primer orden ( **Tabla 9-4**). La definición de las secciones críticas depende de la distribución de los esfuerzos flectores, nivel de axil y esbeltez del soporte.



**Figura 9-4.** Distribución de esfuerzos en soportes sometidos a excentricidades diferentes en extremos

Por tanto, para analizar los soportes sometidos a excentricidades diferentes en los extremos, mediante los métodos simplificados, se deben de realizar dos comprobaciones:

- a) En las secciones extremas del soporte, debido a los esfuerzos de primer orden.
- b) En la sección intermedia del soporte en la que se origine el máximo momento total.

En el capítulo 6 se deduce el  $C_m$  teórico y los valores mínimos que debe adoptar, para cada relación entre excentricidades, para que el momento en un punto intermedio del pilar sea superior al momento en los extremos.  
En la

**Tabla 9-3**, a modo de recordatorio, se recogen estos valores:

$\beta = r = \frac{e_1}{e_2}$	$C_m$	$C_{m,min}$
-1.00	$C_m = \frac{\frac{1}{\sqrt{3}} + \frac{1}{36 \cdot \sqrt{3}} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}{1 + \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}$	0.232
-0.50	$C_m = \frac{\frac{1}{2} + \frac{1}{27} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}{1 + \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}$	0.372
0.00	$C_m = \frac{\frac{1}{\sqrt{3}} + \frac{1}{9 \cdot \sqrt{3}} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}{1 + \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}$	0.548
0.50	$C_m = \frac{\frac{\sqrt{21}}{6} + \frac{7 \cdot \sqrt{21} - 27}{54} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}{1 + \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{N \cdot L^2}{EI}\right)}$	0.761

**Tabla 9-3.** Cálculo del factor de equivalencia a diagrama de momentos constante,  $C_m$ . Análisis teórico.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

**9.5.2. Métodos actuales recogidos en la bibliografía**

En la bibliografía existen diferentes propuestas haciendo depender  $C_m$  de la relación entre excentricidades, esbeltez del elemento y ratio entre el axil aplicado y el crítico de Euler.

La tendencia más común, es la de simplificar el cálculo del  $C_m$  haciéndolo depender únicamente de la relación entre excentricidades en los extremos. A continuación,

**Tabla 9-4**, se adjuntan las propuestas más importantes en este sentido, y en la **Tabla 9-5**, otras propuestas que incluyen diferentes factores en la expresión de  $C_m$ .

Autor	Propuesta $C_m$
Campus y Massonet (1956) [23]	$C_m = \sqrt{0.3 \cdot (1+r^2) + 0.4 \cdot r}$
Austin1961 [7], ACI-318:08 [1] CM-90 [35], CM-2010 [61] EC2 : 2004 [56]	$C_m = 0.60 + 0.40 \cdot r \geq 0.40$
Robinson et al. (1975) [150]	$C_m = 1.45 - 0.05 \cdot (4 - r)^2$
Tikka y Mirza (2004) [170]	$C_m = 0.60 + 0.40 \cdot r \geq 0.30$
Tikka y Mirza (2004) [170]	$C_m = 0.55 + 0.45 \cdot r$
Tikka y Mirza (2004) [170]	$C_m = 0.15 + 0.85 \cdot \left(\frac{1+r}{2}\right)^{1.1}$
Tikka y Mirza (2005) [171]	$C_m = 0.20 + 0.80 \cdot (0.50 + 0.50 \cdot r)^{1.1} \geq 0.30$
EC4 : 2004 [59]	$C_m = 0.66 + 0.44 \cdot r \geq 0.44$
L.Pallarés et al. (2009) [144]	$C_m = \eta \cdot \alpha + \xi \geq C_{\min}$ $\eta = 0.40 \cdot (r - 1)$ $\xi = 0.15 \cdot r + 0.85$ $C_{\min} = 0.50 \cdot (r + 1) \geq 0.40$
DBJ 13/51 :2003 [45]	$C_m = 0.65 + 0.35 \cdot r$

**Tabla 9-4.** Propuestas de  $C_m$  de diferentes autores, siendo  $C_m$  dependiente, únicamente, de la relación entre excentricidades.

Autor	Propuesta $C_m$
Trahair (1985) [144]	$C_m = \frac{1+r}{2} + \left[ 0.40 - 0.23 \cdot \left( \frac{N}{N_{cr}} \right) \right] \cdot \left( \frac{1-r}{2} \right)^3$
Duan et al. (1989) [144]	$C_m = 1 + 0.25 \cdot \left( \frac{N}{N_{cr}} \right) - 0.60 \cdot \left( \frac{N}{N_{cr}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot (1-r)$
Sarker y Rangan (2003) [144]	$C_m = a + (1-a) \cdot r$ $a = 0.975 - 0.00375 \cdot \lambda_m$ $r \geq -0.50$
L.Pallarés et al. (2009) [144]	$C_m = \xi^* - \frac{\lambda_s^2 \cdot v}{\eta^*} \geq C_{min}$ $\eta^* = \frac{2500}{1-r}$ $\xi^* = 0.25 \cdot r + 0.75$ $C_{min} = 0.45 \cdot r + 0.55 \geq 0.40$
AIJ : 2001 [2]	$C_m = 1 - 0.50 \cdot (1-r) \cdot \sqrt{\frac{N}{N_{cr}}} \geq 0.25$

**Tabla 9-5.** Propuestas de  $C_m$  de diferentes autores, siendo  $C_m$  dependiente de la relación entre excentricidades, axil aplicado – axil crítico de Euler y esbeltez del elemento.

Las normas más importantes para el cálculo de estructuras, tanto de hormigón como de acero (EC2[56], EC3[57], AISC[6], ACI[1]), adoptan la expresión de Austin de 1961 [7] para el cálculo del  $C_m$ .

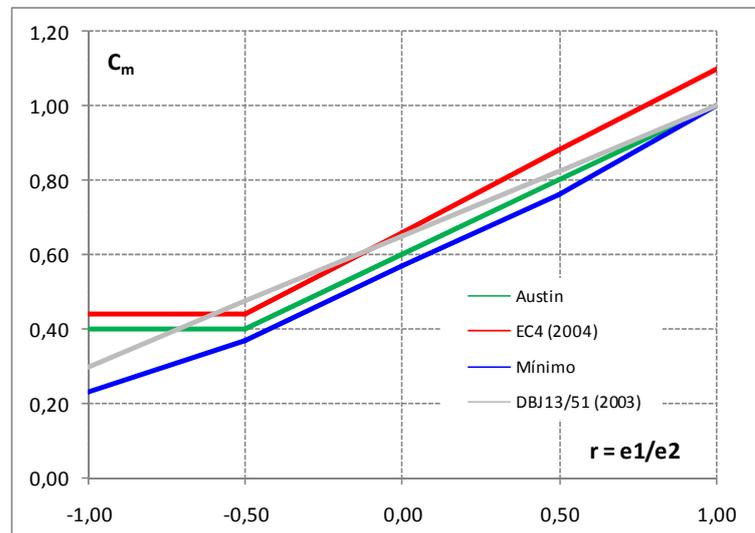
$$C_{m\_Austin} = 0.6 + 0.4 \cdot r \geq 0.4 \tag{9.8}$$

Esta expresión resulta próxima a los valores obtenidos de forma teórica y se encuentran del lado de la seguridad ( **Figura 9-5**).

El EC4 emplea la misma expresión, mayorada un 10%.

$$C_{m\_EC4} = 0.66 + 0.44 \cdot r \geq 0.44 \tag{9.9}$$

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable



**Figura 9-5.** Comparativa del  $C_m$  obtenido de forma teórica y propuestas de diferentes autores.

### 9.5.3. Validación de los $C_m$ actuales.

En este apartado se pretende comprobar la precisión del modelo del EC4 y de las propuestas de EI efectuadas con anterioridad empleando el  $C_m$  de Austin, igualando así, la normativa de estructuras mixtas a los modelos planteados por el EC2 y EC3.

En caso de que la combinación de EI propuesto y  $C_m$  de Austin[7], no se ajusten a los resultados experimentales obtenidos, se propondrá un nuevo  $C_m$ .

Para la propuesta del nuevo  $C_m$ , se parte del modelo de cálculo del EC4, de los EI propuestos con anterioridad y de los resultados experimentales realizados en esta investigación.

**9.5.4. Propuesta de un  $C_m$ .**

A partir de los ensayos efectuados, se propone un  $C_m$  obtenido de forma experimental. Para ello, se asume el diagrama seccional del EC4, las imperfecciones iniciales y los modelos de rigidez obtenidos con anterioridad.

$$EI_1 = 0.85 \cdot E_a I_a + \left( 0.366 \cdot \frac{e}{h} + 0.01 \cdot \frac{L}{h} \right) \cdot E_{cm} I_c \quad (9.10.a)$$

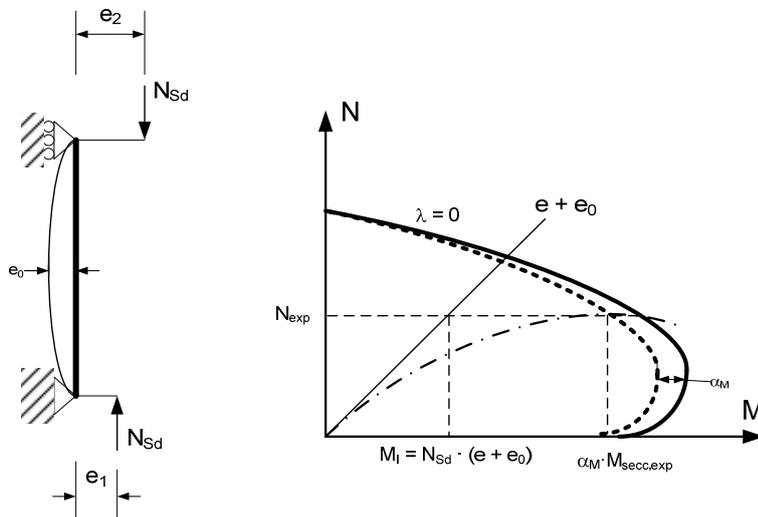
$$EI_2 = 0.85 \cdot E_a I_a + 0.20 \cdot E_{cm} I_c \quad (9.10.b)$$

De los resultados experimentales se puede obtener el  $C_{m,exp}$

$$M_{T,exp} \leq \alpha_M \cdot M_{sec,exp} \quad (9.11.a)$$

$$M_{T,exp} = N_{exp} \cdot e \cdot \frac{C_{m,exp}}{1 - \frac{N_{exp}}{N_{cr}}} + N_{exp} \cdot e_0 \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{exp}}{N_{cr}}} \quad (9.11.b)$$

$$C_{m,exp} = \frac{\alpha_M \cdot M_{sec,exp}}{N_{exp} \cdot e} \cdot \left( 1 - \frac{N_{exp}}{N_{cr}} \right) - \frac{e}{e_0} \quad (9.11.c)$$



**Figura 9-6.** Obtención de un  $C_m$  a partir de los resultados experimentales.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

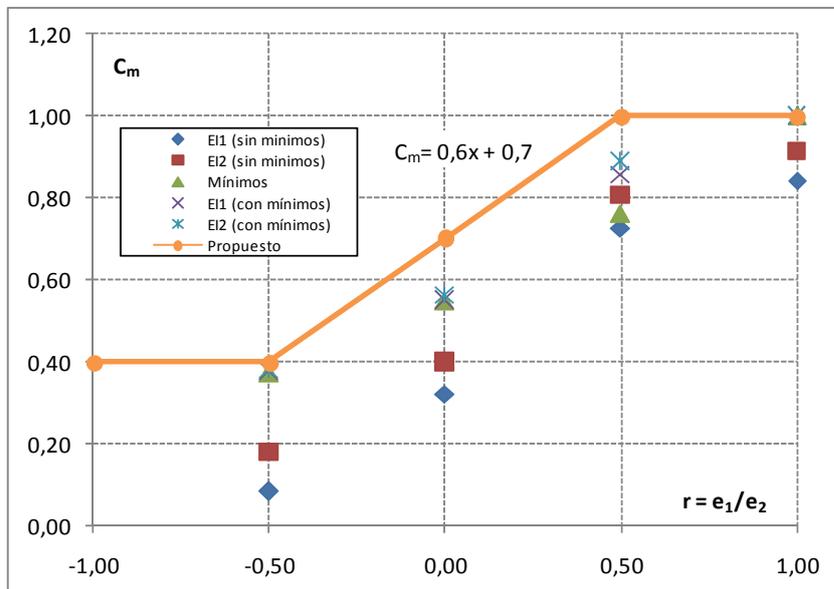
Donde

- $N_{exp}$  axil último obtenido de forma experimental
- $\alpha_M \cdot M_{secc,exp}$  momento de agotamiento seccional para el axil experimental.
- $e$  máxima excentricidad aplicada en los extremos,  $e = \max(e_1, e_2)$
- $e_0$  imperfecciones iniciales,  $e_0 = \frac{L}{300}$
- $N_{cr}$  axil crítico de Euler,  $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2}$

**9.5.4.1.  $C_m$  ajustado a partir de los resultados experimentales.**

A partir de los datos obtenidos de forma experimental, se han obtenido los valores de  $C_m$  para cada una de las relaciones entre excentricidades en los extremos. En la figura siguiente se representan los valores obtenidos de forma experimental, así como los valores mínimos que deben adoptar los  $C_m$  para cada  $r$ . A partir de estos datos, se ha ajustado mediante una regresión lineal, el  $C_m$  propuesto.

$$0.40 \leq C_{m,propuesto} = 0,70 + 0,60 \cdot r \leq 1,00 \quad (9.11.d)$$



**Figura 9-7.** Propuesta de  $C_m$  a partir de los resultados experimentales.

### 9.5.5. Comparativa de las diferentes propuestas.

A continuación se analiza el EC4 frente a las propuestas efectuadas, consistentes en emplear los EI calculados en el apartado anterior:

$$EI_1 = 0.85 \cdot E_a I_a + \left( 0.366 \cdot \frac{e}{h} + 0.01 \cdot \frac{L}{h} \right) \cdot E_{cm} I_c \quad (9.12.a)$$

$$EI_2 = 0.85 \cdot E_a I_a + 0.20 \cdot E_{cm} I_c \quad (9.12.b)$$

Y como  $C_m$ , emplear el propuesto por Austin[7] que es el adoptado por la mayor parte de las normas internacionales de cálculo de estructuras de hormigón y metálicas, con el fin de unificar normas, así como el  $C_m$  propuesto:

$$C_{m\_Austin} = 0.6 + 0.4 \cdot r \geq 0.4 \quad (9.13.a)$$

$$0.40 \leq C_{m,propuesto} = 0,70 + 0,60 \cdot r \leq 1.00 \quad (9.13.b)$$

En general, sin distinguir entre excentricidades aplicadas, el EC4 se muestra seguro y preciso al igual que las propuestas realizadas (**Tabla 9-6**).

	-0,50	0,00	0,50	1,00
<b>EC4</b>	1,14	1,06	0,98	1,04
<b>EI1_CmAustin</b>	1,16	1,07	0,97	1,01
<b>EI2_CmAustin</b>	1,19	1,11	1,00	1,04
<b>EI1_Cm</b>	1,16	1,11	1,07	1,01
<b>EI2_Cm</b>	1,19	1,15	1,10	1,04

**Tabla 9-6.** Comparativa de la media del error empleando el modelo del EC4 y las propuestas de EI con el  $C_m$  de Austin[7] y el  $C_m$  propuesto.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

Al ampliar el estudio, distinguiendo entre excentricidades aplicadas, se detecta la inseguridad del EC4 para la combinación de excentricidades, 50.25. Para esa situación, el  $C_m$  propuesto por Austin es inseguro, siendo más preciso el propuesto en este trabajo, independientemente del EI empleado (**Tabla 9-7**).

	<b>e = 20 mm</b>			
	<b>-0,50</b>	<b>0,00</b>	<b>0,50</b>	<b>1,00</b>
<b>EC4</b>	1,15	1,08	1,07	1,05
<b>EI1_ <math>C_m</math> Austin</b>	1,17	1,10	1,07	1,05
<b>EI2_ <math>C_m</math> Austin</b>	1,21	1,13	1,11	1,08
<b>EI1_ <math>C_m</math></b>	1,17	1,13	1,15	1,05
<b>EI2_ <math>C_m</math></b>	1,21	1,16	1,18	1,08

	<b>e = 50 mm</b>			
	<b>-0,50</b>	<b>0,00</b>	<b>0,50</b>	<b>1,00</b>
<b>EC4</b>	1,16	0,99	0,90	1,03
<b>EI1_ <math>C_m</math> Austin</b>	1,17	0,97	0,86	0,98
<b>EI2_ <math>C_m</math> Austin</b>	1,23	1,04	0,90	1,01
<b>EI1_ <math>C_m</math></b>	1,17	1,03	0,99	0,98
<b>EI2_ <math>C_m</math></b>	1,23	1,11	1,02	1,01

**Tabla 9-7.** Comparativa de la media del error empleando el modelo del EC4 y las propuestas de EI con el  $C_m$  de Austin[7] y el  $C_m$  propuesto, clasificando los ensayos según la excentricidad aplicada.

## 9.6. CONCLUSIONES

En este capítulo se ha propuesto un método simplificado de cálculo para pilares mixtos que pretende mejorar el método del EC4 y ampliar el rango de validez del mismo, especialmente en lo que se refiere a hormigón de alta resistencia ( $f_{ck} \geq 50$  MPa).

Se proponen dos expresiones de EI, rigidez a flexocompresión de los pilares mixtos, a partir de los ensayos experimentales con excentricidades iguales en los extremos. Uno de ellos incluye la esbeltez del elemento y el ratio en la excentricidad aplicada y el canto de la sección. El otro únicamente es función de la rigidez de los materiales que componen la sección mixta.

A su vez se propone un factor  $C_m$  que resuelve la inseguridad existente para pilares sometidos a excentricidades elevadas (50 mm) y ratio,  $r$ , igual a 0.50, donde el EC4 y el  $C_m$  de Austin[7], resultan inadecuados.

## Capítulo 10

---

# CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En este capítulo se exponen las conclusiones del presente trabajo de investigación así como las futuras líneas de investigación que sería interesante desarrollar.

# 10.

## CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS

### 10.1. INTRODUCCIÓN.

Este trabajo de investigación se centra en el estudio de pilares mixtos de tipo perfil tubular de acero, CFT (Concrete Filled Tube), rectangular o cuadrado, rellenos de hormigón de alta resistencia.

A partir del análisis del estado actual del conocimiento se ha planteado una campaña experimental que cubre los aspectos no estudiados hasta el momento, y que constituyen los casos más habituales en la práctica real: soportes esbeltos o semiesbeltos sometidos a carga axial excéntrica con diagrama de momentos no constante. Los resultados experimentales se comparan con las previsiones de las normativas de referencia más importantes para el cálculo de pilares mixtos: EC4, AISC 2010, BS5400:2005, AS5100-6, DBJ13-51, etc, comprobando su validez para el tipo de pilar estudiado.

Finalmente, se ha planteado un modelo de cálculo simplificado basado en el método de amplificación de momentos y se ha ajustado el factor de rigidez a flexión de los pilares, así como un factor de conversión a diagrama de momentos constantes.

### 10.2. CONCLUSIONES

A continuación se recogen las conclusiones más importantes extraídas en esta tesis doctoral. La organización de las conclusiones sigue el esquema empleado en el trabajo de investigación: estado actual del conocimiento sobre CFTs, análisis de los resultados obtenidos en la campaña experimental y conclusiones sobre la validez de la normativa vigente para el cálculo de pilares mixtos.

Del estudio de la bibliografía sobre pilares CFT rectangulares/cuadrados, se extraen las conclusiones siguientes:

- a) Se han realizado multitud de campañas experimentales sobre CFTs, rectangulares y cuadrados (1424 ensayos), pero siguen existiendo aspectos no estudiados.
- b) Prácticamente no existen ensayos sobre pilares sometidos a flexo-compresión recta con diferentes excentricidades en los extremos. Únicamente se han realizado 4 ensayos, Wang 1999 [195].
- c) Existen ensayos sobre pilares sometidos a carga centrada y a carga excéntrica igual en los extremos, pero no se ha cubierto todo el rango de las variables que intervienen: materiales y geometría de la sección y del elemento.
- d) Destaca la ausencia de pilares sometidos a carga excéntrica rellenos de hormigón de alta resistencia ( $f_c > 50$  MPa) y acero cuyo límite elástico se encuentre entre 275 MPa y 460 MPa.
- e) El número de ensayos sobre pilares esbeltos ( $L/d$  superior a 20 ó  $\bar{\lambda} > 1.00$ ), es bajo y se reduce más a medida que aumenta la esbeltez. La ausencia de datos experimentales impide conocer el comportamiento y la importancia de los efectos de segundo orden en este tipo de pilares, que tienden a ser esbeltos por su gran capacidad resistente.
- f) De la misma forma, destacar que el ratio de excentricidad aplicada,  $e/h$ , estudiado en la mayoría de campañas experimentales es inferior a 0.50.
- g) El análisis de parámetros como la influencia de la esbeltez seccional, así como la contribución del hormigón, se ha estudiado en profundidad, pero siempre para elementos compactos, no esbeltos. No se ha investigado la influencia de estos parámetros con hormigón de alta resistencia, material más frágil y que a priori, requerirá de mayor cuantía de acero para su correcto confinamiento.
- h) El conocimiento sobre pilares sometidos a carga esviada es reducido, así como las campañas experimentales efectuadas para ampliarlo.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

A partir de la bibliografía se fija una campaña experimental compuesta por 78 pilares que pretende estudiar el comportamiento de soportes esbeltos rellenos de hormigón de alta resistencia sometidos a carga excéntrica con diagrama de momentos no constante. Del análisis de los resultados experimentales puede concluirse:

- a) La carga máxima del ensayo disminuye al aumentar la esbeltez del elemento y la excentricidad aplicada. Así mismo, la carga de fallo aumenta al reducirse la relación entre excentricidades,  $r$ . Estos resultados son obvios dado que son consecuencia de los menores efectos de segundo orden que se producen en el elemento.
- b) El uso de hormigón de 90 MPa en lugar de 30 MPa permite alcanzar una carga máxima 1,5 veces mayor, para el resto de condiciones invariables. Este aumento es más acusado contra menor es la excentricidad aplicada.
- c) El modo de fallo de los pilares ensayados es por pandeo global, no por agotamiento de la sección crítica.
- d) La sección crítica se encuentra en una zona intermedia del pilar, no en los extremos.
- e) El cociente entre las deformaciones longitudinales y transversales en el lado comprimido de la sección, módulo de Poisson, se mantiene aproximadamente constante hasta la carga última y sólo aparece un efecto tridimensional en la rama de descenso (confinamiento del núcleo de hormigón por parte del tubo de acero).
- f) El confinamiento del núcleo de hormigón en la rama de descenso tiene consecuencias en la ductilidad del sistema, siendo mayor para el hormigón de 30 MPa (rama de descenso más tendida).

Del estudio de la contribución del hormigón, CCR, empleando datos de la bibliografía, se extrae:

- a) Para pilares sometidos a carga centrada, la contribución del hormigón es significativa cuando se reduce la esbeltez del elemento (menos efectos de segundo orden y menos sección comprimida), y cuando se emplean materiales de alta resistencia. Destacar el aprovechamiento que se consigue de los perfiles tubulares de acero de alta resistencia y pequeño espesor: en estos casos el acero confina al núcleo de hormigón, incrementando su capacidad resistente y éste a su vez, evita la abolladura del perfil y permite alcanzar el límite elástico o plástico del acero.
- b) Para pilares flexocomprimidos, la contribución del hormigón aumenta cuando la sección crítica se encuentra más comprimida y menos flectada: menores efectos de segundo orden (menor esbeltez del elemento, menor ratio entre excentricidades) y menor excentricidad aplicada.

Por último, tras recopilar toda la información sobre la normativa vigente de cálculo de estructuras mixtas, se comprueba, con todos los datos experimentales, la validez de éstas, obteniendo las siguientes conclusiones:

#### Pilares sometidos a carga centrada

- a) Las diferentes normativas se muestran seguras para pilares formados por acero cuyo límite elástico no supere los 460 MPa, independientemente del tipo de hormigón de relleno. Para el caso de hormigón de alta resistencia los márgenes de seguridad se reducen, pero las normas siguen resultando del lado de la seguridad.
- b) Al emplear acero de alta resistencia la tendencia cambia, resultando los modelos inseguros, especialmente al reducir la resistencia a compresión del hormigón empleado.
- c) Los modelos resultan más precisos conforme mayor es la esbeltez del elemento, presentando mucha dispersión para los elementos compactos, es decir, elementos que presentan un comportamiento seccional.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- d) Al analizar los resultados en función de la esbeltez seccional de los elementos, se observa que el comportamiento de los perfiles de pared delgada no se predice de forma adecuada con un modelo básico como el planteado por el EC4. Modelos más avanzados, como el planteado en la norma americana, AISC 2010, que condiciona la resistencia seccional a la geometría del perfil, resulta más preciso, dado que tiene en cuenta el confinamiento del núcleo de hormigón por parte del tubo de acero, así como la disminución de la capacidad del perfil tubular por el estado de carga triaxial al que se ve sometido.

Pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades iguales en los extremos.

- a) En general, la diferente normativa aporta una predicción segura para este tipo de pilares, independientemente de los materiales empleados. Los modelos son más precisos para hormigón y acero de resistencia convencional,  $f_c \leq 50$  MPa y  $f_y \leq 460$  MPa, pero para materiales de alta resistencia, las normas subestiman de forma considerable la capacidad resistente de los pilares mixtos.
- b) Estudiando de forma detallada el EC4, frente a los datos experimentales, se observa el buen ajuste que presenta para perfiles que cumplen con la limitación seccional impuesta, y el gran error que comete el modelo, para perfiles de pared delgada.
- c) El EC4 resulta seguro para cualquier tipo de material empleado, pero para el caso de acero de alta resistencia se subestima en exceso la capacidad del pilar.
- d) El EC4 predice correctamente el comportamiento de pilares esbeltos, no así los elementos compactos, dado que el modelo no contempla el confinamiento del hormigón ni la reducción de la capacidad del acero, por estar sometido a un estado tensional triaxial, en pilares rectangulares.
- e) Resulta imprescindible en el EC4, la aplicación de las excentricidades iniciales en el modelo de cálculo, especialmente para los casos en los que la excentricidad aplicada es reducida.

Pilares sometidos a flexocompresión con excentricidades diferentes en los extremos.

Los modelos propuestos por las diferentes normativas se han ajustado para relaciones entre las excentricidades en los extremos iguales a la unidad, y aplican un factor de conversión a diagrama de momentos constante cuando las excentricidades no son iguales. Del análisis se concluye que:

- a) Los modelos son seguros y precisos para  $r = 1.00$ , pero no lo son para el resto de relaciones entre excentricidades.
- b) Para  $r = -0.50$  las normas resultan muy conservadoras, independientemente de la esbeltez del elemento, de la esbeltez seccional y materiales empleados.
- c) Para  $r = 0.00$  los modelos tienden a ser seguros, salvo cuando los pilares son muy esbeltos, que las normas predicen de forma insegura su carga de fallo.
- d) Para  $r = 0.50$  es donde las normas presentan las mayores discrepancias con los resultados experimentales. El error cometido aumenta al hacerlo la esbeltez del elemento y la excentricidad aplicada.

Método de cálculo propuesto

A partir de los resultados experimentales obtenidos y de los recogidos en la bibliografía, se propone un cambio en el método del EC4 para ampliar su rango de validez y mejorarlo. La propuesta consiste en cambiar el factor de rigidez del elemento a flexocompresión, EI:

$$EI_1 = 0.85 \cdot E_a I_a + \left( 0.366 \cdot \frac{e}{h} + 0.01 \cdot \frac{L}{h} \right) \cdot E_{cm} I_c$$

$$EI_2 = 0.85 \cdot E_a I_a + 0.20 \cdot E_{cm} I_c$$

Y el factor de equivalencia a diagrama de momentos constante,  $C_m$ :

$$0.40 \leq C_{m,propuesto} = 0,70 + 0,60 \cdot r \leq 1.00$$

### 10.3. TRABAJOS FUTUROS

A lo largo de este trabajo de investigación se han realizado varios comentarios referentes a futuros estudios que sería interesante desarrollar, dando así continuidad a esta tesis doctoral. A continuación se exponen diferentes líneas de investigación a llevar a cabo en el futuro.

- e) Analizar y valorar el empleo de materiales no convencionales.
  - i. Hormigón: Realizar estudios con hormigones de altas prestaciones: hormigones con fibras (metálicas, macrofibras sintéticas, de basalto, etc); hormigones de ultra alta resistencia ( $f_c > 100$  MPa); hormigones autocompactantes.
  - ii. Acero: Realizar ensayos experimentales con aceros de resistencia superior a 460 MPa (aceros de alta resistencia), y perfiles de pared delgada, clase 4 según EC3 (susceptibles de abollar).
- f) Fabricación del perfil tubular: Estudiar en profundidad el efecto del proceso de fabricación del perfil de acero para medir la influencia de las tensiones residuales y el efecto del conformado en el límite elástico del material base.
- g) No linealidad del hormigón: Estudiar los efectos diferidos del hormigón en el comportamiento de los pilares mixtos.
- h) Interacción acero-hormigón. Procesos existentes entre ambos materiales y búsqueda de técnicas para mejorar las propiedades de los pilares a través de una mayor compenetración entre ellos: uso de conectores.
- i) Estudio sobre el confinamiento activo y pasivo en pilares de cualquier tipo de sección.
- j) Inclusión de armadura. Necesidad de realizar ensayos empleando armadura variando su cuantía y disposición.

- k) Análisis y desarrollo de uniones que permitan introducir este tipo de pilares dentro de un conjunto formado por elementos de hormigón, acero o mixtos y que permitan introducir la carga según el modelo de cálculo empleado (toda la sección cargada; parcialmente cargada; aplicando la carga sobre el hormigón o sobre el acero).
- l) Estudio de la respuesta de CFTs frente a la acción del fuego y propuesta de métodos simplificados de dimensionado y comprobación.
- m) Estudio experimental y análisis de pilares sometidos a flexión esviada: definir un programa de ensayos experimentales que cubra los vacíos existentes y analizar la respuesta de este tipo de pilares frente a cargas esviadas.
- n) Optimización multiobjetivo de pilares CFT incluyendo criterios medioambientales, funcionales y económicos. Realizar la comparativa con otros tipos de pilares (de hormigón, metálicos y mixtos de tipo encased y partial encased) para determinar bajo qué circunstancias son más adecuados unos u otros y cuando son ventajosos los materiales de alta resistencia.
- o) Inteligencia artificial: empleando técnicas como programación genética, redes neuronales o lógica difusa sobre la base de ensayos experimentales (recogida en el **Anejo A**), se pretende encontrar modelos para predecir el comportamiento de este tipo de pilares bajo diferentes hipótesis de carga (centrada, flexo-compresión recta y esviada), geometría y materiales.

## Capítulo 11

---

# REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

En este capítulo se presentan todas las referencias bibliográficas citadas en el documento y que han sido consultadas para la realización del trabajo de investigación.

# 11.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ACI Comitee 318,(2008)."Bulding Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08)" American Concrete Institute, Detroit.
- [2] AIJ, 2001. " Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures". Architectural Institute of Japan.
- [3] Al-Rodan, A.-K., (2004) "Comparison between BS5400 and EC4 for concrete-filled steel tubular columns". *Advances in Structural Engineering*, Vol. 7, N° 2, pp. 159-168.
- [4] AISC. (1999). "Specifications for structural steel buildings. ANSI/AISC 360-99". *American Institute of Steel Construction*.
- [5] AISC. (2005). "Specifications for structural steel buildings. ANSI/AISC 360-05. *American Institute of Steel Construction*.
- [6] AISC. (2010). Specifications for structural steel buildings. ANSI/AISC 360-10. *American Institute of Steel Construction*.
- [7] Austin, W.J., (1961). "Strength and Design of Metal Beam-Columns", *Proceedings ASCE*, Vol.87, ST4, pp 1-34.
- [8] Bazant, Z., Cedolin, L. (2010). "STABILITY OF STRUCTURES: Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories". World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. ISBN: 13 978-981-4317-02-3.
- [9] Beal, A.N., Khalil, N. (1999). "Design of normal- and high-strength concrete columns", *Procedings of the Institution Civil Engineers (Structures and Buildings)*, Vol.134, pp 345-357.

- [10] Bergmann, R. (1994). "Load Introduction in Composite Columns Filled With High Strength Concrete," *Tubular Structures VI, Proceedings of the Sixth International Symposium on Tubular Structures*, Grundy, P., Holgate, A., and Wong, B. (eds.), Melbourne, Australia, 14-16, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 373-380.
- [11] Bonet, J.L., Romero, M.L., Miguel, P.F. (2011). "Effective flexural stiffness of slender reinforced concrete columns under axial forces and biaxial bending". *Engineering Structures*, Vol. 33, Nº 3, pp. 881-893.
- [12] Bonet Senach JL. (2001). "Método simplificado de cálculo de soportes esbeltos de hormigón armado de sección rectangular sometidos a compresión y flexión biaxial". Tesis Doctoral. Dpto. Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia.
- [13] Bridge, R. Q. (1976). "Concrete Filled Steel Tubular Columns," *Report Nº. R 283*, School of Civil Engineering, University of Sydney, Sydney, Australia, 1976.
- [14] British Standards Institution (1979). "BS 5400-1979: Steel, concrete and composite bridges". Code of Practice for Design of Composite Bridges.
- [15] British Standard Institution (1997). "BS 8110-1997: Structural use of concrete: Part 1". Code of practice for design and construction.
- [16] British Standards Institution (2000). "BS 5950-2000: Structural use of steelwork in building: General Statement". Code of Practice for Design and construction.
- [17] British Standards Institution (2005). "BS 5400-2005: Steel, concrete and composite bridges". Code of Practice for Design of Composite Bridges.
- [18] Buen López de Heredia, O. (1980). "Estructuras de acero: comportamiento y diseño", Primera edición, Editorial Limusa, ISBN: 968-18-0462-7.
- [19] Cai, J., Long, Y.-L. (2007). "Axial load behavior of rectangular CFT stub columns with binding bars". *Advances in Structural Engineering*, Vol. 10, Nº 5, pp. 551-565

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- [20] Calavera, J. (2007). "El previsible descenso de la seguridad en pilares con la entrada en vigor del Eurocódigo EC-2, y la necesidad de un control estricto de la calidad del hormigón en pilares". NIT-6.
- [21] Calavera, J. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón: en masa, armado y pretensado", INTEMAC, Madrid 2008. ISBN: 84-88764-24-9 (Tomo I) y ISBN: 84-88764-25-6 (Tomo II)
- [22] Campione, G., Scibilia, N. (2002). "Beam-column behaviour of concrete filled steel tubes", *Steel and Composite Structures*, Vol. 2, Nº 4, pp. 259-276.
- [23] Campus, F., Massonet, C. (1956). "Research on the buckling of I-Columns in A37 Steel Obliquely Loaded (Recherches sur Flambement de Colones en Acier A-37, a Profil en Double Te, Sollicities Obliquement)", *Bulletin Nº17, Comptes Rendus de Recherches, IRSIA*, Brussels.
- [24] CAN/CSA S16-01 (2005) "Limit States Design of Steel Structure", *Canadian Standards Association / National Standard of Canada*.
- [25] Cederwall, K., Engstrom, B., Grauers, M. (1990). "High-Strength Concrete Used in Composite Columns," *Second International Symposium on Utilization of High-Strength Concrete*, Hester, W. T. (ed.), Berkeley, California, pp. 195-214.
- [26] Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (1992). "Regles BAEL 91: Règles techniques de conception et de calcul des ouvreges et construction en béton armé suivant la method des états limites".
- [27] Chen, J., Jin, W.-L. (2010). "Experimental investigation of thin-walled complex section concrete-filled steel stub columns". *Thin-Walled Structures*, Vol. 48, Nº 9, pp. 718-724.
- [28] Chitawadagi, M.V., Narasimhan, M.C., Kulkarni, S.M. (2010). "Axial capacity of rectangular concrete-filled steel tube columns - DOE approach". *Construction and Building Materials*, Vol. 24, Nº 4, pp. 585-595.

- [29] Choi, Y.-H., Foutch, D.A., LaFave, J.M. (2006). "New approach to AISC P-M interaction curve for square concrete filled tube (CFT) beam-columns". *Engineering Structures*, Vol. 28, Nº 11, pp. 1586-1598.
- [30] Choi, Y.-H., Kim, K.S., Choi, S.-M. (2008). "Simplified P-M interaction curve for square steel tube filled with high-strength concrete". *Thin-Walled Structures*, Vol. 46, Nº 5, pp. 506-515.
- [31] Chung, J., Matsui, C. (2005). "SRC Standards in Japan and Comparison of Various Standards for CFT Columns". *Steel Structures*, Vol. 5, Nº 4, pp. 315-323.
- [32] CIDECT, "Monograph nº 1: Concrete filled hollow section steel columns design manual," 1970.
- [33] CIDECT, "Monograph nº 5: Calcules Poteaux en Proliles Creux remplis de Beton," 1979.
- [34] CIDECT, "Guía de Diseño para columnas de perfiles tubulares rellenos de hormigón bajo cargas cíclicas estáticas y dinámicas," 1998.
- [35] Comité euro-international du béton y Fédération internationale de la précontrainte, CEB-FIP model code 1990, T. Telford, 1993.
- [36] Comité Euro-internacional du beton: "Manual of Buckling and Instability", C.E.B. Bulletin Nº 123, 1978.
- [37] Construber 9 Monográfico: Perfil Tubular de acero... conformado en FRÍO o en CALIENTE?... ¿Hay alguna diferencia!? Editorial: ICT , Edición: Abril 2008
- [38] Constructalia, "The steel construction website", Arcelor Mittal. <http://www.constructalia.com/english/products/structures>
- [39] Corres Peiretti, H., León, F.J. (1986). "Limites de esbeltez de soportes esbeltos de hormigón armado", *Hormigón y Acero*, Nº101, pp 35-52
- [40] Corres Peiretti, H., Morán Cabré, F. (1983). "Dimensionamiento de soportes esbeltos de hormigón armado 3ªparte. Fórmulas de dimensionamiento", *Hormigón y Acero*, Nº149, pp 9-14

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- [41] Corres Peiretti, H., Morán Cabré, F. (1983). "Dimensionamiento de soportes esbeltos de hormigón armado. 2ª parte. Abacos de dimensionamiento", *Hormigón y Acero*, Nº148, pp 9-22
- [42] Corres Peiretti, H., Morán Cabré, F. (1983). "Dimensionamiento de soportes esbeltos de hormigón armado. 1ª parte. Método de las curvaturas de referencia", *Hormigón y Acero*, Nº147, pp 49-68
- [43] Corus Tubes (2002). "Design Guide for Concrete Filled Columns" The Steel Construction Institute.
- [44] Cranston, W.B. (1972). "Analysis and design of reinforced concrete columns", *Research report published by cement and concrete association*, London.
- [45] DBJ13-51-2003, "Technical specification for concrete-filled steel tubular structures". (Fuzhou: The construction department of Fujian).
- [46] De Nardin, S., El Debs, A.L.H.C.,(2007). "Axial load behaviour of concrete-filled steel tubular columns". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, Vol. 160, Nº 1, pp. 13-22.
- [47] Deutscher Normenausschuss: " DIN-1045 Construcción de hormigón y hormigón armado", 1978
- [48] DL/T 5055-1999, "Chinese design code for steel-concrete composite structures" (1999). *DL/T Chinese Electricity Press*, Beijing (China)
- [49] Drysdale, R.G., Huggins, M.W. (1971): "Sustained biaxial load on slender concrete columns", *Journal of the Structural Division, Proceedings A.S.C.E.*, Vol.97, Nº5, pp 1423-1443
- [50] EHE (2008): "Instrucción de Hormigón Estructural. EHE 2008", Comisión Permanente del Hormigón, Ministerio de Fomento.
- [51] EHE (1999): "Instrucción de Hormigón Estructural. EHE", Comisión Permanente del Hormigón, Ministerio de Fomento.

- [52] EH (1973): "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, EH-73", Comisión Permanente del Hormigón, Ministerio de Obras Públicas.
- [53] EH (1968): " Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, EH-68", Comisión Permanente del Hormigón, Ministerio de Obras Públicas.
- [54] European convention for constructional steelwork. ECCS – Joint Committee on Composite Structures. Model code for composite structures, 1981.
- [55] European Committee of Standardization, EN 1992-1-1:1991, Eurocode 2 Design of concrete structures. Part 1-1. General rules. 1991.
- [56] European Committee of Standardization, EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2 Design of concrete structures. Part 1-1. General rules. 2004.
- [57] European Committee of Standardization, EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3 Design of steel structures. Part 1-1. General rules. 2005.
- [58] European Committee of Standardization, EN 1994-1-1:1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, 1994.
- [59] 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.
- [60] Fib Bulletin 55: "Model Code 2010, First complete draft – Volume 1", International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, ISBN 978-2-88394-095-6.
- [61] Fib Bulletin 56: "Model Code 2010, First complete draft – Volume 2", International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, ISBN 978-2-88394-096-3
- [62] Foster, S.J., Attard, M.M. (1997). "Experimental Tests on Eccentrically Loaded High-Strength Concrete Columns". *A.C.I. Structural Journal*, Vol. 94, Nº 3, pp 295-303.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- [63] Fujimoto, T., Mukai, A., Nishiyama, I., and Sakino, K. (2004). "Behavior of Eccentrically Loaded Concrete-Filled Steel Tubular Columns". *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 130, Nº. 2, February, pp. 203-212.
- [64] Furlong, R.W. (1968). "Strength of Steel-Encased Concrete Beam Columns". *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol. 93, pp. 113-124.
- [65] Furlong, R.W. (1971). "Column slenderness and charts for design". *ACI, Journal of the American Concrete*, Vol.68, Nº 2, pp 9-18.
- [66] Furlong, R.W. (1979). "Concrete columns under biaxially eccentric thrust". *ACI, Journal of the American Concrete*, Vol.76, Nº10, pp 1116-1130
- [67] Furlong, R.W. (1961). "Ultimate Strength of Square Columns under Biaxially Eccentric Loads". *ACI, Journal of the American Concrete*, Vol.57, Nº 9, pp 1129-1140.
- [68] Galambos, T.V. (1961). Discussion of "Strength and Design of Metal Beam-Columns" by J. Austin, *Proceedings ASCE*, Vol.87, ST8, pp 241-247.
- [69] Galambos, T.V., Surovek, A.E. (2008). "Structural Stability of Steel: Concepts and Applications for Structural Engineers". John Wiley & Sons, Inc. ISBN: 978-0-470-03778-2.
- [70] Garavito, C.P., Calavera Ruiz, J. (2005). "Influencia del tipo de refrentado y de la clase de probeta, cúbica o cilíndrica, en la medida de la resistencia del hormigón". Cuaderno de INTEMAC 57.
- [71] GB50010 (2002). "Code for design of concrete structures". China Architecture & Building Press.
- [72] GB50017 (2003). "Code for design of steel structures". China Architecture & Building Press.

- [73] Ge, H. B. and Usami, T. (1992). "Strength of Concrete-Filled Thin-Walled Steel Box Columns: Experiment," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 118, Nº. 11, pp. 3036-3054.
- [74] GJB4142-2000, (2001) "Technical specifications for early-strength model composite structures". China Architecture & Building Press.
- [75] Goode, C.D. (2000). "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., pp. 1199-1206.
- [76] Goode, C.D. (2006). "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*, pp. 17-23.
- [77] Goode, C.D. "ASCCS Database of Concrete-filled Steel Tube Columns" Available: <http://web.ukonline.co.uk/asccs2/>.
- [78] Goode, C. D., Lam, D. (2008). "Experimental data analysis of concrete-filled steel columns." *Composite Construction VI*.
- [79] Goode, C.D. (2008). "Composite columns - 1819 tests on concrete-filled steel tube columns compared with Eurocode 4". *Structural Engineer*, Vol. 86, Nº 16, pp. 33-38.
- [80] Gourley, B., Tort, C., Denavit, M., Schiller, P., Hajjar, J. (2008). "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.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- [81] Goode, C.D., Kuranovas, A., Kvedaras, A.K. (2007). "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, pp. 546-553.
- [82] Guo, L., Zhang, S., Kim, W.-J., Ranzi, G. (2007). "Behavior of square hollow steel tubes and steel tubes filled with concrete". *Thin-Walled Structures*, Vol. 45, Nº 12, pp. 961-973.
- [83] Han, L.-H. (2000). "Tests on Concrete Filled Steel Tubular Columns with High Slenderness Ratio". *Advances in Structural Engineering*, Vol. 3, Nº. 4, pp. 337-344.
- [84] Han, L.-H., Zhao, X.-L., Tao, Z. (2001). "Test and Mechanics Model for Concrete- Filled SHS Stub Columns, Columns, and Beam-Columns". *Steel and Composite Structures*, Vol. 1, Nº. 1, pp. 51-74.
- [85] Han, L.-H. (2002). "Tests on Stub Columns of Concrete-Filled RHS Sections". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, pp. 353-372.
- [86] Han, L.-H., Yao, G.-H., (2003a). "Influence of Concrete Compaction on the Strength of Concrete-Filled Steel RHS Columns". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 59, pp. 751-767.
- [87] Han, L. -H., Yang, Y. -F. (2003b). "Analysis of thin-walled steel RHS columns filled with concrete under long-term sustained loads". *Thin-Walled Structures*, Vol. 41, Nº 9, pp. 849-870.
- [88] Han, L.H., Yang, Y. F., Tao, Z. (2003c). "Concrete-filled thin walled steel SHS and RHS beam-columns subjected to cyclic loading". *Thin-Walled Structures*, Vol.41, pp. 801 – 833.
- [89] Han, L.-H., Yao, G.-H. (2004a). "Experimental Behaviour of Thin-Walled Hollow Structural Steel (HSS) Columns Filled with Self-Consolidating Concrete (SCC)". *Thin-Walled Structures*, Vol. 42, pp. 1357-1377.

- [90] Han, L.-H., Tao, Z., Liu, W. (2004b). "Effects of Sustained Load on Concrete-Filled Hollow Structural Steel Columns". *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 130, Nº. 9, September, pp. 1392-1404.
- [91] Han, L.-H., Yao, G.-H., Zhao, X.-L. (2005). "Tests and calculations for hollow structural steel (HSS) stub columns filled with self-consolidating concrete (SCC)". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.61, Nº 9, pp. 1241-1269.
- [92] Han L-H, Lu Hui, Yao G-H, Liao F-Y. (2006). "Further study on flexural behaviour of concrete-filled steel tubes". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62 , pp.554-565.
- [93] Hanswille G. (2008). "Eurocodes: Background and Applications" Dissemination of information for training, Brussels.
- [94] Helena, H.J., Knight, S. (2005). "Behaviour of cold-formed steel hollow and concrete-filled members". *Steel And Composite Structures*, Vol.5, Nº1, pp. 35 -47.
- [95] Huang, C. S., Yeh, Y.-K., Liu, G.-Y., Hu, H.-T., Tsai, K. C., Weng, Y. T., Wang, S. H., Wu, M.-H. (2002). "Axial Load Behavior of Stiffened Concrete-Filled Steel Columns," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 128, Nº. 9, pp. 1222-1230.
- [96] Hunaiti, Y., Ghannam, S., Jawad, Y. A. (2004). "Failure of Lightweight Aggregate Concrete-Filled Steel Tubular Columns". *Steel and Composite Structures*, Vol. 4, Nº. 1, pp. 1-8.
- [97] ITEA Tomo 8 "Estabilidad aplicada". Instituto técnico de la estructura en acero.
- [98] Janss, J. (1974). Charges Ultimes des Profils Creux Remplis de Beton Charges Axialement. Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de L'industrie des Fabrications Metalliques (CRIF), Brussels.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- [99] Johansson, M. (2002). "Composite action and confinement effects in tubular steelconcrete columns," Thesis for the degree of doctor of philosophy, Department of Structural Engineering, Concrete Structures, Chalmers University of technology, Göteborg, Sweden.
- [100] Johnson, R.P., "Composite Structures of Steel and Concrete: Beams, slabs, columns, and frames for buildings". Blackwell Publishing Ltd, Third Edition, 2004. ISBN 1-4051-0035-4.
- [101] Johnson R. P., Anderson, D. (2004). "Designers' guide to en 1994-1-1 Eurocode 4: design of composite Steel and concrete structures. Part 1.1: general rules and rules for buildings". Thomas Telford Books. ISBN: 0 7277 3151 3
- [102] Kato, B. (1996) "Column Curves of Steel-Concrete Composite Members". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 39, Nº. 2, pp. 121-136
- [103] Khandaker, M., Hossain, A. (2003). "Axial load behaviour of thin walled composite columns". *Composites Part B: Engineering*, Vol. 34, Nº 8, pp. 715-725.
- [104] Kim, J.K., Yang, J.K.: "Buckling Behaviour of Slender High-Strength Concrete Columns". *Engineering Structures*, Vol.17, Nº 1, 1995, pp 39-51
- [105] Knowles,R., Park, R. (1969). "Strength of Concrete Filled Steel Tubular Column," *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol. 95, pp. 2565-2587.
- [106] Kuranovas, A., Goode D., A.K. Kvedaras, S. Zhong, (2009). "Load-bearing capacity of concrete-filled steel columns," *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol. 15, pp. 21-33.
- [107] Kwon S.H., Kim J.K. (2005). "Long-Term behaviour under axial service loads of circular columns made from concrete filled steel tubes". *Magazine of Concrete Research*, Vol. 57, pp. 87-99.

- [108] Lee, S.-J. (2007). "Capacity and the moment-curvature relationship of high-strength concrete filled steel tube columns under eccentric loads". *Steel and Composite Structures*, Vol. 7, Nº 2, pp. 135-160.
- [109] Leon, R. T., Aho, M. F., Kim, D. K. (2005). "A database for encased and concrete-filled columns". Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.
- [110] Leon, R. T., Kim, D. K., and Hajjar, J. F. (2007). "Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns: Formulation of Design Provisions for the 2005 AISC Specification," *Engineering Journal, AISC*, Vol. 44, Nº 4, pp. 341-358.
- [111] Leon, R. T. and Hajjar, J. F. (2007). "Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns: Application of Design Provisions for the 2005 AISC Specification," *Engineering Journal, AISC*, Vol. 45, Nº 1.
- [112] Liu, D., Wie-Min Gho, Jie Yuan, (2003). "Ultimate capacity of high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 59, Nº 12, pp. 1499-1515.
- [113] Liu, D. (2004). "Behaviour of High Strength Rectangular Concrete-Filled Steel Hollow Section Columns under Eccentric Loading". *Thin-Walled Structures*, Vol. 42, pp. 1631-1644.
- [114] Liu D., W.-M. Gho, (2005). "Axial load behaviour of high-strength rectangular concrete-filled steel tubular stub columns". *Thin-Walled Structures*, Vol. 43, pp. 1131-1142.
- [115] Liu, D., (2005). "Tests on high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, Nº 7, pp. 902-911.
- [116] Liu, D. (2006). "Behaviour of eccentrically loaded high-strength rectangular concrete-filled steel tubular columns". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, Nº 8, pp. 839-846.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- [117] Liu, J., Zhou, X. (2010). "Behavior and strength of tubed RC stub columns under axial compression". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, Nº 1, pp. 28-36.
- [118] Lloyd, N.A.; Rangan, V.B. (1996). "Studies on High-Strength Concrete Columns under Eccentric Compression". *ACI Structural Journal*, Vol.93, Nº 6, pp 631-638.
- [119] López Agüí, J.C. (1997). "Estabilidad de pilares esbeltos de hormigón. Estado Límite Último de Inestabilidad", IECA. LOEMCO, Madrid.
- [120] Lu, F.W., Li, S.P., Sun, G. (2007). "A study on the behavior of eccentrically compressed square concrete-filled steel tube columns". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, Nº 7, pp. 941-948.
- [121] Lue, D.M., Liu, J.-L., Yen, T. (2007). "Experimental study on rectangular CFT columns with high-strength concrete". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, Nº 1, pp. 37-44.
- [122] MacGregor, J.G., Breen, J.E., Pfrang, E.O. (1970). "Design of slender concrete columns". *ACI, Journal of the American Concrete*, Vol.67, Nº1, pp 6-28.
- [123] MacGregor, J.G (1993). "Design of slender concrete columns-revisited", *ACI, Structural Journal*, Vol.90, Nº3, pp. 302-309.
- [124] Matsui, C., Tsuda, K., and Ishibashi, Y. (1995). "Slender Concrete-Filled Steel Tubular Columns under Combined Compression and Bending," *Structural Steel, PSSC '95, Proceedings of the Fourth Pacific Structural Steel Conference*, Shanmugam, N. E. and Choo, Y. S. (eds.), Singapore, October 25-27, Pergamon, Elsevier Science, Vol. 3, pp. 29-36.
- [125] Matsui, C., Mitani, I., Kawano, A., and Tsuda, K. (1997). "AIJ Design Method for Concrete Filled Steel Tubular Structures. Concrete Filled Steel Tubes: A Comparison of International Codes and Practices". Seminar by the Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures, Innsbruck, Austria, 18 September 1997, ASCCS, Japan, pp. 93-116.

- [126] Mavichak, V., Furlong, R.W. (1976). "Strength and stiffness of reinforced concrete columns under biaxial bending", Research Report 7-2F, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Texas.
- [127] Mirza, S.A. (1990). "Flexural stiffness of rectangular reinforced concrete columns". *ACI Structural Journal*, Vol. 87, Nº4, pp. 425-435.
- [128] Mirza, S.A., Tikka, T.K. (1999). "Flexural stiffness of composite columns subjected to bending about minor axis of structural steel section core". *ACI Structural Journal*, Vol. 96, Nº 5, pp. 748-756.
- [129] Mirza, S.A., Tikka, T.K. (1999). "Flexural stiffness of composite columns subjected to major axis bending". *ACI Structural Journal*, Vol. 96, Nº 1, pp. 19-28.
- [130] Morino, S., Kawaguchi, J. (2005). "Research on and Construction of the Concrete-filled Steel Tube Column System in Japan". *Steel Structures*, Vol. 5, Nº 4, pp. 277-298.
- [131] Mouli, M., Khelafi, H. (2007). "Strength of short composite rectangular hollow section columns filled with lightweight aggregate concrete". *Engineering Structures*, Vol. 29, Nº 8, pp. 1791-1797.
- [132] Mursi, M, Uy, B. (2003). "Strength of Concrete Filled Steel Box Columns Incorporating Interaction Buckling". *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 129, Nº. 5, pp. 626-639.
- [133] Mursi, M, Uy, B. (2004). "Strength of Slender Concrete Filled High Strength Steel Box Columns". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60, pp. 1825-1848.
- [134] Nakamura, T., (1994). "Experimental study on compression strength of concrete-filled square tubular steel columns". *Journal of Structural Engineering*, 40B, pp. 411-417.
- [135] Naseem, M.B., Jiansheng,F., Jianguo, N.(2006). "Strength of Concrete Filled Steel Tubular Columns". *TSINGHUA SCIENCE AND TECHNOLOGY*. Vol. 11, Nº 6, pp. 657-666.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- [136] NBR 8800:1986, “Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edificios”, Comitê Brasileiro de Construção Civil.
- [137] NBR 8800:2003, “Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edificios”, Comitê Brasileiro de Construção Civil.
- [138] NBR 8800:2008, “Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edificios”, Comitê Brasileiro de Construção Civil.
- [139] NBR 14762:2001, “Dimensionamento de estruturas de aço - perfis formados a frio” Comitê Brasileiro de Construção Civil.
- [140] Neogi, P.K., Sen, H.K., Chapman, J.C. (1969). “Concrete-Filled Tubular Steel Columns under Eccentric Loading,” *The Structural Engineer*, vol. 47, pp. 187-195.
- [141] Nishiyama, I., Morino, S., Sakino, K., Nakahara, H., Fujimoto, T., Mukai, A., Inai, E., Kai, M., Tokinoya, H., Fukumoto, T., Mori, K., Yoshioka, K., Mori, O., Yonezawa, K., Uchikoshi, M., Hayashi, Y. (2002). “Summary of research on concrete-filled structural tube column system carried out under the US-Japan cooperative research program on composite and hybrid structures”. BRI Research, Building Research Institute, Japan.
- [142] Norsok standard, 2004. “NS3473:2004. Concrete structures. Design rules”
- [143] Oehlers, D. J., Bradford, M. A. “Elementary Behaviour of Composite Steel and Concrete Structural Members”. Butterworth-Heinemann publications, 2002. ISBN 0 7506 3269 0.
- [144] Pallarés, L., Bonet, J.L., Fernandez, M.A., Miguel, P.F. (2009). “Cm factor for non-uniform moment diagram in RC columns”. *Engineering Structures*, Vol. 31, Nº 7, pp. 1589-1599.

- [145] Perea, T. (2010). "Analytical and experimental study on slender concrete-filled steel tube columns and beam-columns." Ph.D. thesis, Georgia Institute of Technology, Georgia, GA.
- [146] Picard, A. and Beaulieu, D. (1997). "Resistance of Concrete-Filled Hollow Structural Sections". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 24, Nº. 5, pp. 785-789.
- [147] Rangan, B.V. (1990). "Strength of reinforced concrete slender columns", *ACI, Structural Journal*, Vol.87, Nº1, pp 32-38.
- [148] Rangan B., Joyce M. (1992). "Strength Of Eccentrically Loaded Slender Steel Tubular Columns Filled With High-Strength Concrete", *ACI Structural journal*, Vol. 89, Nº 6, pp. 676-681.
- [149] Río, O., Morán Cabré, F. (1987). "Límites de esbeltez para soportes de hormigón armado", *Informes de la Construcción*, Vol.38, Nº 388, pp 65-71
- [150] Robinson, J.R., Fouré, B., Sahébdjem, A. (1975). "Flambement des poteaux carrés en béton armé chargés hors d'un plan de symétrie", Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Supplément au Nº327, pp 44.
- [151] Robinson, J.R., Modjabi, S.S. (1968). "La prevision des charges de flambement des poteaux en beton arme par la methode de M.P. Faessel", *Annales de l'Institut Techbique de Batiment et des Travaux Publics (Paris)*, Vol.21, Nº249, pp 1295-1316.
- [152] Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S., Nishiyama, I. (2004). "Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns". *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 130, Nº. 2, pp. 180-188.
- [153] Saw H.S., Liew, J.Y.R. (2000). "Assessment of current methods for the design of composite columns in buildings". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 53, pp. 121-147.
- [154] Schneider, S. P. (1998). "Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 124, Nº. 10, pp. 1125-1138.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- [155] Shakir-Khalil, H., Zeghiche, Z. (1989). "Experimental Behavior of Concrete-Filled Rolled Rectangular Hollow-Section Columns," *The Structural Engineer*, Vol. 67, Nº. 19, pp. 345-353.
- [156] Shakir-Khalil, H., Mouli, M. (1990). "Further Tests on Concrete-Filled Rectangular Hollow-Section Columns," *The Structural Engineer*, Vol. 68, Nº. 20, pp. 405-413.
- [157] Shakir-Khalil, H. (1991). "Tests on Concrete-Filled Hollow Section Columns," Proceedings of the Third International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, Wakabayashi, M. (ed.), Fukuoka, Japan, September 26-29, 1991, Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures, pp. 89-94.
- [158] Shakir-Khalil, H. (1994). "Experimental Study of Concrete-Filled Rectangular Hollow Section Columns". *Structural Engineering Review*, Vol. 6, Nº. 2, pp. 85-96.
- [159] Shakir-Khalil, H., Al-Rawdan, A. (1997). "Experimental Behavior and Numerical Modelling of Concrete-filled Rectangular Hollow Section Tubular Columns," Composite Construction in Steel and Concrete III, Buckner, C. D. and Shahrooz, B. M. (eds.), Proceedings of the Engineering Foundation Conference, Irsee, Germany, June 9-14, 1996, American Society of Civil Engineers, New York, New York, pp. 222-235.
- [160] Shams M., Saadeghvaziri, M.A. (1997). "State of the art of concrete-filled steel tubular columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 94, pp. 558-571.
- [161] Shanmugam, N.E., Lakshmi, B. (2001). "State of the art report on steel-concrete composite columns". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, Nº 10, pp. 1041-1080.
- [162] Spacone E., El-Tawil, S. (2004). "Nonlinear analysis of steel-concrete composite structures: State of the art". *Journal of Structural Engineering - ASCE*, Vol. 130, pp. 159-168.

- [163] Spang, J.M.: "Design Method for Long Reinforced Concrete Columns", MS Thesis; Department of Civil Engineering, University of Delaware, June, 1966
- [164] Standards Australia, (1998). "AS4100: Steel structures". Australian Standard.
- [165] Standards Australia, (2004). "AS5100: Bridge design-steel and composite construction". Australian Standard.
- [166] Standards Australia, (2009). "AS3600: Concrete structures". Australian Standard.
- [167] Tao, Z., Han, L.H., Wang, Z.B. (2005). "Experimental behaviour of stiffened concrete-filled thin-walled hollow steel structural (HSS) stub columns". *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 61, Nº 7, pp. 962-983.
- [168] Tao, Z., Han, L.H., Wang, D.Y. (2008). "Strength and ductility of stiffened thin-walled hollow steel structural stub columns filled with concrete". *Thin-Walled Structures*, Vol. 46, Nº 10, pp. 1113-1128.
- [169] Tao, Z., Uy, B., Han, L.-H., Wang, Z.-B. (2009). "Analysis and design of concrete-filled stiffened thin-walled steel tubular columns under axial compression". *Thin-Walled Structures*, Vol. 47, Nº 12, pp. 1544-1556.
- [170] Tikka, T.K., Mirza, S.A. (2003). "Equivalent uniform moment diagram factor for reinforced concrete columns". Proceedings, Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering, pp. 1224-1233.
- [171] Tikka, T.K., Mirza, S.A. (2005a). "Equivalent uniform moment diagram factor for composite columns in minor axis bending". *ACI Structural Journal*, Vol. 102, Nº 1, pp. 120-130.
- [172] Tikka, T.K., Mirza, S.A. (2005b). "Nonlinear EI equation for slender reinforced concrete columns". *ACI Structural Journal*, Vol. 102, Nº 6, pp. 839-848.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- [173] Tikka, T.K., Mirza, S.A. (2005c). "Equivalent uniform moment diagram factor for composite columns in major axis bending". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, Nº 4, pp. 569-581.
- [174] Tikka, T.K., Mirza, S.A. (2006a). "Nonlinear equation for flexural stiffness of slender composite columns in major axis bending". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, Nº 3, pp. 387-399.
- [175] Tikka, T.K., Mirza, S.A. (2006b). "Nonlinear EI equation for slender composite columns bending about the minor axis". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, Nº 10, pp. 1590-1602.
- [176] Tikka, T.K., Mirza, S.A. (2008). "Effective flexural stiffness of slender structural concrete columns". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 35, Nº 4, pp. 384-399.
- [177] Tikka, T.K., Mirza, S.A. (2009). "Equivalent uniform moment diagram factor for structural concrete columns". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 36, Nº 2, pp. 219-240.
- [178] Tokgoz, S., Dundar, C. (2010). "Experimental study on steel tubular columns in-filled with plain and steel fiber reinforced concrete". *Thin-Walled Structures*, Vol. 48, Nº 6, pp. 414-422.
- [179] Trahair, N.S., Bradford, M.A., Nethercot, D.A., Gardner L. "The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3". Fourth edition published 2008. Taylor & Francis 2, Oxon OX14 4RN.
- [180] UNE-EN 10002-1:2002, (2002). "Materiales metálicos. Ensayos de tracción. Parte 1: Método de ensayo a temperatura ambiente", *Asociación Española de Normalización y Certificación*.
- [181] UNE-EN 10210-1:2007, (2007). "Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado y de grano fino. Parte 1: Condiciones técnicas de suministro", *Asociación Española de Normalización y Certificación*.

- [182] UNE-EN 10210-2:2007, (2007). “Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado y de grano fino. Parte 2: Tolerancias, dimensiones y propiedades de sección. *Asociación Española de Normalización y Certificación*.
- [183] UNE-EN 10219-1:2007, (2007). “Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino. Parte 1: Condiciones técnicas de suministro”, *Asociación Española de Normalización y Certificación*.
- [184] UNE-EN 10219-2:2007, (2007). “Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino. Parte 2: Tolerancias, dimensiones y propiedades de sección”, *Asociación Española de Normalización y Certificación*.
- [185] UNE-EN ISO 377, (1998). “Acero y productos de acero. Localización y preparación de muestras y probetas para ensayos mecánicos”, *Asociación Española de Normalización y Certificación*.
- [186] UNE-EN 12390-3, (2003). "Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas", *Asociación Española de Normalización y Certificación*.
- [187] Uy, B., Patil, S. B. (1996). “Concrete Filled High Strength Steel Box Columns for Tall Buildings: Behaviour and Design”. *Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 5, Nº. 2, pp. 75-94.
- [188] Uy, B. (1998). “Ductility, Strength and Stability of Concrete-Filled Fabricated Steel Box Columns for Tall Buildings”. *Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 7, Nº. 2, pp. 113-133.
- [189] Uy, B. (2000). “Strength of Concrete Filled Steel Box Columns Incorporating Local Buckling,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, pp. 341-352.
- [190] Uy, B. (2001). “Strength of Short Concrete Filled High Strength Steel Box Columns”. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, Nº. 2, pp. 113-134.

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

---

- [191] Van Laruwen, J., Van Riel, A.C. (1966). "Ultimate load design of axially and eccentrically compressed structural members", Heron.
- [192] Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R., Lu, L. (2002). "Experimental Behavior of High Strength Square Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, pp. 309-318.
- [193] Vrcelj, Z. , Uy, B. (2002). "Strength of slender concrete-filled steel box columns incorporating local buckling". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, Nº 2, pp.275-300.
- [194] Wang, Y. C., Moore, D. B. (1997). "A design method for concrete-filled,hollow section, composite columns," *The Structural Engineer*, Vol. 75, Nº. 21, pp. 368-373.
- [195] Wang, Y. C. (1999). "Tests on Slender Composite Columns," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 49, Nº. 1, pp. 25-41.
- [196] Wardenier J.(2002). "Perfiles Tubulares en Aplicaciones Estructurales", 1º Edición. CIDECT - ICT (Instituto de Construcción Tubular).
- [197] Wardenier J.(2010). "Hollow Sections in Structural Applications", 2nd edition. CIDECT.
- [198] Yi, S.-T., Yang, E.-I., Choi, J.-C. (2006). "Effect of specimen sizes, specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete". *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 236, Nº 2, pp. 115-127.
- [199] You-Fu Yang, Lin-Hai Han, (2006). "Experimental behaviour of recycled aggregate concrete filled steel tubular columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, Nº 12, pp. 1310-1324.
- [200] Yu, Q., Tao, Z., Wu, Y.-X. (2008). "Experimental behaviour of high performance concrete-filled steel tubular columns". *Thin-Walled Structures*, Vol. 46, Nº 4, pp. 362-370.

- [201] Zeghiche, J., Chaoui, K. (2005). "An experimental behaviour of concrete-filled steel tubular columns", *Journal of constructional steel research*, Vol. 61, Nº 1, pp. 53-66.
- [202] Zhang W., Shahrooz, B. (1999). "Strength of Short and Long Concrete-Filled Tubular Columns," *ACI Structural Journal*, vol. 96, pp. 230 - 238.
- [203] Zhang W., Shahrooz, B. (1999). "Comparison between ACI and AISC for concrete-filled tubular columns," *Journal of structural engineering(ASCE)*, Vol. 125, Nº 11, pp. 123-1223.
- [204] Zhang S., Guo, L., Ye, Z., y Wang Y. (2005). "Behavior of steel tube and confined high strength concrete for concrete-filled RHS tubes," *Advances in Structural Engineering*, Vol. 8, Nº 2, pp. 101 - 116.
- [205] Zhang, S., Guo, L. (2007). "Behaviour of high strength concrete-filled slender RHS steel tubes". *Advances in Structural Engineering*, Vol. 10, Nº 4, pp. 337-351.
- [206] Zhao, X.L., Han, L.H. y Lu, H. (2010). "Concrete-filled tubular members". 1st Ed. Oxon: Spon Press. ISBN:978-0-415-43500-0
- [207] Ziemian, R.D. (ed.) (2010), "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures", 6th Ed., John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ. ISBN: 978-0-470-08525-7.

## ANEJOS

---

# ANEJO A.

## BASE DE ENSAYOS EXPERIMENTALES RECOGIDOS EN LA BIBLIOGRAFIA

### A.1. CARGA CENTRADA.

1966 Chapman y Neogi [140]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
DF3		114	114	9,63	406	258,00	32,60	2442,86
DF4		115	115	4,39	406	258,00	32,60	897,05

1967 Furlong [64]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1	Frio	101	101	2,16	406	331,13	23,50	534,00
2	Frio	101	101	2,16	914	331,13	23,50	498,00
3	Frio	101	101	3,18	914	331,13	28,84	681,00
4	Frio	101	101	3,18	914	331,13	28,84	690,00
5	Frio	127	127	4,30	914	485,00	44,84	1634,00
6	Frio	114	114	4,39	914	254,00	32,10	915,00

1969 Knowles y Park [105]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1	Frio	76	76	3,33	254	324,23	35,87	355,97
2	Frio	76	76	3,33	508	324,23	46,77	422,72
3	Frio	76	76	3,38	813	324,23	34,08	385,34
4	Frio	76	76	3,38	1118	324,23	45,12	462,76
5	Frio	76	76	3,38	1422	324,23	40,91	505,93
6	Frio	76	76	3,38	1727	324,23	40,91	511,71

1974 Janss [98]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
21	Soldado	330	330	4,48	1319	370,82	31,91	4365,45
22	Soldado	331	331	4,47	1328	370,82	26,20	4414,50
23	Soldado	331	331	4,50	1320	370,82	26,20	4659,75
24	Soldado	331	331	4,49	1319	370,82	31,91	4414,50
25	Soldado	333	333	6,38	1318	445,67	31,91	5866,38
26	Soldado	331	331	6,31	1318	445,67	31,91	5846,76
27	Soldado	331	331	6,33	1318	445,67	26,20	5836,95
28	Soldado	331	331	6,33	1321	445,67	26,20	5640,75
29	Soldado	331	331	10,10	1397	390,44	27,82	8093,25
30	Soldado	329	329	10,20	1398	390,44	27,82	8142,30
31	Soldado	330	330	10,10	1396	390,44	27,82	7995,15
32	Soldado	333	333	10,10	1397	390,44	27,82	8142,30

1976 Bridge [13]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
SHC-2	Frio	200	200	10,01	3050	290,00	30,60	2869,00

1979 Tomii y Sakino [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1A	Caliente	100	100	2,29	300	194,20	32,00	497,40
1B	Caliente	100	100	2,29	300	194,20	32,00	498,00
2A	Caliente	100	100	2,20	300	339,40	21,40	511,00
2B	Caliente	100	100	2,20	300	339,40	21,40	510,00
4A	Caliente	100	100	2,99	300	288,40	20,60	529,00
3B	Caliente	100	100	2,99	300	288,40	20,60	528,00

1984 Zhang [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1		199	199	1,80	796	192,40	27,70	1403,00
2		197	197	1,55	797	192,40	27,70	1413,00
3		199	199	1,50	798	192,40	27,70	1362,00
4		199	199	1,63	798	192,40	25,40	1163,00
5		198	198	1,66	794	192,40	25,60	1310,00
6		199	199	1,68	796	192,40	25,60	1110,00
7		199	199	1,91	792	246,70	27,60	1360,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
8		199	199	1,86	797	246,70	27,60	1417,00
9		199	199	1,62	798	246,70	27,60	1360,00
10		198	198	1,72	797	246,70	25,70	1210,00
11		199	199	1,69	797	246,70	25,70	1160,00
12		199	199	1,66	796	246,70	25,80	1065,00
13		150	150	1,52	595	246,70	37,10	905,00
14		149	149	1,47	596	246,70	37,40	1000,00
15		150	150	1,60	598	246,70	37,40	950,00
16		148	148	1,57	598	246,70	25,80	660,00
17		149	149	1,64	595	246,70	25,90	710,00
18		200	200	2,93	793	256,40	27,60	1764,00
19		201	201	2,92	796	256,40	27,60	1760,00
20		198	198	2,92	797	256,40	27,60	1760,00
21		199	199	2,91	793	256,40	25,80	1546,00
22		200	200	2,93	792	256,40	25,90	1560,00
23		200	200	3,93	794	256,40	25,90	1509,00
24		199	199	3,99	796	279,00	36,20	2100,00
25		200	200	3,96	796	279,00	36,40	2100,00
26		200	200	4,93	796	294,00	36,00	2439,00
27		200	200	4,92	796	294,00	36,00	2465,00
28		149	149	3,91	598	279,00	37,00	1300,00
29		149	149	3,96	598	279,00	37,00	1340,00
30		149	149	3,94	597	279,00	37,00	1350,00
31		198	198	5,66	796	234,70	35,90	2330,00
32		198	198	5,96	797	234,70	36,00	2800,00
33		198	198	5,69	796	234,70	36,50	2190,00
34		150	150	4,93	595	294,90	36,90	1645,00
35		150	150	4,95	594	294,90	36,90	1630,00
36		150	150	4,96	595	294,90	36,90	1650,00
37		199	199	7,83	797	238,30	35,70	2700,00
38		200	200	7,80	796	238,30	35,70	2590,00
39		99	99	4,90	398	294,90	37,10	960,00
40		99	99	4,92	397	294,90	37,40	980,00
41		99	99	4,86	399	294,90	37,90	900,00
42		149	149	7,67	596	238,30	36,60	1845,00
43		149	149	7,67	596	238,30	36,60	1850,00
44		149	149	7,58	598	238,30	36,60	1750,00

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
45		98	98	5,74	399	234,70	37,90	950,00
46		99	99	5,84	398	234,70	37,90	950,00
47		99	99	5,85	395	234,70	38,00	850,00
48		99	99	7,72	396	238,30	38,00	1100,00
49		100	100	7,78	398	238,30	38,00	1050,00
50		99	99	7,82	397	238,30	38,00	1000,00

1985 Tomii y Sakino [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
4A	Caliente	100	100	4,25	300	284,50	19,80	667,00

1986 Luo Li [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1		150	150	2,02	1050	217,48	25,90	800,00
2		148	148	2,02	1050	217,48	25,90	650,00
3		150	150	4,31	1050	245,54	40,70	1405,00
4		149	149	4,31	1050	245,54	40,70	1435,00
5		151	151	6,92	1050	292,31	25,90	1640,00
6		152	152	6,92	1050	292,31	25,90	1735,00
7		151	151	2,02	1550	217,48	34,60	800,00
8		150	150	2,02	1550	217,48	34,60	850,00
9		151	151	4,31	1550	245,54	35,40	1250,00
10		150	150	4,31	1550	245,54	39,00	1350,00
11		150	150	6,92	1550	292,31	25,90	1700,00
12		150	150	6,92	1550	292,31	25,90	1700,00
13		149	149	4,31	2050	245,54	25,40	1080,00
14		147	147	4,31	2050	245,54	35,40	1150,00
15		149	149	2,02	2550	217,48	25,90	680,00
16		148	148	2,02	2550	217,48	25,90	600,00
17		149	149	4,31	2550	245,54	39,00	1200,00
18		148	148	4,31	2550	245,54	39,00	1175,00
19		148	148	6,92	2550	292,31	35,40	1600,00
20		148	148	6,92	2550	292,31	35,40	1740,00
21		150	150	4,31	3050	245,54	36,50	1300,00
22		151	151	4,31	3198	245,54	35,40	1125,00
23		151	151	2,02	3586	217,48	40,60	850,00
24		149	149	2,02	3585	217,48	40,60	860,00
25		150	150	4,31	3596	245,54	39,00	1050,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
26		148	148	4,31	3600	245,54	39,00	1075,00
27		149	149	6,92	3583	292,31	35,40	1350,00
28		151	151	6,92	3590	292,31	34,60	1400,00
29		148	148	4,31	4098	245,54	36,50	955,00
30		150	150	4,31	4096	245,54	36,50	950,00

1986 Tomii y Sakino [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
4B	Caliente	100	100	4,25	300	284,50	19,80	666,00

1989 Shakir-Khalil y Zeghiche [155]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
L1	Frio	80	120	5,00	3210	386,30	36,82	600,00
S1	Frio	80	120	5,00	200	386,30	36,82	950,00

1990 Cederwall, Engstrom y Grauers [25]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
L_12	Soldado	120	120	8,00	3000	379,00	80,00	1610,00
S_1	Soldado	120	120	5,00	500	304,00	47,00	1440,00
S_10	Soldado	120	120	8,00	500	379,00	39,00	1800,00
S_11	Soldado	120	120	8,00	500	390,00	80,00	2300,00
S_12	Soldado	120	120	8,00	500	379,00	80,00	2290,00
S_2	Soldado	120	120	5,00	500	438,00	46,00	1690,00
S_3	Soldado	120	120	5,00	500	327,00	96,00	2040,00
S_4	Soldado	120	120	5,00	500	439,00	96,00	2240,00
S_5	Soldado	120	120	5,00	500	323,00	39,00	1550,00
S_6	Soldado	120	120	8,00	500	300,00	46,00	1670,00
S_7	Soldado	120	120	8,00	500	376,00	47,00	1990,00
S_8	Soldado	120	120	8,00	500	323,00	103,00	2270,00
S_9	Soldado	120	120	8,00	500	379,00	103,00	2680,00

1990 Shakir-Khalil y Mouli [156]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
L6	Frio	100	150	5,00	3210	346,70	38,50	1003,00
S1	Frio	80	120	5,00	200	357,50	35,70	850,00
S2	Frio	80	120	5,00	200	341,00	38,80	900,00
S3	Frio	80	120	5,00	200	341,00	40,50	920,00
S4	Frio	80	120	5,00	200	362,50	39,10	950,00
S5	Frio	80	120	5,00	200	362,50	36,00	955,00
S6_1	Frio	100	150	5,00	100	346,70	38,50	1370,00
S6_2	Frio	100	150	5,00	200	346,70	38,50	1210,00
S7_1	Frio	100	150	5,00	100	346,70	38,30	1340,00
S7_2	Frio	100	150	5,00	200	346,70	38,30	1200,00
S8_1	Frio	100	150	5,00	100	340,00	38,70	1300,00
S8_2	Frio	100	150	5,00	200	340,00	38,70	1190,00
S9_1	Frio	100	150	5,00	100	340,00	39,60	1320,00
S9_2	Frio	100	150	5,00	200	340,00	39,60	1200,00

1992 Ge y Usami [73]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
U12C	Soldado	263	263	4,50	790	266,00	27,03	3070,00
U12HC	Soldado	263	263	4,50	789	266,00	27,26	3999,00
U15C	Soldado	329	329	4,50	988	266,00	36,16	3275,00
U9C	Soldado	196	196	4,50	592	266,00	25,64	1845,00

1992 Lu y Kennedy [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1		152	152	4,43	300	389,00	46,20	1906,00
2		152	152	8,95	300	432,00	45,40	3307,00
3		152	153	6,17	300	377,00	43,60	3317,00
4		152	153	9,04	300	394,00	47,20	4208,00

1994 Bergmann [10]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
RE11	Frio	180	180	6,30	1000	397,00	92,40	4060,00
RE14	Frio	180	180	6,30	4000	413,00	92,40	4008,00
RE21	Frio	260	260	7,10	1000	426,00	92,40	7488,00
RE24	Frio	260	260	7,10	4000	413,00	92,40	7536,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

1994 Nakamura [134]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1	Frio	60	60	1,50	250	431,00	25,50	238,00
2	Frio	60	60	1,50	500	431,00	25,50	227,00
3	Frio	60	60	1,50	750	431,00	25,50	217,00
4	Frio	60	60	1,50	1000	431,00	25,50	192,00
5	Frio	60	60	1,50	1250	431,00	25,50	193,00
6	Frio	60	60	1,50	1500	431,00	24,00	157,00
7	Frio	60	60	1,50	1750	431,00	24,00	146,00

1997 Matsui et al. [125]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1	Frio	150	150	4,27	599	438,51	40,91	1600,09
2	Frio	150	150	4,27	1201	438,51	40,91	1588,08
3	Frio	150	150	4,27	1801	438,51	40,91	1574,73
4	Frio	150	150	4,27	2703	438,51	40,91	1357,59
5	Frio	150	150	4,27	3602	438,51	40,91	1144,45
6	Frio	150	150	4,27	4503	438,51	40,91	909,95

1997 Song y Known [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1		133	133	3,20	391	313,89	30,15	1162,69
2		178	178	3,20	526	313,89	30,15	1628,57
3		223	223	3,00	660	313,89	30,15	2413,49

1997 Uy [187]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
HS1 [C]		126	126	3,00	360	300,00	50,00	1114,00
NS1 [C]		186	186	3,00	540	300,00	32,00	1555,00

1998 Lin [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1		150	150	0,71	480	246,28	22,49	557,99
2		150	150	0,71	480	246,28	22,49	611,83
3		150	150	1,40	480	247,66	22,49	711,94
4		150	150	2,11	480	249,04	22,49	793,37
5		150	150	0,71	800	246,28	33,67	747,10
6		150	150	1,40	800	247,66	35,25	974,03
7		150	200	0,71	800	246,97	22,49	795,15
8		150	200	0,71	800	246,97	22,49	705,27
9		150	200	1,40	800	246,97	22,49	881,48
10		150	200	2,11	800	248,35	22,49	844,54
11		150	200	1,40	800	246,97	33,67	1172,93
12		150	200	2,11	800	248,35	35,25	1268,15

1998 Schneider [154]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
R1	Frio	77	152	3,00	610	430,47	30,45	818,74
R2	Frio	76	153	4,47	612	382,87	26,04	1006,07
R3	Frio	102	152	4,32	610	413,22	26,08	1144,00
R4	Frio	103	153	4,57	611	364,93	23,80	1224,10
R5	Frio	101	151	5,72	606	324,23	23,80	1334,89
R6	Frio	102	152	7,34	610	358,04	23,80	1690,87
S1	Frio	127	127	3,15	611	355,97	30,49	917,07
S2	Frio	127	127	4,34	610	357,35	26,08	1095,06
S3	Frio	127	127	4,55	610	322,16	23,80	1112,86
S4	Frio	125	126	5,67	607	311,82	23,80	1201,85
S5	Frio	127	127	7,47	611	347,00	23,80	2068,64

1998 Yang y Seo [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1		100	100	2,21	300	342,17	18,01	450,30
2		100	100	2,21	300	342,17	45,05	623,84
3		100	100	2,95	300	387,01	18,01	629,18
4		100	100	2,95	300	387,01	45,05	795,15
5		100	100	3,99	300	364,93	18,01	805,83
6		100	100	3,99	300	364,93	45,05	966,46

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

1999 Lu et al. [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1		200	200	5,00	600	227,00	24,00	2061,00
2		200	200	5,00	600	227,00	28,80	2530,00
3		200	200	5,00	600	227,00	36,80	2468,00
4		300	300	5,00	900	227,00	24,00	3621,00
5		300	300	5,00	900	227,00	28,80	4603,00
6		300	300	5,00	900	227,00	36,80	4872,00

2000 Varma [192]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
Sc-32-46		305	305	8,60	1220	259,00	110,00	11390,0
SC-32-80		305	305	8,90	1220	560,00	110,00	14116,0
SC-48080		305	305	6,10	1220	660,00	110,00	12307,0
SC-48-46		305	305	5,80	1220	471,00	110,00	11568,0

2000 Wei y Han [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
Sccz1		120	120	5,86	2600	321,10	20,40	999,60
Sccz2		200	200	5,86	2600	321,10	16,80	2082,50
Sccz3-1		120	120	3,84	2600	330,10	17,90	754,20
Sccz3-2		120	120	3,84	2600	330,10	17,90	833,00
Sccz3-3		120	120	3,84	2600	330,10	29,30	980,00
Sccz4-1		140	140	3,84	2600	330,10	17,70	1048,60
Sccz4-2		140	140	3,84	2600	330,10	17,70	1127,00
Sccz4-3		140	140	3,84	2600	330,10	29,30	1323,00
scdz1-1		120	120	3,84	360	330,10	14,60	882,00
scdz1-2		120	120	3,84	360	330,10	16,70	882,00
scdz1-3		120	120	3,84	360	330,10	16,70	921,20
scdz1-4		120	120	3,84	360	330,10	26,40	1080,00
scdz1-5		120	120	3,84	360	330,10	28,20	1078,00
scdz2-1		140	140	3,84	420	330,10	8,52	940,80
scdz2-2		140	140	3,84	420	330,10	8,97	921,60
scdz2-3		140	140	3,84	420	330,10	29,30	1499,40
scdz2-4		140	140	3,84	420	330,10	29,30	1470,00
scdz3-1		120	120	5,86	360	321,10	16,10	1176,00
scdz3-2		120	120	5,86	360	321,10	16,10	1117,20

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
scdz3-3		120	120	5,86	360	321,10	13,80	1195,60
scdz3-4		120	120	5,86	360	321,10	28,20	1460,20
scdz3-5		120	120	5,86	360	321,10	28,20	1372,00
scdz4-1		140	140	5,86	420	321,10	8,70	1342,60
scdz4-2		140	140	5,86	420	321,10	9,78	1292,60
scdz4-3		140	140	5,86	420	321,10	29,30	2009,00
scdz4-4		140	140	5,86	420	321,10	29,30	1906,10
scdz5-1		200	200	5,86	600	321,10	9,41	2058,00
scdz5-2		200	200	5,86	600	321,10	9,41	1960,00

2000 Yamamoto [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
S10D2A		100	100	2,18	300	300,00	25,70	609,00
S10D4A		100	100	2,18	601	300,00	53,70	851,00
S10D6A		100	100	2,18	902	300,00	61,00	911,00
S20D2A		200	200	4,35	300	323,00	29,60	2230,00
S20D4A		200	200	4,35	601	323,00	57,90	3201,00
S20D6A		200	200	4,35	902	323,00	63,70	3417,00
S30D2A		301	301	6,10	300	395,00	26,50	5102,00
S30D4A		301	301	6,10	601	395,00	52,20	6494,00

2000 Zhang y Zhou [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
2fp3-1		100	100	2,00	400	284,60	32,40	588,00
2fp3-22		100	100	2,00	400	284,60	32,40	745,00
2fp3-6		100	100	2,00	400	284,60	32,40	656,60
2fp4-10		100	100	2,00	400	284,60	32,40	705,60
2fp4-14		100	100	2,00	400	284,60	32,40	666,40
2fp4-16		100	100	2,00	400	284,60	32,40	696,00
2fp4-23		100	100	2,00	400	284,60	32,40	725,00
2fp4-24		100	100	2,00	400	284,60	32,40	745,00
3fp3-25		100	100	3,00	400	288,20	32,40	852,00
3fp3-26		100	100	3,00	400	288,20	32,40	931,00
3fp3-36		100	100	3,00	400	288,20	32,40	892,00
3fp3-5		100	100	3,00	400	288,20	32,40	882,00
3fp3-8		100	100	3,00	400	288,20	32,40	882,00
3fp4-11		100	100	3,00	400	288,20	32,40	891,00
3fp4-17		100	100	3,00	400	288,20	32,40	833,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
3fp4-20		100	100	3,00	400	288,20	32,40	872,00
4fp3-2		100	100	4,00	400	239,80	32,40	882,00
4fp3-33		100	100	4,00	400	239,80	32,40	901,60
4fp3-34		100	100	4,00	400	239,80	32,40	980,00
4fp3-7		100	100	4,00	400	239,80	32,40	1019,00
4fp3-9		100	100	4,00	400	239,80	32,40	980,00
4fp4-15		100	100	4,00	400	239,80	32,40	1000,00
4fp4-19		100	100	4,00	400	239,80	32,40	970,00
4fp4-35		100	100	4,00	400	239,80	32,40	921,20
4fp4-36		100	100	4,00	400	239,80	32,40	960,40
5fp3-27		100	100	5,00	400	403,40	32,40	1068,00
5fp3-28		100	100	5,00	400	403,40	32,40	1294,00
5fp3-29		100	100	5,00	400	403,40	32,40	1313,00
5fp3-35		100	100	5,00	400	403,40	32,40	1274,00
5fp3-4		100	100	5,00	400	403,40	32,40	1195,00
5fp4-13		100	100	5,00	400	403,40	32,40	1294,00
5fp4-18		100	100	5,00	400	403,40	32,40	1244,60
5fp4-21		100	100	5,00	400	403,40	32,40	1323,00
5fp4-30		100	100	5,00	400	403,40	32,40	1313,00
5fp4-31		100	100	5,00	400	403,40	32,40	1274,00
5fp4-32		100	100	5,00	400	403,40	32,40	1244,60

2001 Chung et al. [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
C12-0		125	125	3,20	1500	443,00	94,00	1574,00
C18-0		125	125	3,20	2250	443,00	94,00	1357,00
C24-0		125	125	3,20	3000	443,00	94,00	1144,00
C30-0		125	125	3,20	3750	443,00	94,00	909,00
C4-0		125	125	3,20	500	443,00	94,00	1598,00
C8-0		125	125	3,20	1000	443,00	94,00	1586,00

2001 Han, Zhao y Tao [84]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
scp2-1-1	Soldado	120	120	5,86	2223	321,00	24,00	1000,00
scp2-3-1	Soldado	200	200	5,86	2223	321,00	24,00	2083,00
sczL-1-1	Soldado	120	120	3,84	2192	330,00	24,00	754,00
sczL-1-2	Soldado	120	120	3,84	2192	330,00	24,00	833,00
sczL-1-3	Soldado	120	120	3,84	2192	330,00	42,62	980,00
sczL-2-1	Soldado	140	140	3,84	2183	330,00	24,00	1049,00
sczL-2-2	Soldado	140	140	3,84	2183	330,00	24,00	1127,00
sczL-2-3	Soldado	140	140	3,84	2183	330,00	42,62	1323,00
sczs1-1-1	Soldado	120	120	3,84	360	330,00	16,77	882,00
sczs1-1-2	Soldado	120	120	3,84	360	330,00	24,00	882,00
sczs1-1-3	Soldado	120	120	3,84	360	330,00	24,00	921,00
sczs1-1-4	Soldado	120	120	3,84	360	330,00	42,62	1080,00
sczs1-1-5	Soldado	120	120	3,84	360	330,00	42,62	1078,00
sczs1-2-1	Soldado	140	140	3,84	420	330,00	6,30	941,00
sczs1-2-2	Soldado	140	140	3,84	420	330,00	6,30	922,00
sczs1-2-3	Soldado	140	140	3,84	420	330,00	42,62	1499,00
sczs1-2-4	Soldado	140	140	3,84	420	330,00	42,62	1470,00
sczs2-1-1	Soldado	120	120	5,86	360	321,00	24,00	1176,00
sczs2-1-2	Soldado	120	120	5,86	360	321,00	24,00	1117,00
sczs2-1-3	Soldado	120	120	5,86	360	321,00	16,77	1196,00
sczs2-1-4	Soldado	120	120	5,86	360	321,00	42,62	1460,00
sczs2-1-5	Soldado	120	120	5,86	360	321,00	42,62	1372,00
sczs2-2-1	Soldado	140	140	5,86	420	321,00	6,30	1343,00
sczs2-2-2	Soldado	140	140	5,86	420	321,00	6,30	1292,00
sczs2-2-3	Soldado	140	140	5,86	420	321,00	42,62	2009,00
sczs2-2-4	Soldado	140	140	5,86	420	321,00	42,62	1906,00
sczs2-3-1	Soldado	200	200	5,86	600	321,00	6,30	2058,00
sczs2-3-2	Soldado	200	200	5,86	600	321,00	6,30	1960,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

2001 Kang et al, [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
		200	200	3,20	899	318,02	24,77	1578,29
		200	200	8,99	899	364,25	24,77	3589,09
		200	200	11,99	749	362,87	24,77	4518,62
		200	200	3,20	599	318,02	30,35	2463,77
		200	200	8,99	599	364,25	30,35	4171,10
		200	200	11,99	599	362,87	30,35	4964,92
		250	250	3,20	599	318,02	24,77	2123,82
		300	300	3,20	599	318,02	24,77	2750,77
		300	300	3,20	599	318,02	30,35	4592,04

2001 Uy [190]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
HSCB1	Soldado	110	110	5,00	300	784,20	50,00	1940,00
HSCB2	Soldado	110	110	5,00	300	784,20	50,00	2132,00
HSS1	Soldado	110	110	5,00	300	784,20	28,01	1836,00
HSS12	Soldado	160	160	5,00	300	784,20	30,01	2242,00
HSS14	Soldado	210	210	5,00	300	784,20	40,01	3710,00
HSS15	Soldado	210	210	5,00	300	784,20	40,01	3483,00
HSS18	Soldado	210	210	5,00	300	784,20	40,01	2520,00
HSS2	Soldado	110	110	5,00	300	784,20	28,01	1832,00
HSS5	Soldado	110	110	5,00	300	784,20	30,01	1585,00
HSS8	Soldado	160	160	5,00	300	784,20	30,01	2868,00
HSS9	Soldado	160	160	5,00	300	784,20	30,01	2922,00

2001 Ye Zaili [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
4		136	167	5,13	480	347,30	49,40	2510,00
5		135	171	5,07	510	347,30	49,40	2470,00
7		104,4	158,8	4,85	480	347,30	49,40	1820,00
14		103,3	159,1	4,8	480	347,30	49,40	1875,00
16		121,6	188,4	4,88	480	347,30	49,40	2260,00
17		120,4	190,9	4,83	570	347,30	49,40	2510,00
22		102	130	5,03	390	347,30	49,40	1580,00
23		142	142	5,11	420	347,30	49,40	2160,00
25		102,4	156,7	4,8	480	347,30	49,40	1915,00

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
27		142	142	5,08	420	347,30	49,40	2250,00
29		141	141	5,07	420	347,30	49,40	2280,00
38		102	130	5,14	390	347,30	49,40	1600,00
39		102	130	5,14	390	347,30	49,40	1640,00
43		101	101	4,97	300	347,30	49,40	1310,00
45		104	104	4,90	300	347,30	49,40	1340,00
46		102	102	4,97	300	347,30	49,40	1370,00
53		101,5	162,9	2	480	305,10	49,40	1068,00
54		100,7	162,7	2,97	480	255,10	49,40	1080,00
56		100,3	163,9	1,99	480	305,10	49,40	1080,00
57		102,7	160,8	2,04	480	305,10	49,40	1080,00
60		123	160	2,03	480	305,10	49,40	1400,00
62		119	160	2,01	480	305,10	49,40	1420,00
65		124	162	2,00	480	305,10	49,40	1320,00
69		142	142	2,01	420	305,10	44,90	1328,00
70		142	142	2,01	420	305,10	44,90	1364,00
71		141	141	2,02	420	305,10	44,90	1280,00
80		105,9	161,4	2,96	480	255,10	49,40	1420,00
83		105,7	158,2	2,93	480	255,10	49,40	1440,00
85		120	166	2,94	480	255,10	49,40	1580,00
86		126	161	2,98	480	255,10	49,40	1580,00
88		126	160	2,92	480	255,10	49,40	1560,00
93		143	143	3,02	420	255,10	44,90	1150,00
96		142	142	3,02	420	255,10	44,90	1360,00
97		142	142	3,02	420	255,10	44,90	1400,00
104		98,5	162,3	2	480	305,10	58,60	1545,00
105		104	104	5,01	300	347,30	58,60	1500,00
106		102	102	4,97	300	347,30	58,60	1330,00
113		102	102	5,03	300	347,30	58,60	1440,00
115		121	194,8	4,72	570	347,30	49,40	2700,00
121		103,4	156,9	4,71	480	347,30	58,60	2090,00
123		121,7	189,6	4,81	570	347,30	49,40	2680,00
127		142	142	3,08	420	255,10	58,60	1920,00
129		142	142	3,04	420	255,10	58,60	1960,00
130		143	143	2,03	420	305,10	58,60	1990,00
131		105,1	159,1	2,93	480	255,10	58,60	1610,00
132		99,6	162,8	2,13	480	305,10	58,60	1460,00
133		142	142	2,01	420	305,10	58,60	1855,00
134		142	142	3,05	420	255,10	58,60	2060,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
135		125	160	2,85	480	255,10	58,60	1855,00
136		103	126	5,15	390	347,30	58,60	1840,00
137		126	160	2,88	480	255,10	58,60	2030,00
138		119,7	164,6	2,01	480	305,10	58,60	1800,00
139		102,2	163,8	2,93	480	255,10	58,60	1680,00
140		102,1	160,2	2	570	305,10	58,60	1555,00
141		104,5	162,6	3,04	480	255,10	58,60	1640,00
150		120	130	5,03	390	347,30	58,60	1820,00
151		103	132	4,98	390	347,30	58,60	1725,00
152		125	161	2,81	480	255,10	58,60	2040,00
153		137	168	5,10	480	347,30	58,60	2600,00
154		133	173	5,08	480	347,30	58,60	2700,00
156		141	141	2,00	420	305,10	58,60	1780,00
159		149	149	5,06	420	347,30	58,60	1700,00
160		123	157	2,01	480	305,10	58,60	1800,00
161		142	142	5,09	420	347,30	58,60	2520,00
162		142	142	5,10	420	347,30	58,60	2610,00
163		119	162	2,00	480	305,10	58,60	1740,00
164		106,9	162	4,81	480	347,30	58,60	2320,00
165		102,6	158,9	4,74	480	347,30	58,60	2060,00

2002 Campione y Scibilia [22]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1	Frio	100	100	3,00	400	338,00	8,06	590,00
2	Frio	120	120	3,00	400	338,00	8,06	720,00

2002 Han [85]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
rc10-1	Soldado	120	160	7,60	480	194,00	57,93	1820,00
rc10-2	Soldado	120	160	7,60	480	194,00	57,93	1770,00
rc1-1	Soldado	100	100	2,86	300	228,00	57,93	760,00
rc11-1	Soldado	85	130	2,86	390	228,00	57,93	760,00
rc11-2	Soldado	85	130	2,86	390	228,00	57,93	820,00
rc1-2	Soldado	100	100	2,86	300	228,00	57,93	800,00
rc12-1	Soldado	80	140	2,86	420	228,00	57,93	880,00
rc12-2	Soldado	80	140	2,86	420	228,00	57,93	740,00

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
rc2-1	Soldado	120	120	2,86	360	228,00	57,93	992,00
rc2-2	Soldado	120	120	2,86	360	228,00	57,93	1050,00
rc3-1	Soldado	100	110	2,86	330	228,00	57,93	844,00
rc3-2	Soldado	100	110	2,86	330	228,00	57,93	860,00
rc4-1	Soldado	135	150	2,86	450	228,00	57,93	1420,00
rc4-2	Soldado	135	150	2,86	450	228,00	57,93	1340,00
rc5-1	Soldado	70	90	2,86	270	228,00	57,93	554,00
rc5-2	Soldado	70	90	2,86	270	228,00	57,93	576,00
rc6-1	Soldado	75	100	2,86	300	228,00	57,93	640,00
rc6-2	Soldado	75	100	2,86	300	228,00	57,93	672,00
rc7-1	Soldado	90	120	2,86	360	228,00	57,93	800,00
rc7-2	Soldado	90	120	2,86	360	228,00	57,93	760,00
rc8-1	Soldado	105	140	2,86	420	228,00	57,93	1044,00
rc8-2	Soldado	105	140	2,86	420	228,00	57,93	1086,00
rc9-1	Soldado	115	150	2,86	450	228,00	57,93	1251,00
rc9-2	Soldado	115	150	2,86	450	228,00	57,93	1218,00

2002 Huang et al. [95]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
SU-040	Soldado	200	200	5,00	600	265,80	27,15	2312,00
SU-070	Soldado	280	280	4,00	840	272,60	31,15	3401,00
SU-150	Soldado	300	300	2,00	900	341,70	27,20	3062,00

2002 Kang et al. [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1		50	50	2,90	150	342,86	54,22	311,92
2		50	50	2,90	150	342,86	46,70	267,87
3		75	75	3,20	300	280,08	54,22	653,65
4		75	75	3,20	300	280,08	46,70	541,52
5		100	100	3,20	300	277,32	54,22	909,95
6		100	100	2,31	300	364,93	54,22	741,76
7		100	100	3,20	226	277,32	46,70	742,20
8		100	100	2,31	226	364,93	46,70	576,67

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

2002 Seo et al, [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1		125	125	2,97	500	453,24	68,92	1503,09
2		125	125	2,97	500	444,96	64,09	1517,78
3		125	125	2,97	1001	453,24	67,54	1370,05
4		125	125	2,97	1501	453,24	62,23	1317,99
5		125	125	2,97	1501	453,24	62,43	1038,99
6		125	125	2,97	2250	453,24	61,33	809,84
7		125	125	2,97	2250	435,99	68,92	1499,98
8		125	125	2,97	2250	435,99	67,54	1423,89
9		125	125	2,97	3000	435,99	62,23	1313,09
10		125	125	2,97	3000	435,99	61,33	894,82

2002 Seo y Chung [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1		125	125	3,20	300	451,86	96,03	1770,96
2		125	125	3,20	500	451,86	96,03	1901,33
3		125	125	3,20	1001	451,86	96,03	1877,31
4		125	125	3,20	1501	451,86	96,03	1650,82
5		125	125	3,20	2250	451,86	96,03	1091,50
6		125	125	3,20	3749	451,86	96,03	754,22

2002 Uy [190]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
CCH1	Soldado	75	75	3,05	1770	450,00	79,00	413,82
CCH2	Soldado	65	65	3,05	1770	400,00	79,00	294,12
CCM1	Soldado	75	75	3,05	1770	450,00	52,00	343,07
CCM2	Soldado	65	65	3,05	1770	400,00	52,00	268,76

2002 Varma, Ricles, Sause y Lu [192]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
BC-32-46-20	Frio	305	305	8,60	1520	269,00	110,00	2520,00
BC-32-46-40	Frio	305	305	8,60	1520	269,00	110,00	5035,00
BC-32-80-20	Frio	305	305	8,90	1520	600,00	110,00	3050,00
BC-32-80-40	Frio	305	305	8,90	1520	600,00	110,00	6100,00
BC-48-46-20	Frio	305	305	5,80	1520	471,00	110,00	2360,00
BC-48-46-22	Frio	305	305	5,80	1520	471,00	110,00	2520,00

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
BC-48-80-20	Frio	305	305	6,10	1520	660,00	110,00	2740,00
BC-48-80-40	Frio	305	305	6,10	1520	660,00	110,00	5480,00

2003 Han y Yao [86]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
H-1-1	Soldado	130	130	2,65	780	340,10	15,84	690,00
H-1-2	Soldado	130	130	2,65	780	340,10	15,84	739,00
H-2-1	Soldado	240	360	2,65	1440	340,10	15,84	1610,00
H-2-2	Soldado	240	360	2,65	1440	340,10	15,84	1600,00
H-3-1	Soldado	130	195	2,65	780	340,10	15,84	880,00
H-3-2	Soldado	130	195	2,65	780	340,10	15,84	900,00
H-6-1	Soldado	130	195	2,65	2340	340,10	15,84	645,00
H-6-2	Soldado	130	195	2,65	2340	340,10	15,84	625,00
H-8-1	Soldado	90	135	2,65	540	340,10	15,84	570,00
H-8-2	Soldado	90	135	2,65	540	340,10	15,84	552,00
H-9-1	Soldado	120	240	2,65	720	340,10	15,84	968,00
M-1-1	Soldado	130	130	2,65	780	340,10	15,84	760,00
M-1-2	Soldado	130	130	2,65	780	340,10	15,84	770,00
M-2-1	Soldado	240	360	2,65	1440	340,10	15,84	2300,00
M-2-2	Soldado	240	360	2,65	1440	340,10	15,84	2250,00
M-3-1	Soldado	130	195	2,65	780	340,10	15,84	980,00
M-3-2	Soldado	130	195	2,65	780	340,10	15,84	960,00
M-6-1	Soldado	130	195	2,65	2340	340,10	15,84	890,00
M-6-2	Soldado	130	195	2,65	2340	340,10	15,84	815,00
M-8-1	Soldado	90	135	2,65	540	340,10	15,84	580,00
M-8-2	Soldado	90	135	2,65	540	340,10	15,84	592,00
M-9-1	Soldado	120	240	2,65	720	340,10	15,84	1140,00
M-9-2	Soldado	120	240	2,65	720	340,10	15,84	1032,00

2003 Han y Yang [88]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
R-1	Soldado	100	60	2,93	600	293,50	28,86	490,00
R-3	Soldado	100	80	2,93	600	293,50	28,86	680,00
R-5	Soldado	120	60	2,93	600	293,50	28,86	570,00
R-7	Soldado	120	90	2,93	600	293,50	28,86	825,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

2003 Hossain [103]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
12S1nc	Frio	50	50	1,60	600	275,00	21,00	175,00
16S1nc	Frio	50	50	1,60	800	275,00	21,00	170,00
18S1nc	Frio	50	50	1,60	900	275,00	21,00	165,00
24S1nc	Frio	50	50	1,60	1200	275,00	21,00	156,00
6S1nc	Frio	50	50	1,60	300	275,00	21,00	185,00
9S1nc	Frio	50	50	1,60	450	275,00	21,00	180,00
S2nc	Frio	50	100	2,30	900	375,00	21,00	435,00
S3nc	Frio	100	100	3,20	800	350,00	21,00	680,00
S4nc	Frio	150	150	1,60	900	275,00	24,00	760,00

2003 Liu, Gho y Yuan [112]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
C10-1	Soldado	160	81	4,18	480	550,00	72,10	1880,00
C10-2	Soldado	161	80	4,18	480	550,00	72,10	2100,00
C1-1	Soldado	100	98	4,18	300	550,00	60,80	1490,00
C11-1	Soldado	200	101	4,18	600	550,00	60,80	2350,00
C11-2	Soldado	200	99	4,18	600	550,00	60,80	2380,00
C1-2	Soldado	102	101	4,18	300	550,00	60,80	1535,00
C12-1	Soldado	199	102	4,18	600	550,00	72,10	2900,00
C12-2	Soldado	200	100	4,18	600	550,00	72,10	2800,00
C2-1	Soldado	101	101	4,18	300	550,00	72,10	1740,00
C2-2	Soldado	101	100	4,18	300	550,00	72,10	1775,00
C3	Soldado	183	181	4,18	540	550,00	60,80	3590,00
C4	Soldado	182	180	4,18	540	550,00	72,10	4210,00
C5-1	Soldado	121	80	4,18	360	550,00	60,80	1450,00
C5-2	Soldado	119	81	4,18	360	550,00	60,80	1425,00
C6-1	Soldado	120	81	4,18	360	550,00	72,10	1560,00
C6-2	Soldado	121	81	4,18	360	550,00	72,10	1700,00
C7-1	Soldado	180	122	4,18	540	550,00	60,80	2530,00
C8-1	Soldado	180	120	4,18	540	550,00	72,10	2970,00
C8-2	Soldado	179	121	4,18	540	550,00	72,10	2590,00
C9-1	Soldado	160	81	4,18	480	550,00	60,80	1710,00
C9-2	Soldado	161	81	4,18	480	550,00	60,80	1820,00

2004 Building Research Institute [141]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
CR4A2	Soldado	148	148	4,38	444	262,00	25,40	1153
CR4A4.1	Soldado	148	148	4,38	444	262,00	40,70	1414
CR4A4.2	Soldado	148	148	4,38	444	262,00	40,70	1402
CR4A4.3	Soldado	210	210	5,48	630	294,00	39,10	3183
CR4A8	Soldado	148	148	4,38	444	262,00	77,00	2108
CR4A9	Soldado	211	211	5,48	630	294,00	91,10	4773
CR4C2	Soldado	215	215	4,38	645	262,00	25,40	1777
CR4C4.1	Soldado	215	215	4,38	645	262,00	41,10	2424
CR4C4.2	Soldado	215	215	4,38	645	262,00	41,10	2393
CR4C4.3	Soldado	210	210	4,50	630	277,00	39,10	2713
CR4C8	Soldado	215	215	4,38	645	262,00	80,30	3837
CR4C9	Soldado	211	211	4,50	630	277,00	91,10	4371
CR4D2	Soldado	323	323	4,38	969	262,00	25,40	3367
CR4D4.1	Soldado	323	323	4,38	969	262,00	41,10	4950
CR4D4.2	Soldado	323	323	4,38	969	262,00	41,10	4830
CR4D8	Soldado	323	323	4,38	969	262,00	80,30	7481
CR6A2	Soldado	144	144	6,36	432	618,00	25,40	2572
CR6A4.1	Soldado	144	144	6,36	432	618,00	40,50	2808
CR6A4.2	Soldado	144	144	6,36	432	618,00	40,50	2765
CR6A4.3	Soldado	211	211	8,83	630	536,00	39,10	5898
CR6A8	Soldado	144	144	6,36	432	618,00	77,00	3399
CR6A9	Soldado	211	211	8,83	630	536,00	91,10	7008
CR6C2	Soldado	211	211	6,36	633	618,00	25,40	3920
CR6C4.1	Soldado	211	211	6,36	633	618,00	40,50	4428
CR6C4.2	Soldado	211	211	6,36	633	618,00	40,50	4484
CR6C4.3	Soldado	204	204	5,95	630	540,00	39,10	4026
CR6C8	Soldado	211	211	6,36	633	618,00	77,00	5758
CR6C9	Soldado	204	204	5,95	630	540,00	91,10	5303
CR6D2	Soldado	319	319	6,36	957	618,00	25,40	6320
CR6D4.1	Soldado	319	319	6,36	957	618,00	41,10	7780
CR6D4.2	Soldado	318	318	6,36	954	618,00	41,10	7473
CR6D8	Soldado	319	319	6,36	957	618,00	85,10	10357
CR8A2	Soldado	120	120	6,47	360	835,00	25,40	2819
CR8A4.1	Soldado	120	120	6,47	360	835,00	40,50	2957
CR8A4.2	Soldado	120	120	6,47	360	835,00	40,50	2961
CR8A4.3	Soldado	180	180	9,45	540	825,00	39,10	6803
CR8A8	Soldado	119	119	6,47	360	835,00	77,00	3318
CR8A9	Soldado	180	180	9,45	540	825,00	91,10	7402

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
CR8C2	Soldado	175	175	6,47	525	835,00	25,40	4210
CR8C4.1	Soldado	175	175	6,47	525	835,00	40,50	4493
CR8C4.2	Soldado	175	175	6,47	525	835,00	40,50	4542
CR8C4.3	Soldado	180	180	6,60	540	824,00	39,10	5028
CR8C8	Soldado	175	175	6,47	525	835,00	77,00	5366
CR8C9	Soldado	180	180	6,60	540	824,00	91,10	5873
CR8D2	Soldado	265	265	6,47	795	835,00	25,40	6546
CR8D4.1	Soldado	265	265	6,47	795	835,00	41,10	7117
CR8D4.2	Soldado	265	265	6,47	795	835,00	41,10	7172
CR8D8	Soldado	265	265	6,47	795	835,00	80,30	8990

2004 Ghannam, Jawad y Hunaiti [96]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
R1-N	Soldado	100	200	5,00	2000	360,00	27,81	1242,00
R28-N	Soldado	90	150	3,00	2250	320,00	27,81	691,00
R29-N	Soldado	90	150	3,00	2250	320,00	27,81	638,00
R2-N	Soldado	100	200	5,00	2000	360,00	27,81	1242,00
R34-N	Soldado	90	150	3,00	2250	320,00	27,81	738,00
R35-N	Soldado	90	150	3,00	2250	320,00	27,81	625,00
S36-N	Soldado	100	100	2,00	2500	240,00	27,81	350,00
S37-N	Soldado	100	100	2,00	2500	240,00	27,81	360,00
S38-N	Soldado	100	100	2,00	2500	240,00	27,81	396,00
S39-N	Soldado	100	100	2,00	2500	240,00	27,81	342,00
S6-N	Soldado	140	140	4,00	2100	366,00	27,81	1011,00
S8-N	Soldado	140	140	5,00	2100	362,00	27,81	1248,00

2004 Han,Tao y Liu [90]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
S-1	Soldado	100	100	2,93	600	293,50	28,86	802,00
S-2	Soldado	100	100	2,93	600	293,50	28,86	1054,00

2004 Han y Yao [89]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
lsh1-1	Soldado	200	200	3,00	2310	303,50	57,00	2280,00
lsh1-2	Soldado	200	200	3,00	2310	303,50	57,00	2173,00
lssc1-1	Soldado	200	200	3,00	2310	303,50	57,00	1986,00
lssc1-2	Soldado	200	200	3,00	2310	303,50	57,00	2045,00
lsv1	Soldado	200	200	3,00	2310	303,50	57,00	2258,00
ssh-1	Soldado	200	200	3,00	600	303,50	57,00	2306,00
ssh-2	Soldado	200	200	3,00	600	303,50	57,00	2284,00
sssc-1	Soldado	200	200	3,00	600	303,50	57,00	2458,00
sssc-2	Soldado	200	200	3,00	600	303,50	57,00	2594,00
ssv-1	Soldado	200	200	3,00	600	303,50	57,00	2550,00
ssv-2	Soldado	200	200	3,00	600	303,50	57,00	2587,00

2004 Lam y Williams [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
S12		100	100	4,10	301	333,00	46,08	880,00
S14		101	101	9,60	302	400,00	46,08	1800,00
S16		100	100	4,70	301	289,00	46,56	1000,00
S18		100	100	4,10	301	333,00	79,12	1130,00
S3		101	101	9,60	301	400,00	24,64	1550,00
S4		101	101	9,60	300	400,00	74,88	2000,00
S5		100	100	4,90	301	289,00	24,64	800,00
S6		100	100	4,90	300	300,00	74,88	900,00
S7		100	100	4,20	301	333,00	27,76	700,00
S8		100	100	4,20	302	333,00	27,76	680,00
S9		100	100	4,10	299	333,00	77,76	1130,00

2004 Uy y Mursi [133]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
SH-C110	Soldado	110	110	5,00	430	761,00	20,34	1835,00
SH-C160	Soldado	160	160	5,00	580	761,00	20,34	2831,00
SH-C210	Soldado	210	210	5,00	730	761,00	20,34	3609,00
SH-C260	Soldado	260	260	5,00	880	761,00	20,34	3950,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

2005 Han, Yao y Zhao [91]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
SA1-1	Soldado	60	60	1,87	180	282,00	83,16	382,00
SA1-2	Soldado	60	60	1,87	180	282,00	83,16	350,00
SA2-1	Soldado	100	100	1,87	300	282,00	83,16	860,00
SA2-2	Soldado	100	100	1,87	300	282,00	83,16	840,00
SA3-1	Soldado	150	150	1,87	450	282,00	83,16	1662,00
SA3-2	Soldado	150	150	1,87	450	282,00	83,16	1740,00
SA4-1	Soldado	200	200	1,87	600	282,00	83,16	2890,00
SA4-2	Soldado	200	200	1,87	600	282,00	83,16	2920,00
SA5-1	Soldado	250	250	1,87	750	282,00	58,74	3304,00
SA5-2	Soldado	250	250	1,87	750	282,00	58,74	3400,00
SB1-1	Soldado	60	60	2,00	180	404,00	58,74	318,00
SB1-2	Soldado	60	60	2,00	180	404,00	58,74	322,00
SB2-1	Soldado	100	100	2,00	300	404,00	58,74	770,00
SB2-2	Soldado	100	100	2,00	300	404,00	58,74	772,00
SB3-1	Soldado	150	150	2,00	450	404,00	58,74	1300,00
SB3-2	Soldado	150	150	2,00	450	404,00	58,74	1420,00
SB4-1	Soldado	200	200	2,00	600	404,00	58,74	1990,00
SB4-2	Soldado	200	200	2,00	600	404,00	58,74	2054,00
SB5-1	Soldado	250	250	2,00	750	404,00	58,74	3100,00
SB5-2	Soldado	250	250	2,00	750	404,00	58,74	2965,00
SC1-1	Soldado	60	60	2,00	180	404,00	83,16	422,00
SC1-2	Soldado	60	60	2,00	180	404,00	83,16	406,00
SC2-1	Soldado	150	150	2,00	450	404,00	83,16	2060,00
SC2-2	Soldado	150	150	2,00	450	404,00	83,16	1980,00

2005 Liu [115]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
R10-1	Soldado	140	140	4,00	420	495,58	89,00	2752,00
R10-2	Soldado	140	140	4,00	420	495,58	89,00	2828,00
R1-1	Soldado	120	120	4,00	360	495,58	60,00	1701,00
R11-1	Soldado	160	125	4,00	480	495,58	89,00	2580,00
R11-2	Soldado	160	125	4,00	480	495,58	89,00	2674,00
R1-2	Soldado	120	120	4,00	360	495,58	60,00	1657,00
R2-1	Soldado	150	100	4,00	450	495,58	60,00	1735,00
R2-2	Soldado	150	100	4,00	450	495,58	60,00	1778,00
R3-1	Soldado	180	90	4,00	540	495,58	60,00	1773,00

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
R3-2	Soldado	180	90	4,00	540	495,58	60,00	1795,00
R4-1	Soldado	130	130	4,00	390	495,58	60,00	2020,00
R4-2	Soldado	130	130	4,00	390	495,58	60,00	2018,00
R5-1	Soldado	160	110	4,00	480	495,58	60,00	1982,00
R5-2	Soldado	160	110	4,00	480	495,58	60,00	1923,00
R6-1	Soldado	190	100	4,00	570	495,58	60,00	2049,00
R6-2	Soldado	190	100	4,00	570	495,58	60,00	2124,00
R7-1	Soldado	106	106	4,00	320	495,58	89,00	1749,00
R7-2	Soldado	106	106	4,00	320	495,58	89,00	1824,00
R8-1	Soldado	130	90	4,00	390	495,58	89,00	1752,00
R8-2	Soldado	130	90	4,00	390	495,58	89,00	1806,00
R9-1	Soldado	160	80	4,00	480	495,58	89,00	1878,00
R9-2	Soldado	160	80	4,00	480	495,58	89,00	1858,00

2005 Liu y Gho [114]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
A1	Soldado	120	120	5,80	360	300,00	83,00	1697,00
A10-1	Soldado	150	100	4,00	450	495,00	55,00	1815,00
A10-2	Soldado	150	100	4,00	450	495,00	55,00	1763,00
A11-1	Soldado	180	90	4,00	540	495,00	55,00	1725,00
A11-2	Soldado	180	90	4,00	540	495,00	55,00	1742,00
A12-1	Soldado	130	130	4,00	390	495,00	55,00	1963,00
A12-2	Soldado	130	130	4,00	390	495,00	55,00	1988,00
A13-1	Soldado	160	110	4,00	480	495,00	55,00	1947,00
A13-2	Soldado	160	110	4,00	480	495,00	55,00	1912,00
A14-1	Soldado	190	100	4,00	570	495,00	55,00	2035,00
A14-2	Soldado	190	100	4,00	570	495,00	55,00	2138,00
A2	Soldado	120	120	5,80	360	300,00	106,00	1919,00
A3-1	Soldado	200	200	5,80	600	300,00	83,00	3996,00
A3-2	Soldado	200	200	5,80	600	300,00	83,00	3862,00
A4-1	Soldado	130	100	5,80	390	300,00	83,00	1601,00
A4-2	Soldado	130	100	5,80	390	300,00	83,00	1566,00
A5-1	Soldado	130	100	5,80	390	300,00	106,00	1854,00
A5-2	Soldado	130	100	5,80	390	300,00	106,00	1779,00
A6-1	Soldado	220	170	5,80	660	300,00	83,00	3684,00
A6-2	Soldado	220	170	5,80	660	300,00	83,00	3717,00
A7-1	Soldado	180	100	5,80	540	300,00	83,00	2059,00
A7-2	Soldado	180	100	5,80	540	300,00	83,00	2019,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
A8-1	Soldado	180	100	5,80	540	300,00	106,00	2287,00
A8-2	Soldado	180	100	5,80	540	300,00	106,00	2291,00
A9-1	Soldado	120	120	4,00	360	495,00	55,00	1739,00
A9-2	Soldado	120	120	4,00	360	495,00	55,00	1718,00

2005 Tao, Han y Wang [167]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
UCFT13	Soldado	129	129	2,50	390	234,30	54,80	1150,00
UCFT25	Soldado	250	250	2,50	750	234,30	50,10	3230,00

2005 Zhang, Guo, Ye y Wang [204]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
1	Soldado	142	142	3,02	426	255,10	54,08	1360,00
2	Soldado	142	142	3,02	426	255,10	54,08	1400,00
3	Soldado	143	143	3,02	429	255,10	54,08	1150,00
4	Soldado	101	101	4,97	304	347,30	60,56	1310,00
5	Soldado	104	104	4,90	311	347,30	60,56	1340,00
6	Soldado	102	102	4,97	306	347,30	60,56	1370,00
7	Soldado	142	142	5,11	426	347,30	60,56	2160,00
8	Soldado	142	142	5,08	426	347,30	60,56	2250,00
9	Soldado	141	141	5,07	424	347,30	60,56	2280,00
10	Soldado	142	142	3,08	425	255,10	75,95	1920,00
11	Soldado	142	142	3,05	427	255,10	75,95	2060,00
12	Soldado	142	142	3,04	425	255,10	75,95	1960,00
13	Soldado	104	104	5,01	311	347,30	75,95	1500,00
14	Soldado	102	102	4,97	306	347,30	75,95	1330,00
15	Soldado	102	102	5,03	306	347,30	75,95	1440,00
16	Soldado	142	142	5,09	427	347,30	75,95	2520,00
17	Soldado	142	142	5,10	427	347,30	75,95	2610,00
18	Soldado	139	139	5,06	417	347,30	75,95	1700,00
19	Soldado	120	166	2,94	499	255,10	60,56	1580,00
20	Soldado	126	161	2,98	483	255,10	60,56	1580,00
21	Soldado	126	160	2,92	481	255,10	60,56	1560,00
22	Soldado	106	161	2,96	484	255,10	60,56	1420,00
23	Soldado	106	158	2,93	475	255,10	60,56	1440,00
24	Soldado	101	163	2,97	488	255,10	60,56	1080,00

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
25	Soldado	103	159	4,80	477	347,30	60,56	1875,00
26	Soldado	102	157	4,80	470	347,30	60,56	1915,00
27	Soldado	104	159	4,85	476	347,30	60,56	1820,00
28	Soldado	102	130	5,03	391	347,30	60,56	1580,00
29	Soldado	102	130	5,14	391	347,30	60,56	1600,00
30	Soldado	102	130	5,14	391	347,30	60,56	1640,00
31	Soldado	136	167	5,13	502	347,30	60,56	2510,00
32	Soldado	135	171	5,07	512	347,30	60,56	2470,00
33	Soldado	122	188	4,88	565	347,30	60,56	2260,00
34	Soldado	120	191	4,83	573	347,30	60,56	2510,00
35	Soldado	125	160	2,85	481	255,10	75,95	1855,00
36	Soldado	126	160	2,88	480	255,10	75,95	2030,00
37	Soldado	125	161	2,81	483	255,10	75,95	2040,00
38	Soldado	105	159	2,93	477	255,10	75,95	1610,00
39	Soldado	102	164	2,93	491	255,10	75,95	1680,00
40	Soldado	105	163	3,04	488	255,10	75,95	1640,00
41	Soldado	103	126	5,15	377	347,30	75,95	1840,00
42	Soldado	120	130	5,03	390	347,30	75,95	1820,00
43	Soldado	103	132	4,98	397	347,30	75,95	1725,00
44	Soldado	103	157	4,71	471	347,30	75,95	2090,00
45	Soldado	107	162	4,81	486	347,30	75,95	2320,00
46	Soldado	103	159	4,74	477	347,30	75,95	2060,00
47	Soldado	137	168	5,10	504	347,30	75,95	2600,00
48	Soldado	133	173	5,08	518	347,30	75,95	2700,00
49	Soldado	121	195	4,72	584	347,30	75,95	2700,00
50	Soldado	122	190	4,81	569	347,30	75,95	2680,00

2006 Cai y He [19]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
C10	Soldado	300	300	12,00	1500	345,04	53,78	6588,00
C13	Soldado	300	300	6,00	1500	292,48	53,78	4370,00
C4	Soldado	300	300	4,00	1500	341,93	53,78	5300,00
C7	Soldado	300	300	8,00	1500	387,98	53,78	5600,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

2006 Guo y Lanhui [82]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
S-110-F-1		110	110	1,54	330	279,90	32,90	510,00
S-110-F-2		110	110	1,53	330	279,90	32,90	522,00
S-150-F-1		149	149	3,63	450	279,90	41,80	1771,00
S-150-F-2		149	149	3,63	450	279,90	41,80	1785,00
S-80-F-1		80	80	1,59	240	279,90	32,90	353,00
S-80-F-2		81	81	1,60	240	279,90	32,90	347,00

2006 Han [92]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
SA0	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	48,05	1285,00
SA1-1	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	43,28	1260,00
SA1-2	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	43,28	1273,00
SA2-1	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	40,26	1252,00
SA2-2	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	40,26	1245,00

2006 Liu [116]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
R10-1	Soldado	140	140	4,00	420	495,00	89,00	2752,00
R10-2	Soldado	140	140	4,00	420	495,00	89,00	2828,00
R1-1	Soldado	120	120	4,00	360	495,00	60,00	1701,00
R11-1	Soldado	160	125	4,00	480	495,00	89,00	2580,00
R11-2	Soldado	160	125	4,00	480	495,00	89,00	2674,00
R1-2	Soldado	120	120	4,00	360	495,00	60,00	1657,00
R2-1	Soldado	150	100	4,00	450	495,00	60,00	1735,00
R2-2	Soldado	150	100	4,00	450	495,00	60,00	1778,00
R3-1	Soldado	180	90	4,00	540	495,00	60,00	1773,00
R3-2	Soldado	180	90	4,00	540	495,00	60,00	1795,00
R4-1	Soldado	130	130	4,00	390	495,00	60,00	2020,00
R4-2	Soldado	130	130	4,00	390	495,00	60,00	2018,00
R5-1	Soldado	160	110	4,00	480	495,00	60,00	1982,00
R5-2	Soldado	160	110	4,00	480	495,00	60,00	1923,00
R6-1	Soldado	190	100	4,00	570	495,00	60,00	2049,00
R6-2	Soldado	190	100	4,00	570	495,00	60,00	2124,00
R7-1	Soldado	106	106	4,00	320	495,00	89,00	1749,00
R7-2	Soldado	106	106	4,00	320	495,00	89,00	1824,00

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
R8-1	Soldado	130	90	4,00	390	495,00	89,00	1752,00
R8-2	Soldado	130	90	4,00	390	495,00	89,00	1806,00
R9-1	Soldado	160	80	4,00	480	495,00	89,00	1878,00
R9-2	Soldado	160	80	4,00	480	495,00	89,00	1858,00

2006 Naseem Baig [135]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
4SF	Soldado	87	87	2,50	750	250,00	27,59	450,00
6SF	Soldado	126	126	2,50	750	250,00	27,59	594,00

2007 De Nardin y Debs [46]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
CFTR-3C	Soldado	100	200	3,00	1200	251,20	33,27	1296,00
CFTR-6-3C	Soldado	100	200	6,30	1200	247,10	39,98	1710,00
CFTS-3C	Soldado	150	150	3,00	1200	357,50	30,50	1534,60
CFTS-6-3C	Soldado	150	150	6,30	1200	262,10	35,93	1836,00

2007 L. Guo [82]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
S1-80-C-1	Soldado	80	80	1,60	240	279,90	38,50	131,80
S1-80-C-2	Soldado	80	80	1,60	240	279,90	38,50	146,80
S1-80-C-3	Soldado	80	80	1,60	240	279,90	38,50	152,20
S2-110-C-1	Soldado	110	110	1,55	330	279,90	38,50	142,10
S2-110-C-2	Soldado	110	110	1,58	330	279,90	38,50	139,70
S2-110-C-3	Soldado	110	110	1,53	330	279,90	38,50	143,50
S3-160-C-1	Soldado	161	161	1,60	480	279,90	38,50	204,10
S3-160-C-2	Soldado	160	160	1,56	480	279,90	38,50	133,40
S3-160-C-3	Soldado	160	160	1,60	480	279,90	38,50	189,80
S4-200-C-1	Soldado	200	200	1,55	600	279,90	38,50	215,40
S4-200-C-2	Soldado	200	200	1,58	600	279,90	38,50	239,90
S4-200-C-3	Soldado	200	200	1,53	600	279,90	38,50	228,30

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

2007 Lee [108]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
100_2.3_12_0_A	Frio	100	100	2,30	1191	366,80	58,80	628,70
100_2.3_12_0_B	Frio	100	100	2,30	1191	366,80	58,80	600,00
100_2.3_12_0_C	Frio	100	100	2,30	1191	366,80	58,80	662,40
100_2.3_4_0_A	Frio	100	100	2,30	397	366,80	58,80	775,60
100_2.3_4_0_B	Frio	100	100	2,30	397	366,80	58,80	777,30
100_2.3_4_0_C	Frio	100	100	2,30	397	366,80	58,80	834,40
100_2.3_8_0_A	Frio	100	100	2,30	794	366,80	58,80	696,20
100_2.3_8_0_B	Frio	100	100	2,30	794	366,80	58,80	638,30
100_2.3_8_0_C	Frio	100	100	2,30	794	366,80	58,80	715,80
100_3.2_12_0_A	Frio	100	100	3,20	1179	364,10	58,80	749,30
100_3.2_12_0_B	Frio	100	100	3,20	1179	364,10	58,80	710,20
100_3.2_12_0_C	Frio	100	100	3,20	1179	364,10	58,80	772,90
100_3.2_4_0_A	Frio	100	100	3,20	393	364,10	58,80	928,70
100_3.2_4_0_B	Frio	100	100	3,20	393	364,10	58,80	907,70
100_3.2_4_0_C	Frio	100	100	3,20	393	364,10	58,80	946,10
100_3.2_8_0_A	Frio	100	100	3,20	786	364,10	58,80	786,00
100_3.2_8_0_B	Frio	100	100	3,20	786	364,10	58,80	781,20
100_3.2_8_0_C	Frio	100	100	3,20	786	364,10	58,80	816,80
75_3.2_12_0_A	Frio	75	75	3,20	873	347,60	58,80	526,10
75_3.2_12_0_B	Frio	75	75	3,20	873	347,60	58,80	450,00
75_3.2_12_0_C	Frio	75	75	3,20	873	347,60	58,80	546,70
75_3.2_4_0_A	Frio	75	75	3,20	291	347,60	58,80	668,30
75_3.2_4_0_B	Frio	75	75	3,20	291	347,60	58,80	628,10
75_3.2_4_0_C	Frio	75	75	3,20	291	347,60	58,80	678,10
75_3.2_8_0_A	Frio	75	75	3,20	582	347,60	58,80	556,00
75_3.2_8_0_B	Frio	75	75	3,20	582	347,60	58,80	555,80
75_3.2_8_0_C	Frio	75	75	3,20	582	347,60	58,80	579,50

2007 Lue et al. [121]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
C10k 6-1_1	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	70,00	1894,60
C10k 6-1_2	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	70,00	1889,20
C10k 6-1_3	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	70,00	1885,60
C10k 6-1_4	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	70,00	1891,60
C10k 6-1_5	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	70,00	1862,30

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
C10k 6-1_6	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	70,00	1889,80
C12k 6-1_1	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	84,00	2066,10
C12k 6-1_2	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	84,00	2196,40
C12k 6-1_3	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	84,00	2096,10
C12k 6-1_4	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	84,00	2090,10
C12k 6-1_5	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	84,00	2006,70
C12k 6-1_6	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	84,00	2083,50
C4k 4-1_1	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	29,00	1344,80
C4k 4-1_2	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	29,00	1281,30
C4k 4-1_3	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	29,00	1320,20
C4k 4-1_4	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	29,00	1367,60
C9k 6-1_1	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	63,00	1756,10
C9k 6-1_2	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	63,00	1702,80
C9k 6-1_3	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	63,00	1762,70
C9k 6-1_4	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	63,00	1737,50
C9k 6-1_5	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	63,00	1669,20
C9k 6-1_6	Frio	100	150	4,50	1855	379,80	63,00	1705,80

2007 Mouli [131]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
NWC_120_1	Frio	80	120	5,00	100	350,00	37,70	985,00
NWC_120_2	Frio	80	120	5,00	200	350,00	37,70	890,00
NWC_150_1	Frio	100	150	5,00	100	346,00	37,70	1340,00
NWC_150_2	Frio	100	150	5,00	200	346,00	37,70	1205,00

2007 Tao, Han y Wang [168]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
UCFT1-1	Soldado	200	200	2,50	1190	270,00	56,77	2260,00
UCFT2-1	Soldado	200	200	2,50	1190	270,00	56,77	2305,00

2008 Zeguiche y Beggas [77]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
CWL100	Soldado	74	98	2,00	100	300,00	20,00	310,00
CWL150	Soldado	73	98	2,00	150	300,00	20,00	300,00
CWL200	Soldado	74	95	2,00	200	300,00	20,00	290,00
CWL300	Soldado	74	95	2,00	300	300,00	20,00	270,00
CWL400	Soldado	75	95	2,00	400	300,00	20,00	265,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
CWL50	Soldado	72	98	2,00	50	300,00	20,00	490,00
CWL500	Soldado	75	97	2,00	500	300,00	20,00	260,00
CWS150	Soldado	68	104	2,00	150	300,00	20,00	285,00
CWS200	Soldado	68	102	2,00	200	300,00	20,00	270,00
CWS300	Soldado	68	103	2,00	300	300,00	20,00	265,00
CWS400	Soldado	67	102	2,00	400	300,00	20,00	250,00
CWS50	Soldado	69	102	2,00	50	300,00	20,00	500,00
CWS500	Soldado	67	102	2,00	500	300,00	20,00	245,00
EWS100	Soldado	68	102	2,00	100	300,00	20,00	290,00

2008 Tao, Han y Wang [168]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
UNC19a	Soldado	190	190	2,50	570	342,00	66,88	2480,00
UNC19b	Soldado	190	190	2,50	570	342,00	66,88	2430,00
UNC19c	Soldado	190	190	2,50	570	270,00	56,77	2140,00
UNC25a	Soldado	250	250	2,50	750	342,00	66,88	4080,00
UNC25b	Soldado	250	250	2,50	750	342,00	66,88	4040,00
UNC25c	Soldado	250	250	2,50	750	270,00	56,77	3495,00

2008 Yu, Tao y Wu [200]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
S150-1	Soldado	100	100	1,90	1500	404,00	122,10	915,00
S150-2	Soldado	100	100	1,90	1500	404,00	122,10	945,00
S300-1	Soldado	100	100	1,90	3000	404,00	122,10	474,00
S300-2	Soldado	100	100	1,90	3000	404,00	122,10	466,00
S30-1	Soldado	100	100	1,90	300	404,00	122,10	1209,00
S30-2	Soldado	100	100	1,90	300	404,00	122,10	1220,00
S30-3	Soldado	100	100	1,90	300	404,00	122,10	1190,00
S30-4	Soldado	100	100	1,90	300	404,00	122,10	1220,00
S90-1	Soldado	100	100	1,90	900	404,00	122,10	1013,00
S90-2	Soldado	100	100	1,90	900	404,00	122,10	1010,00

2009		Lee [108]						
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
CFT160R	Soldado	160	160	8,00	560	440,00	40,00	3780,00
CFT240R	Soldado	240	240	8,00	800	440,00	40,00	5882,00
LCFT150-0,5A	Soldado	150	150	10,00	1580	440,00	36,00	4272,00
LCFT150-0,5B	Soldado	150	150	10,00	1580	440,00	36,00	4241,00
LCFT150-0,8A	Soldado	150	150	10,00	2740	440,00	36,00	3969,00
LCFT150-0,8B	Soldado	150	150	10,00	2740	440,00	36,00	3973,00

2009		Tao, Uy, Han y Wang [169]						
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
Unc-H	Soldado	250	250	2,50	750	338,00	48,05	3190,00
UNC-L	Soldado	250	250	2,50	750	338,00	18,63	1993,00

2010		Chen [27]						
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
R-200-100-2,0	Soldado	200	100	1,98	400	413,00	54,09	1980,00
R-200-100-3,0	Soldado	200	100	2,97	402	392,00	54,09	2160,00
S-150-2,0A	Soldado	150	150	1,98	400	413,00	54,09	2046,00
S-150-2,0B	Soldado	150	150	2,00	400	413,00	54,09	2200,00
S-150-3,0A	Soldado	150	150	2,98	401	413,00	54,09	2360,00
S-150-3,0B	Soldado	150	150	3,00	401	392,00	54,09	2300,00

2010		Chitawadagi [28]						
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
A <sub>1t1</sub> M <sub>30</sub> -0,5	Soldado	25	50	1,60	500	250,00	34,19	99,60
A <sub>1t1</sub> M <sub>30</sub> -0,7	Soldado	25	50	1,60	700	250,00	34,19	83,30
A <sub>1t1</sub> M <sub>30</sub> -1	Soldado	25	50	1,60	1000	250,00	34,19	41,60
A <sub>1t2</sub> M <sub>40</sub> -0,5	Soldado	25	50	2,00	500	250,00	44,74	119,60
A <sub>1t2</sub> M <sub>40</sub> -0,7	Soldado	25	50	2,00	700	250,00	44,74	112,70
A <sub>1t2</sub> M <sub>40</sub> -1	Soldado	25	50	2,00	1000	250,00	44,74	68,70
A <sub>1t3</sub> M <sub>50</sub> -0,5	Soldado	25	50	2,65	500	250,00	55,07	151,80
A <sub>1t3</sub> M <sub>50</sub> -0,7	Soldado	25	50	2,65	700	250,00	55,07	142,00
A <sub>1t3</sub> M <sub>50</sub> -1	Soldado	25	50	2,65	1000	250,00	55,07	105,10
A <sub>2t1</sub> M <sub>40</sub> -0,5	Soldado	40	60	1,60	500	250,00	44,74	188,10
A <sub>2t1</sub> M <sub>40</sub> -0,7	Soldado	40	60	1,60	700	250,00	44,74	181,20
A <sub>2t1</sub> M <sub>40</sub> -1	Soldado	40	60	1,60	1000	250,00	44,74	163,10

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
A2t2M50-0,5	Soldado	40	60	2,00	500	250,00	55,07	218,00
A2t2M50-0,7	Soldado	40	60	2,00	700	250,00	55,07	208,70
A2t2M50-1	Soldado	40	60	2,00	1000	250,00	55,07	195,00
A2t3M30-0,5	Soldado	40	60	2,65	500	250,00	34,19	220,00
A2t3M30-0,7	Soldado	40	60	2,65	700	250,00	34,19	212,00
A2t3M30-1	Soldado	40	60	2,65	1000	250,00	34,19	187,00
A3t1M50-0,5	Soldado	40	80	1,60	500	250,00	55,07	255,00
A3t1M50-0,7	Soldado	40	80	1,60	700	250,00	55,07	246,80
A3t1M50-1	Soldado	40	80	1,60	1000	250,00	55,07	228,10
A3t2M30-0,5	Soldado	40	80	2,00	500	250,00	34,19	251,70
A3t2M30-0,7	Soldado	40	80	2,00	700	250,00	34,19	244,00
A3t2M30-1	Soldado	40	80	2,00	1000	250,00	34,19	197,50
A3t3M40-0,5	Soldado	40	80	2,65	500	250,00	44,74	277,00
A3t3M40-0,7	Soldado	40	80	2,65	700	250,00	44,74	273,40
A3t3M40-1	Soldado	40	80	2,65	1000	250,00	44,74	254,50

2010 Liu [117]								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
s-150-3-80-d	Soldado	150	150	3,00	450	254,00	59,40	1980,00
s-200-2-50-d	Soldado	200	200	2,00	600	263,00	42,40	2330,00
s-200-2-80-d	Soldado	200	200	2,00	600	263,00	59,40	3160,00
s-210-3-50-d	Soldado	210	210	3,00	630	254,00	42,40	2770,00
s-210-3-80-d	Soldado	210	210	3,00	630	254,00	59,40	3970,00

2010 Tiziano Perea								
Denom.	Fabr.	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>exp</sub> (kN)
12Rw-26-5	Frio	508	305	7,39	15914	380,59	56,54	3518,54
16Rw-26-12	Frio	508	305	7,39	15914	382,66	80,67	5070,97
17Rs-26-12	Frio	508	305	7,39	15926	379,90	80,67	4982,01
4Rw-18-5	Frio	508	305	7,39	11074	365,42	40,68	4759,60
8Rw-18-12	Frio	508	305	7,39	11106	406,10	91,70	4274,74

A.2. PILARES SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y FLEXIÓN,  $r = 1.00$ 

1967 Furlong [64]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
	Frio	102	102	2,13	914	484,97	44,84	13,46	13,46	373,77
	Frio	102	102	2,13	914	484,97	44,84	13,46	13,46	373,77
	Frio	102	102	3,18	914	484,97	44,84	30,73	30,73	437,85
	Frio	127	127	4,80	914	484,97	44,84	31,50	31,50	1112,41
	Frio	127	127	4,80	914	331,13	23,46	38,10	38,10	444,96
	Frio	102	102	2,13	914	331,13	23,46	42,93	42,93	242,06
	Frio	102	102	3,18	914	331,13	28,84	59,69	59,69	306,14
	Frio	102	102	3,18	914	331,13	23,46	60,71	60,71	301,69
	Frio	127	127	4,80	914	331,13	28,84	61,72	61,72	667,45
	Frio	127	127	4,80	914	331,13	28,84	72,90	72,90	667,45
	Frio	102	102	3,18	914	331,13	28,84	82,30	82,30	260,75
	Frio	102	102	2,13	914	331,13	23,46	131,83	131,83	89,88
	Frio	102	102	2,13	914	331,13	23,46	144,27	144,27	89,44
	Frio	102	102	3,18	914	331,13	28,84	170,18	170,18	128,15
	Frio	102	102	3,18	914	331,13	28,84	183,13	183,13	129,04
	Frio	102	102	3,18	914	331,13	28,84	465,58	465,58	40,05

1969 Knowles y Park [105]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
	Frio	76	76	3,33	813	324,23	41,39	7,62	7,62	346,18
	Frio	76	76	3,33	813	324,23	41,39	7,62	7,62	281,22
	Frio	76	76	3,33	1422	324,23	41,39	25,40	25,40	216,70
	Frio	76	76	3,33	1422	324,23	41,39	25,40	25,40	156,63

1976 Bridge [13]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
SHC-1	Frio	200	200	10,01	2130	291,00	30,20	38,00	38,00	1956,00
SHC-7	Frio	150	150	6,50	3050	254,00	35,00	38,00	38,00	680,00
SHC-8	Frio	150	150	6,50	3050	254,00	35,00	64,00	64,00	513,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

1989 Shakir-Khalil y Zeghiche [155]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
L2	Frio	80	120	5,00	3210	386,30	32,43	24,00	24,00	393,00
L3	Frio	80	120	5,00	3210	384,70	32,43	60,00	60,00	232,00
L4	Frio	120	80	5,00	2940	384,70	36,82	16,00	16,00	260,00
L5	Frio	120	80	5,00	2940	343,30	35,73	40,00	40,00	210,00
S2	Frio	80	120	5,00	200	386,30	32,43	24,00	24,00	950,00
S3	Frio	80	120	5,00	200	384,70	32,43	60,00	60,00	900,00
S4	Frio	120	80	5,00	200	384,70	36,82	16,00	16,00	910,00
S5	Frio	120	80	5,00	200	343,30	35,73	40,00	40,00	900,00

1990 Cederwall, Engstrom y Grauers [25]										
Denominación	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
L_1	Soldado	120	120	5,00	3000	304,00	47,00	20,00	20,00	610,00
L_10	Soldado	120	120	8,00	3000	379,00	39,00	20,00	20,00	820,00
L_11	Soldado	120	120	8,00	3000	390,00	80,00	10,00	10,00	1160,00
L_2	Soldado	120	120	5,00	3000	438,00	46,00	20,00	20,00	700,00
L_3	Soldado	120	120	5,00	3000	327,00	96,00	20,00	20,00	710,00
L_4	Soldado	120	120	5,00	3000	439,00	96,00	20,00	20,00	830,00
L_5	Soldado	120	120	5,00	3000	323,00	39,00	20,00	20,00	740,00
L_6	Soldado	120	120	8,00	3000	300,00	46,00	20,00	20,00	770,00
L_7	Soldado	120	120	8,00	3000	376,00	47,00	20,00	20,00	870,00
L_8	Soldado	120	120	8,00	3000	323,00	103,00	20,00	20,00	820,00
L_9	Soldado	120	120	8,00	3000	379,00	103,00	20,00	20,00	1000,00

1990 Shakir-Khalil y Mouli [156]										
Denominación	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
L1	Frio	120	80	5,00	2940	357,50	35,70	8,00	8,00	407,20

1992 Zuo [77]										
Denominación	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
	Frio	151	151	3,30	160	308,00	42,60	0,60	0,60	900,00
	Frio	151	151	4,40	600	287,00	32,40	0,90	0,90	950,00
	Frio	150	150	6,30	760	320,00	32,40	1,50	1,50	1525,00
	Frio	151	151	8,25	760	247,00	32,40	2,40	2,40	1591,00

Denominación	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>tz</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
	Frio	150	150	3,00	760	282,00	32,40	25,00	25,00	865,00
	Frio	150	150	5,40	900	242,00	38,80	25,00	25,00	1120,00
	Frio	150	150	6,30	1060	292,00	38,80	25,00	25,00	1035,00
	Frio	151	151	8,25	1060	276,00	42,00	25,00	25,00	1314,00
	Frio	150	150	3,00	1500	276,00	38,80	50,00	50,00	635,00
	Frio	150	150	4,20	1660	292,00	40,50	50,00	50,00	858,00
	Frio	151	151	6,25	1660	308,00	38,80	50,00	50,00	1050,00
	Frio	152	152	8,25	1660	242,00	42,00	50,00	50,00	1180,00
	Frio	150	150	3,00	2400	292,00	38,80	75,00	75,00	382,00
	Frio	150	150	4,35	2560	276,00	42,00	75,00	75,00	500,00
	Frio	152	152	6,30	2560	242,00	40,50	75,00	75,00	714,00
	Frio	151	151	8,50	2560	308,00	38,00	75,00	75,00	803,00

1997 Matsui et al, [125]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>tz</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
	Frio	150	150	4,27	599	438,51	40,91	25,15	25,15	1185,39
	Frio	150	150	4,27	599	438,51	40,91	25,15	25,15	1134,22
	Frio	150	150	4,27	599	438,51	40,91	25,15	25,15	1026,09
	Frio	150	150	4,27	1201	438,51	40,91	25,15	25,15	847,21
	Frio	150	150	4,27	1201	438,51	40,91	25,15	25,15	705,71
	Frio	150	150	4,27	1201	438,51	40,91	25,15	25,15	588,69
	Frio	150	150	4,27	1801	438,51	40,91	75,18	75,18	735,08
	Frio	150	150	4,27	1801	438,51	40,91	75,18	75,18	665,67
	Frio	150	150	4,27	1801	438,51	40,91	75,18	75,18	631,85
	Frio	150	150	4,27	2703	438,51	40,91	75,18	75,18	553,54
	Frio	150	150	4,27	2703	438,51	40,91	75,18	75,18	441,41
	Frio	150	150	4,27	2703	438,51	40,91	75,18	75,18	373,33
	Frio	150	150	4,27	3602	438,51	40,91	125,22	125,22	514,82
	Frio	150	150	4,27	3602	438,51	40,91	125,22	125,22	484,57
	Frio	150	150	4,27	3602	438,51	40,91	125,22	125,22	445,41
	Frio	150	150	4,27	4503	438,51	40,91	125,22	125,22	893,93
	Frio	150	150	4,27	4503	438,51	40,91	125,22	125,22	326,60

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

1997 Uy [187]										
Denominación	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
HS2 [C]		126	126	3,00	360	300,00	50,00	20,00	20,00	996,00
HS3 [C]		126	126	3,00	360	300,00	50,00	40,00	40,00	739,00
HS4 [C]		126	126	3,00	360	300,00	50,00	50,00	50,00	619,00
NS2 [C]		186	186	3,00	540	300,00	32,00	37,00	37,00	1069,00
NS3 [C]		186	186	3,00	540	300,00	32,00	56,00	56,00	1133,00
NS4 [C]		186	186	3,00	540	300,00	32,00	84,00	84,00	895,00

2000 Nakahara y Sakino [152]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
1		149	149	4,38	447	262,00	41,10	45,00	45,00	755,00
2		149	149	4,38	447	262,00	41,10	200,00	200,00	259,00
3		216	216	4,38	648	262,00	25,40	60,00	60,00	1141,00
4		216	216	4,38	648	262,00	25,40	200,00	200,00	503,00
5		216	216	4,38	648	262,00	41,10	60,00	60,00	1369,00
6		216	216	4,38	648	262,00	41,10	100,00	100,00	1028,00
7		215	215	4,38	645	262,00	41,10	200,00	200,00	580,00
8		216	216	4,38	648	262,00	80,30	60,00	60,00	2013,00
9		216	216	4,38	648	262,00	80,30	100,00	100,00	1447,00
10		323	323	4,38	969	262,00	41,10	60,00	60,00	3306,00
11		323	323	4,38	969	262,00	41,10	200,00	200,00	1479,00
12		145	145	6,36	435	618,00	41,10	45,00	45,00	1636,00
13		145	145	6,36	435	618,00	41,10	200,00	200,00	611,00
14		211	211	6,36	633	618,00	25,40	60,00	60,00	2393,00
15		211	211	6,36	633	618,00	41,10	60,00	60,00	2685,00
16		211	211	6,36	633	618,00	41,10	100,00	100,00	2090,00
17		212	212	6,36	636	618,00	41,10	300,00	300,00	858,00
18		211	211	6,36	633	618,00	80,30	60,00	60,00	3396,00
19		211	211	6,36	633	618,00	80,30	200,00	200,00	1484,00
20		318	318	6,36	954	618,00	41,10	100,00	100,00	4100,00
21		319	319	6,36	957	618,00	41,10	300,00	300,00	1967,00

2000 Wei y Han [83]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
Scp1-1		120	120	3,84	2600	330,10	15,14	15,00	15,00	588,00
Scp1-2		120	120	3,84	2600	330,10	15,14	30,00	30,00	450,80
Scp1-3		120	120	3,84	2600	330,10	20,37	40,00	40,00	421,40
Scp1-4		120	120	3,84	2600	330,10	15,14	50,00	50,00	333,20
Scp1-5		120	120	3,84	2600	330,10	20,37	40,00	40,00	417,50
Scp1-6		120	120	3,84	2600	330,10	29,28	50,00	50,00	423,40
Scp2-1		140	140	3,84	2600	330,10	18,84	15,00	15,00	833,00
Scp2-2		140	140	3,84	2600	330,10	18,84	40,00	40,00	615,40
Scp2-3		140	140	3,84	2600	330,10	18,84	60,00	60,00	509,60
Scp2-4		140	140	3,84	2600	330,10	20,37	40,00	40,00	558,60
Scp2-5		140	140	3,84	2600	330,10	29,28	60,00	60,00	539,00
Scp3-1		120	120	5,86	2600	321,10	18,84	15,00	15,00	754,60
Scp3-2		120	120	5,86	2600	321,10	18,84	30,00	30,00	548,80
Scp3-3		120	120	5,86	2600	321,10	18,84	50,00	50,00	510,60
Scp4-1		140	140	5,86	2600	321,10	15,38	15,00	15,00	1014,30
Scp4-2		140	140	5,86	2600	321,10	15,38	30,00	30,00	803,60
Scp4-3		140	140	5,86	2600	321,10	15,01	40,00	40,00	735,00
Scp4-4		140	140	5,86	2600	321,10	15,01	60,00	60,00	555,70
Scp5-1		200	200	5,86	2600	321,10	21,42	30,00	30,00	1793,40
Scp5-2		200	200	5,86	2600	321,10	18,23	50,00	50,00	1425,90
Scp5-3		200	200	5,86	2600	321,10	21,42	80,00	80,00	1200,50

2001 Han, Zhao y Tao [84]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
scp1-1-1	Soldado	120	120	3,84	2192	330,00	16,77	15,00	15,00	588,00
scp1-1-2	Soldado	120	120	3,84	2192	330,00	16,77	30,00	30,00	451,00
scp1-1-3	Soldado	120	120	3,84	2192	330,00	24,00	40,00	40,00	421,00
scp1-1-4	Soldado	120	120	3,84	2192	330,00	16,77	50,00	50,00	333,00
scp1-1-5	Soldado	120	120	3,84	2192	330,00	24,00	40,00	40,00	418,00
scp1-1-6	Soldado	120	120	3,84	2192	330,00	42,62	50,00	50,00	423,00
scp1-2-1	Soldado	140	140	3,84	2183	330,00	24,00	15,00	15,00	833,00
scp1-2-2	Soldado	140	140	3,84	2183	330,00	24,00	40,00	40,00	615,00
scp1-2-3	Soldado	140	140	3,84	2183	330,00	24,00	60,00	60,00	510,00
scp1-2-4	Soldado	140	140	3,84	2183	330,00	24,00	40,00	40,00	559,00
scp1-2-5	Soldado	140	140	3,84	2183	330,00	42,62	60,00	60,00	539,00
scp2-1-2	Soldado	120	120	5,86	2223	321,00	24,00	15,00	15,00	755,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
scp2-1-3	Soldado	120	120	5,86	2223	321,00	24,00	30,00	30,00	549,00
scp2-1-4	Soldado	120	120	5,86	2223	321,00	24,00	50,00	50,00	511,00
scp2-2-1	Soldado	140	140	5,86	2213	321,00	24,00	15,00	15,00	1014,00
scp2-2-2	Soldado	140	140	5,86	2213	321,00	24,00	30,00	30,00	804,00
scp2-2-3	Soldado	140	140	5,86	2213	321,00	24,00	40,00	40,00	735,00
scp2-2-4	Soldado	140	140	5,86	2213	321,00	24,00	60,00	60,00	556,00
scp2-3-2	Soldado	200	200	5,86	2223	321,00	42,62	30,00	30,00	1793,00
scp2-3-3	Soldado	200	200	5,86	2223	321,00	24,00	50,00	50,00	1426,00
scp2-3-4	Soldado	200	200	5,86	2223	321,00	42,62	80,00	80,00	1201,00

2001 Uy [190]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
HSS10	Soldado	160	160	5,00	300	784,20	30,01	25,00	25,00	2024,00
HSS11	Soldado	160	160	5,00	300	784,20	30,01	50,00	50,00	1979,00
HSS16	Soldado	210	210	5,00	300	784,20	32,01	25,00	25,00	3106,00
HSS17	Soldado	210	210	5,00	300	784,20	32,01	50,00	50,00	2617,00
HSS3	Soldado	110	110	5,00	300	784,20	30,01	15,00	15,00	1555,00
HSS4	Soldado	110	110	5,00	300	784,20	30,01	30,00	30,00	1281,00
HSS7	Soldado	160	160	5,00	300	784,20	30,01	40,00	40,00	1308,00

2002 Seo et al [77]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
		125	125	3,00	500	444,96	68,92	5,33	5,33	1060,80
		125	125	3,00	500	444,96	68,92	5,33	5,33	1016,74
		125	125	3,00	500	444,96	68,92	5,33	5,33	917,07
		125	125	3,00	500	444,96	68,92	5,33	5,33	799,16
		125	125	3,00	500	444,96	68,92	5,33	5,33	595,81
		125	125	3,00	500	444,96	68,92	5,33	5,33	496,14
		125	125	3,00	500	444,96	68,92	10,41	10,41	1089,72
		125	125	2,97	500	444,96	68,92	10,41	10,41	927,75
		125	125	3,00	1001	435,99	64,09	10,41	10,41	893,04
		125	125	3,00	1001	444,96	64,09	10,41	10,41	804,05
		125	125	3,00	1001	453,24	64,09	10,41	10,41	582,90
		125	125	3,00	1001	444,96	64,09	10,41	10,41	492,13
		125	125	3,02	1001	444,96	64,09	10,41	10,41	957,12

Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
		125	125	3,00	1001	444,96	64,09	14,73	14,73	1060,80
		125	125	3,00	1001	444,96	64,09	14,73	14,73	1003,84
		125	125	3,00	1001	444,96	64,09	14,73	14,73	893,93
		125	125	3,00	1001	444,96	64,09	14,73	14,73	784,92
		125	125	3,00	1501	444,96	67,54	14,73	14,73	570,89
		125	125	3,00	1501	444,96	67,54	14,73	14,73	496,14
		125	125	3,00	1501	444,96	67,54	16,26	16,26	590,02
		125	125	3,00	1501	444,96	67,54	16,26	16,26	537,07
		125	125	3,00	1501	444,96	67,54	16,26	16,26	497,03
		125	125	3,00	1501	444,96	67,54	16,26	16,26	452,08
		125	125	3,00	1501	444,96	67,54	16,26	16,26	336,84
		125	125	3,00	1501	444,96	67,54	16,26	16,26	291,90
		125	125	3,00	2250	444,96	67,54	21,08	21,08	1128,88
		125	125	3,00	2250	444,96	67,54	21,08	21,08	1024,75
		125	125	3,00	2250	444,96	67,54	21,08	21,08	881,92
		125	125	3,00	2250	444,96	67,54	21,08	21,08	792,04
		125	125	3,00	2250	444,96	67,54	21,08	21,08	602,04
		125	125	3,00	2250	444,96	67,54	21,08	21,08	492,13
		125	125	3,00	2250	444,96	67,54	31,50	31,50	577,12
		125	125	3,00	2250	444,96	67,54	31,50	31,50	547,75
		125	125	3,00	3000	444,96	67,54	31,50	31,50	489,02
		125	125	3,00	3000	444,96	67,54	31,50	31,50	424,05
		125	125	3,00	3000	444,96	67,54	31,50	31,50	332,83
		125	125	3,00	3000	444,96	67,54	31,50	31,50	290,12
		125	125	3,00	3000	444,96	67,54	44,45	44,45	587,80
		125	125	3,00	3000	444,96	67,54	44,45	44,45	538,85
		125	125	3,00	3000	444,96	67,54	44,45	44,45	493,02
		125	125	3,00	3000	444,96	67,54	44,45	44,45	435,18
		125	125	3,00	3749	444,96	67,54	44,45	44,45	331,05
		125	125	3,00	3749	444,96	67,54	44,45	44,45	286,11
		125	125	3,00	3749	444,96	67,54	62,99	62,99	611,83
		125	125	3,00	3749	444,96	67,54	62,99	62,99	550,87
		125	125	3,00	3749	444,96	67,54	62,99	62,99	486,79
		125	125	3,00	3749	444,96	67,54	62,99	62,99	437,85
		125	125	3,00	3749	444,96	67,54	62,99	62,99	336,84
		125	125	3,00	3749	444,96	67,54	62,99	62,99	298,13

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

2002 Seo y Chung [77]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
		125	125	3,20	500	451,86	96,03	20,57	20,57	1257,03
		125	125	3,20	500	451,86	96,03	20,57	20,57	1186,72
		125	125	3,20	1001	451,86	96,03	20,57	20,57	1129,77
		125	125	3,20	1001	451,86	96,03	20,57	20,57	827,63
		125	125	3,20	1501	451,86	96,03	20,57	20,57	666,56
		125	125	3,20	1501	451,86	96,03	61,47	61,47	658,10
		125	125	3,20	2250	451,86	96,03	61,47	61,47	614,05
		125	125	3,20	2250	451,86	96,03	61,47	61,47	570,44
		125	125	3,20	3000	451,86	96,03	61,47	61,47	446,30
		125	125	3,20	3000	451,86	96,03	61,47	61,47	361,31
		125	125	3,20	3749	451,86	96,03	61,47	61,47	287,45

2003 Han y Yao [86]										
Denominación	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
H-4-1	Soldado	130	195	2,65	780	340,10	15,84	13,97	13,97	732,00
H-4-2	Soldado	130	195	2,65	780	340,10	15,84	13,97	13,97	740,00
H-5-1	Soldado	130	195	2,65	780	340,10	15,84	31,00	31,00	500,00
H-5-2	Soldado	130	195	2,65	780	340,10	15,84	31,00	31,00	514,00
H-7-1	Soldado	130	195	2,65	2340	340,10	15,84	14,00	14,00	525,00
H-7-2	Soldado	130	195	2,65	2340	340,10	15,84	14,00	14,00	500,00
M-4-1	Soldado	130	195	2,65	780	340,10	15,84	13,97	13,97	872,00
M-4-2	Soldado	130	195	2,65	780	340,10	15,84	13,97	13,97	812,00
M-5-1	Soldado	130	195	2,65	780	340,10	15,84	30,99	30,99	646,00
M-5-2	Soldado	130	195	2,65	780	340,10	15,84	31,00	31,00	610,00
M-7-1	Soldado	130	195	2,65	2340	340,10	15,84	14,00	14,00	670,00
M-7-2	Soldado	130	195	2,65	2340	340,10	15,84	14,00	14,00	635,00

2003 Mursi [132]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
C-S-X-40	Soldado	104	104	3,00	2800	269,00	65,00	10,00	10,00	736,00
C-S-X-50	Soldado	134	134	3,00	2800	269,00	65,00	15,00	15,00	1090,00
C-S-X-60	Soldado	164	164	3,00	2800	269,00	65,00	20,00	20,00	1444,00

2003 Mursi y Uy [132]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
SL-C110	Soldado	120	120	5,00	3020	761,00	20,34	8,00	8,00	1481,00
SL-C160	Soldado	170	170	5,00	3020	761,00	20,34	15,00	15,00	2126,00
SL-C210	Soldado	220	220	5,00	3020	761,00	20,34	18,00	18,00	2939,00
SL-C260	Soldado	270	270	5,00	3020	761,00	20,34	23,00	23,00	3062,00

2004 Fujimoto, Mukai, Nishiyama y Sakino [63]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
ER4-A-4-19	Soldado	149	149	4,38	728	262,00	27,49	200,00	200,00	267,00
ER4-A-4-57	Soldado	148	148	4,38	728	262,00	27,49	45,00	45,00	823,00
ER4-C-2-25	Soldado	215	215	4,38	728	262,00	9,79	200,00	200,00	503,00
ER4-C-2-56	Soldado	214	214	4,38	728	262,00	9,79	60,00	60,00	1141,00
ER4-C-4-21	Soldado	215	215	4,38	728	262,00	27,49	200,00	200,00	580,00
ER4-C-4-38	Soldado	215	215	4,38	728	262,00	27,49	100,00	100,00	1028,00
ER4-C-4-51	Soldado	215	215	4,38	728	262,00	27,49	60,00	60,00	1369,00
ER4-C-8-33	Soldado	214	214	4,38	728	262,00	71,33	100,00	100,00	1448,00
ER4-C-8-46	Soldado	215	215	4,38	728	262,00	71,33	60,00	60,00	2014,00
ER4-D-4-27	Soldado	323	323	4,38	728	262,00	27,49	200,00	200,00	1479,00
ER4-D-4-60	Soldado	323	323	4,38	728	262,00	27,49	60,00	60,00	3306,00
ER6-A-4-22	Soldado	144	144	6,36	728	618,00	27,49	200,00	200,00	611,00
ER6-A-4-61	Soldado	144	144	6,36	728	618,00	27,49	45,00	45,00	1701,00
ER6-C-2-58	Soldado	210	210	6,36	728	618,00	9,79	60,00	60,00	2393,00
ER6-C-4-18	Soldado	210	210	6,36	728	618,00	27,49	300,00	300,00	858,00
ER6-C-4-44	Soldado	210	210	6,36	728	618,00	27,49	100,00	100,00	2092,00
ER6-C-4-57	Soldado	209	209	6,36	728	618,00	27,49	60,00	60,00	2694,00
ER6-C-8-24	Soldado	210	210	6,36	728	618,00	71,33	200,00	200,00	1486,00
ER6-C-8-54	Soldado	210	210	6,36	728	618,00	71,33	60,00	60,00	3396,00
ER6-D-4-23	Soldado	319	319	6,36	728	618,00	27,49	300,00	300,00	1969,00
ER6-D-4-47	Soldado	319	319	6,36	728	618,00	27,49	100,00	100,00	4045,00

2004 Han y Yao [89]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
lsh2-1	Soldado	200	200	3,00	2310	303,50	57,00	30,00	30,00	1502,00
lsh2-2	Soldado	200	200	3,00	2310	303,50	57,00	30,00	30,00	1535,00
lssc2-1	Soldado	200	200	3,00	2310	303,50	57,00	30,00	30,00	1450,00
lssc2-2	Soldado	200	200	3,00	2310	303,50	57,00	30,00	30,00	1415,00
lsv2	Soldado	200	200	3,00	2310	303,50	57,00	30,00	30,00	1620,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

2004 Hardika y Gardner [77]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
		203	203	8,99	1801	393,22	44,43	9,40	9,40	26630,26
		203	203	8,99	1801	378,04	86,92	10,67	10,67	25601,94
		203	203	4,42	1801	390,46	44,43	11,68	11,68	11141,48
		203	203	8,99	1801	378,04	89,54	12,70	12,70	21456,65
		203	203	8,99	1801	411,85	99,13	18,54	18,54	10182,13
		203	203	8,99	1801	393,22	44,43	19,05	19,05	13909,60
		203	203	8,99	1801	411,85	98,93	22,61	22,61	8437,42
		203	203	4,42	1801	390,46	44,43	25,91	25,91	5523,35
		203	203	8,99	1801	411,85	98,65	26,42	26,42	6084,00
		203	203	8,99	1801	378,04	82,92	28,45	28,45	9352,72
		203	203	8,99	1801	393,22	44,43	33,27	33,27	7717,92
		203	203	4,42	1801	390,46	44,43	35,81	35,81	3921,03

2004 Liu [113]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
E01	Soldado	150	150	4,18	870	550,00	60,80	30,00	30,00	1678,00
E02	Soldado	150	150	4,18	870	550,00	72,10	30,00	30,00	1850,00
E03	Soldado	150	150	4,18	2170	550,00	60,80	30,00	30,00	1330,00
E04	Soldado	150	150	4,18	2170	550,00	72,10	60,00	60,00	1020,00
E05	Soldado	180	120	4,18	1040	550,00	60,80	30,00	30,00	1950,00
E06	Soldado	180	120	4,18	1040	550,00	72,10	70,00	70,00	1140,00
E07	Soldado	120	80	4,18	1740	550,00	60,80	20,00	20,00	660,00
E08	Soldado	120	80	4,18	1740	550,00	72,10	20,00	20,00	855,00
E09	Soldado	200	100	4,18	1150	550,00	60,80	60,00	60,00	1310,00
E10	Soldado	200	100	4,18	1150	550,00	72,10	40,00	40,00	1800,00
E11	Soldado	160	80	4,18	2310	550,00	60,80	60,00	60,00	670,00
E12	Soldado	160	80	4,18	2310	550,00	72,10	30,00	30,00	1020,00

2004 Uy y Mursi [133]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
SL-C110	Soldado	110	110	5,00	2174	761,00	20,34	10,00	10,00	1481,00
SL-C160	Soldado	160	160	5,00	2416	761,00	20,34	15,00	15,00	2126,00
SL-C210	Soldado	210	210	5,00	2416	761,00	20,34	20,00	20,00	2939,00
SL-C260	Soldado	260	260	5,00	2817	761,00	20,34	25,00	25,00	3062,00

2006		Guo et al. [82]								
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
R-K1-2		149	99	3,63	450	283,60	41,80	30,00	30,00	856,50
R-K2-2		200	99	3,66	600	283,60	41,80	40,00	40,00	1036,80
R-K3-2		101	201	3,62	1800	283,60	41,80	40,00	40,00	1002,30
R-K3-5		200	99	3,64	1800	283,60	41,80	30,00	30,00	655,20
S-K2-1		149	149	3,64	450	283,60	41,80	30,00	30,00	1081,90

2006		Han [92]								
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
SB0	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	48,05	20,00	20,00	910,00
SB1-1	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	43,28	20,00	20,00	842,00
SB1-2	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	43,28	20,00	20,00	875,00
SB2-1	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	40,26	20,00	20,00	825,00
SB2-2	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	40,26	20,00	20,00	835,00
SC0	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	48,05	40,00	40,00	740,00
SC1-1	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	43,28	40,00	40,00	686,00
SC1-2	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	43,28	40,00	40,00	632,00
SC2-1	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	40,26	40,00	40,00	625,00
SC2-2	Frio	150	150	2,94	1732	344,40	40,26	40,00	40,00	655,00

2006		Liu [116]								
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
L1	Soldado	150	100	4,00	2600	495,00	60,00	15,00	15,00	1130,00
L2	Soldado	150	100	4,00	2600	495,00	60,00	30,00	30,00	884,00
L3	Soldado	150	100	4,00	2600	495,00	60,00	45,00	45,00	711,00
L4	Soldado	150	100	4,00	2600	495,00	60,00	60,00	60,00	617,00
S1	Soldado	120	120	4,00	360	495,00	60,00	15,00	15,00	1294,00
S10	Soldado	180	90	4,00	540	495,00	60,00	30,00	30,00	1319,00
S11	Soldado	180	90	4,00	540	495,00	60,00	40,00	40,00	1208,00
S12	Soldado	180	90	4,00	540	495,00	60,00	50,00	50,00	1051,00
S13	Soldado	130	130	4,00	390	495,00	60,00	15,00	15,00	1472,00
S14	Soldado	130	130	4,00	390	495,00	60,00	25,00	25,00	1305,00
S15	Soldado	130	130	4,00	390	495,00	60,00	40,00	40,00	1022,00
S16	Soldado	130	130	4,00	390	495,00	60,00	55,00	55,00	789,00
S2	Soldado	120	120	4,00	360	495,00	60,00	25,00	25,00	1125,00
S3	Soldado	120	120	4,00	360	495,00	60,00	30,00	30,00	949,00
S4	Soldado	120	120	4,00	360	495,00	60,00	45,00	45,00	810,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
S5	Soldado	150	100	4,00	450	495,00	60,00	15,00	15,00	1422,00
S6	Soldado	150	100	4,00	450	495,00	60,00	30,00	30,00	1190,00
S7	Soldado	150	100	4,00	450	495,00	60,00	45,00	45,00	964,00
S8	Soldado	150	100	4,00	450	495,00	60,00	60,00	60,00	763,00
S9	Soldado	180	90	4,00	540	495,00	60,00	20,00	20,00	1491,00

2006 Zhang y Guo [205]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
RA1	Soldado	135	176	2,91	993	319,30	68,50	1,00	1,00	2401
RA2	Soldado	136	177	2,91	1980	319,30	68,50	3,00	3,00	2283
RA3	Soldado	125	199	2,92	921	319,30	68,50	0,90	0,90	2636
RA4	Soldado	126	200	2,90	1829	319,30	68,50	1,50	1,50	2303
RE1	Soldado	176	136	2,91	988	319,30	68,50	20,50	20,50	1911
RE2	Soldado	174	134	2,93	989	319,30	68,50	41,00	41,00	1343
RE3	Soldado	175	135	2,93	988	319,30	68,50	72,00	72,00	823
RE4	Soldado	175	136	2,89	1982	319,30	68,50	21,00	21,00	1588
RE5	Soldado	176	137	4,82	990	316,60	68,50	20,00	20,00	2058
RE6	Soldado	175	137	4,83	1980	316,60	68,50	22,00	22,00	1813
RE7	Soldado	201	125	2,92	919	319,30	68,50	41,00	41,00	1529
RE8	Soldado	201	125	2,90	1831	319,30	68,50	38,00	38,00	1548
SA1	Soldado	150	150	2,91	1110	319,30	68,50	1,10	1,10	2352
SA2	Soldado	150	150	2,89	2200	319,30	68,50	3,50	3,50	2077
SA3	Soldado	149	149	2,93	3101	319,30	68,50	2,50	2,50	1558
SA4	Soldado	151	151	4,77	1085	316,60	68,50	1,10	1,10	2597
SA5	Soldado	150	150	4,90	2201	316,60	68,50	2,00	2,00	2381
SA6	Soldado	151	151	4,89	3100	316,60	68,50	3,50	3,50	1627
SE1	Soldado	149	149	2,89	1090	319,30	68,50	43,00	43,00	1147
SE2	Soldado	150	150	2,91	1115	319,30	68,50	22,00	22,00	1597
SE3	Soldado	150	150	2,92	2203	319,30	68,50	23,50	23,50	1274
SE4	Soldado	148	148	2,87	3101	319,30	68,50	26,00	26,00	941
SE5	Soldado	152	152	4,82	1105	316,60	68,50	41,50	41,50	1416
SE6	Soldado	151	151	4,88	1100	316,60	68,50	21,10	21,10	1901
SE7	Soldado	151	151	4,86	2199	316,60	68,50	21,00	21,00	1519
SE8	Soldado	150	150	4,86	3100	316,60	68,50	25,50	25,50	1103

2007		Lee [108]								
Denominación	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>2z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
100_2.3_12_1_A	Frio	100	100	2,30	1191	366,80	58,80	5,00	5,00	599,90
100_2.3_12_1_B	Frio	100	100	2,30	1191	366,80	58,80	5,00	5,00	534,60
100_2.3_12_1_C	Frio	100	100	2,30	1191	366,80	58,80	5,00	5,00	627,70
100_2.3_12_2_A	Frio	100	100	2,30	1191	366,80	58,80	10,00	10,00	569,20
100_2.3_12_2_B	Frio	100	100	2,30	1191	366,80	58,80	10,00	10,00	499,80
100_2.3_12_2_C	Frio	100	100	2,30	1191	366,80	58,80	10,00	10,00	590,10
100_2.3_12_3_A	Frio	100	100	2,30	1191	366,80	58,80	15,00	15,00	534,00
100_2.3_12_3_B	Frio	100	100	2,30	1191	366,80	58,80	15,00	15,00	466,90
100_2.3_12_3_C	Frio	100	100	2,30	1191	366,80	58,80	15,00	15,00	559,50
100_2.3_4_1_A	Frio	100	100	2,30	397	366,80	58,80	5,00	5,00	758,00
100_2.3_4_1_B	Frio	100	100	2,30	397	366,80	58,80	5,00	5,00	755,20
100_2.3_4_1_C	Frio	100	100	2,30	397	366,80	58,80	5,00	5,00	804,00
100_2.3_4_2_A	Frio	100	100	2,30	397	366,80	58,80	10,00	10,00	739,80
100_2.3_4_2_B	Frio	100	100	2,30	397	366,80	58,80	10,00	10,00	731,50
100_2.3_4_2_C	Frio	100	100	2,30	397	366,80	58,80	10,00	10,00	777,30
100_2.3_4_3_A	Frio	100	100	2,30	397	366,80	58,80	15,00	15,00	729,20
100_2.3_4_3_B	Frio	100	100	2,30	397	366,80	58,80	15,00	15,00	719,80
100_2.3_4_3_C	Frio	100	100	2,30	397	366,80	58,80	15,00	15,00	754,70
100_2.3_8_1_A	Frio	100	100	2,30	794	366,80	58,80	5,00	5,00	670,90
100_2.3_8_1_B	Frio	100	100	2,30	794	366,80	58,80	5,00	5,00	612,80
100_2.3_8_1_C	Frio	100	100	2,30	794	366,80	58,80	5,00	5,00	677,50
100_2.3_8_2_A	Frio	100	100	2,30	794	366,80	58,80	10,00	10,00	639,30
100_2.3_8_2_B	Frio	100	100	2,30	794	366,80	58,80	10,00	10,00	586,20
100_2.3_8_2_C	Frio	100	100	2,30	794	366,80	58,80	10,00	10,00	655,50
100_2.3_8_3_A	Frio	100	100	2,30	794	366,80	58,80	15,00	15,00	620,80
100_2.3_8_3_B	Frio	100	100	2,30	794	366,80	58,80	15,00	15,00	558,20
100_2.3_8_3_C	Frio	100	100	2,30	794	366,80	58,80	15,00	15,00	635,70
100_3.2_12_1_A	Frio	100	100	3,20	1179	364,10	58,80	5,00	5,00	693,90
100_3.2_12_1_B	Frio	100	100	3,20	1179	364,10	58,80	5,00	5,00	656,30
100_3.2_12_1_C	Frio	100	100	3,20	1179	364,10	58,80	5,00	5,00	711,70
100_3.2_12_2_A	Frio	100	100	3,20	1179	364,10	58,80	10,00	10,00	655,90
100_3.2_12_2_B	Frio	100	100	3,20	1179	364,10	58,80	10,00	10,00	622,90
100_3.2_12_2_C	Frio	100	100	3,20	1179	364,10	58,80	10,00	10,00	673,20
100_3.2_12_3_A	Frio	100	100	3,20	1179	364,10	58,80	15,00	15,00	614,10
100_3.2_12_3_B	Frio	100	100	3,20	1179	364,10	58,80	15,00	15,00	599,00
100_3.2_12_3_C	Frio	100	100	3,20	1179	364,10	58,80	15,00	15,00	639,80
100_3.2_4_1_A	Frio	100	100	3,20	393	364,10	58,80	5,00	5,00	907,40

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Denominación	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
100_3.2_4_1_B	Frio	100	100	3,20	393	364,10	58,80	5,00	5,00	882,70
100_3.2_4_1_C	Frio	100	100	3,20	393	364,10	58,80	5,00	5,00	923,90
100_3.2_4_2_A	Frio	100	100	3,20	393	364,10	58,80	10,00	10,00	887,60
100_3.2_4_2_B	Frio	100	100	3,20	393	364,10	58,80	10,00	10,00	863,00
100_3.2_4_2_C	Frio	100	100	3,20	393	364,10	58,80	10,00	10,00	904,70
100_3.2_4_3_A	Frio	100	100	3,20	393	364,10	58,80	15,00	15,00	874,00
100_3.2_4_3_B	Frio	100	100	3,20	393	364,10	58,80	15,00	15,00	850,30
100_3.2_4_3_C	Frio	100	100	3,20	393	364,10	58,80	15,00	15,00	891,80
100_3.2_8_1_A	Frio	100	100	3,20	786	364,10	58,80	5,00	5,00	751,30
100_3.2_8_1_B	Frio	100	100	3,20	786	364,10	58,80	5,00	5,00	746,40
100_3.2_8_1_C	Frio	100	100	3,20	786	364,10	58,80	5,00	5,00	791,10
100_3.2_8_2_A	Frio	100	100	3,20	786	364,10	58,80	10,00	10,00	724,00
100_3.2_8_2_B	Frio	100	100	3,20	786	364,10	58,80	10,00	10,00	714,30
100_3.2_8_2_C	Frio	100	100	3,20	786	364,10	58,80	10,00	10,00	766,80
100_3.2_8_3_A	Frio	100	100	3,20	786	364,10	58,80	15,00	15,00	700,20
100_3.2_8_3_B	Frio	100	100	3,20	786	364,10	58,80	15,00	15,00	670,90
100_3.2_8_3_C	Frio	100	100	3,20	786	364,10	58,80	15,00	15,00	749,20
75_3.2_12_1_A	Frio	75	75	3,20	873	347,60	58,80	3,75	3,75	503,30
75_3.2_12_1_B	Frio	75	75	3,20	873	347,60	58,80	3,75	3,75	432,60
75_3.2_12_1_C	Frio	75	75	3,20	873	347,60	58,80	3,75	3,75	527,10
75_3.2_12_2_A	Frio	75	75	3,20	873	347,60	58,80	7,50	7,50	458,70
75_3.2_12_2_B	Frio	75	75	3,20	873	347,60	58,80	7,50	7,50	419,20
75_3.2_12_2_C	Frio	75	75	3,20	873	347,60	58,80	7,50	7,50	507,20
75_3.2_12_3_A	Frio	75	75	3,20	873	347,60	58,80	11,25	11,25	443,10
75_3.2_12_3_B	Frio	75	75	3,20	873	347,60	58,80	11,25	11,25	405,30
75_3.2_12_3_C	Frio	75	75	3,20	873	347,60	58,80	11,25	11,25	477,60
75_3.2_4_1_A	Frio	75	75	3,20	291	347,60	58,80	3,75	3,75	648,30
75_3.2_4_1_B	Frio	75	75	3,20	291	347,60	58,80	3,75	3,75	610,40
75_3.2_4_1_C	Frio	75	75	3,20	291	347,60	58,80	3,75	3,75	658,20
75_3.2_4_2_A	Frio	75	75	3,20	291	347,60	58,80	7,50	7,50	631,30
75_3.2_4_2_B	Frio	75	75	3,20	291	347,60	58,80	7,50	7,50	600,80
75_3.2_4_2_C	Frio	75	75	3,20	291	347,60	58,80	7,50	7,50	646,50
75_3.2_4_3_A	Frio	75	75	3,20	291	347,60	58,80	11,25	11,25	622,00
75_3.2_4_3_B	Frio	75	75	3,20	291	347,60	58,80	11,25	11,25	595,00
75_3.2_4_3_C	Frio	75	75	3,20	291	347,60	58,80	11,25	11,25	631,50
75_3.2_8_1_A	Frio	75	75	3,20	582	347,60	58,80	3,75	3,75	539,30
75_3.2_8_1_B	Frio	75	75	3,20	582	347,60	58,80	3,75	3,75	538,10

Denominación	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
75_3.2_8_1_C	Frio	75	75	3,20	582	347,60	58,80	3,75	3,75	554,30
75_3.2_8_2_A	Frio	75	75	3,20	582	347,60	58,80	7,50	7,50	518,00
75_3.2_8_2_B	Frio	75	75	3,20	582	347,60	58,80	7,50	7,50	506,80
75_3.2_8_2_C	Frio	75	75	3,20	582	347,60	58,80	7,50	7,50	537,20
75_3.2_8_3_A	Frio	75	75	3,20	582	347,60	58,80	11,25	11,25	502,60
75_3.2_8_3_B	Frio	75	75	3,20	582	347,60	58,80	11,25	11,25	484,50
75_3.2_8_3_C	Frio	75	75	3,20	582	347,60	58,80	11,25	11,25	514,70

2007 Tao, Han y Wang [168]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
UCFT1-2	Soldado	200	200	2,50	1190	270,00	56,77	30,00	30,00	1760,00
UCFT1-3	Soldado	200	200	2,50	1190	270,00	56,77	60,00	60,00	1130,00
UCFT2-2	Soldado	200	200	2,50	1190	270,00	56,77	30,00	30,00	1660,00
UCFT2-3	Soldado	200	200	2,50	1190	270,00	56,77	60,00	60,00	1068,00

2007 Zhang y Guo [205]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
RA1	Soldado	135	176	2,91	993	319,30	91,88	1,00	1,00	2401,00
RA2	Soldado	136	177	2,91	1980	319,30	91,88	3,00	3,00	2283,00
RA3	Soldado	125	199	2,92	921	319,30	91,88	0,90	0,90	2636,00
RA4	Soldado	126	200	2,90	1829	319,30	91,88	1,50	1,50	2303,00
RE1	Soldado	136	176	2,91	988	319,30	91,88	20,50	20,50	1911,00
RE2	Soldado	134	174	2,93	989	319,30	91,88	41,00	41,00	1343,00
RE3	Soldado	135	175	2,93	988	319,30	91,88	72,00	72,00	823,00
RE4	Soldado	136	175	2,89	1982	319,30	91,88	21,00	21,00	1588,00
RE5	Soldado	137	176	4,82	990	316,60	91,88	20,00	20,00	2058,00
RE6	Soldado	137	175	4,83	1980	316,60	91,88	22,00	22,00	1813,00
RE7	Soldado	125	201	2,92	919	319,30	91,88	21,00	21,00	1529,00
RE8	Soldado	125	201	2,90	1831	319,30	91,88	38,00	38,00	1548,00
SA1	Soldado	150	150	2,91	1110	319,30	91,88	1,10	1,10	2352,00
SA2	Soldado	150	150	2,89	2200	319,30	91,88	3,50	3,50	2077,00
SA3	Soldado	149	149	2,93	3101	319,30	91,88	2,50	2,50	1558,00
SA4	Soldado	151	151	4,77	1085	316,60	91,88	1,10	1,10	2597,00
SA5	Soldado	150	150	4,90	2201	316,60	91,88	2,00	2,00	2381,00
SA6	Soldado	151	151	4,89	3100	316,60	91,88	3,50	3,50	1627,00
SE1	Soldado	149	149	2,89	1090	319,30	91,88	43,00	43,00	1147,00
SE2	Soldado	150	150	2,91	1115	319,30	91,88	22,00	22,00	1597,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
SE3	Soldado	150	150	2,92	2203	319,30	91,88	23,50	23,50	1274,00
SE4	Soldado	148	148	2,87	3101	319,30	91,88	26,00	26,00	941,00
SE5	Soldado	152	152	4,82	1105	316,60	91,88	41,50	41,50	1416,00
SE6	Soldado	151	151	4,88	1100	316,60	91,88	21,10	21,10	1901,00
SE7	Soldado	151	151	4,86	2199	316,60	91,88	21,00	21,00	1519,00
SE8	Soldado	150	150	4,86	3100	316,60	91,88	25,50	25,50	1103,00

2008 Yu, Tao y Wu [200]										
Denom.	Fab.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z</sub> mm	e <sub>1z</sub> mm	N <sub>exp</sub> kN
S150-3	Soldado	100	100	1,90	1500	404,00	122,10	15,00	15,00	559,00
S150-4	Soldado	100	100	1,90	1500	404,00	122,10	15,00	15,00	660,00
S150-5	Soldado	100	100	1,90	1500	404,00	122,10	30,00	30,00	395,00
S150-6	Soldado	100	100	1,90	1500	404,00	122,10	30,00	30,00	390,00

**A.3. PILARES SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y FLEXIÓN,  $r \neq 1.00$**

1999 Wang [195]										
Den.	Fabr.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z,2</sub> mm	e <sub>z,1</sub> mm	N <sub>exp</sub> (kN)
RHS1	Caliente	120	80	6,30	4000	370,00	50,01	55,00	-55,00	246
RHS2	Caliente	120	80	6,30	4000	370,00	50,01	55,00	0,00	246
RHS7	Caliente	80	120	6,30	3200	370,00	50,01	55,00	-55,00	246
RHS8	Caliente	80	120	6,30	3200	370,00	50,01	55,00	0,00	480

## A.4. PILARES SOMETIDOS A CARGA ESVIADA

1976 Bridge [13]												
Den.	Fabr.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>x,2</sub> mm	e <sub>y,2</sub> mm	e <sub>x,1</sub> mm	e <sub>y,1</sub> mm	N <sub>exp</sub> (kN)
SHC3	Frio	200	200	10,01	2130	313,00	34,50	32,91	19,00	32,91	19,00	2180,00
SHC-4	Frio	200	200	10,01	2130	317,00	33,10	26,87	26,87	26,87	26,87	2162,00
SHC-5	Frio	200	200	10,01	3050	319,00	37,80	32,91	19,00	32,91	19,00	2037,00
SHC-6	Frio	200	200	10,01	3050	317,00	32,10	45,25	45,25	45,25	45,25	1623,00

1989 Shakir-Khalil_Zeghiche [155]												
Den.	Fabr.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>x,2</sub> mm	e <sub>y,2</sub> mm	e <sub>x,1</sub> mm	e <sub>y,1</sub> mm	N <sub>exp</sub> (kN)
L6	Frio	80	120	5,00	3910	343,30	37,92	24,00	16,00	24,00	16,00	268,00
L7	Frio	80	120	5,00	3910	357,50	36,82	60,00	40,00	60,00	40,00	160,00
S6	Frio	80	120	5,00	200	343,30	37,92	24,00	16,00	0,00	0,00	900,00
S7	Frio	80	120	5,00	200	357,50	36,82	60,00	40,00	0,00	0,00	920,00

1990 Shakir-Khalil_Mouli [156]												
Den.	Fabr.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>x,2</sub> mm	e <sub>y,2</sub> mm	e <sub>x,1</sub> mm	e <sub>y,1</sub> mm	N <sub>exp</sub> (kN)
L2	Frio	80	120	5,00	3210	341,00	38,80	12,00	8,00	12,00	8,00	348,00
L3	Frio	80	120	5,00	3210	341,00	40,50	42,00	28,00	42,00	28,00	198,50
L4	Frio	80	120	5,00	3210	362,50	39,10	24,00	40,00	24,00	40,00	206,80
L5	Frio	80	120	5,00	3210	362,50	36,00	60,00	16,00	60,00	16,00	209,80
L7	Frio	100	150	5,00	3210	346,70	38,30	15,00	10,00	15,00	10,00	596,20
L8	Frio	100	150	5,00	3210	340,00	38,70	45,00	30,00	45,00	30,00	329,20
L9	Frio	100	150	5,00	3210	340,00	39,60	75,00	50,00	75,00	50,00	254,60

1999 Wang [195]												
Den.	Fabr.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>x,2</sub> mm	e <sub>y,2</sub> mm	e <sub>x,1</sub> mm	e <sub>y,1</sub> mm	N <sub>exp</sub> (kN)
RHS3	Caliente	120	80	6,30	4000	370,0	50,01	55,0	110,0	0,0	0,00	172,00
RHS4	Caliente	120	80	6,30	4000	370,0	50,01	55,0	110,0	0,0	-110,0	238,00
RHS5	Caliente	80	120	6,30	4000	370,0	50,01	55,0	110,0	-55,0	-110,0	251,00
RHS6	Caliente	80	120	6,30	4000	370,0	50,01	55,0	55,0	0,0	0,00	234,00

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
 rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
 momentos variable

2010 Tokgoz [178]												
Den.	Fabr.	b mm	h mm	t mm	L mm	F <sub>y</sub> MPa	F <sub>c</sub> MPa	e <sub>z,2</sub> mm	e <sub>y,2</sub> mm	e <sub>z,1</sub> mm	e <sub>y,1</sub> mm	N <sub>exp</sub> (kN)
CFSTC-I	Frio	60	60	5,00	1250	290,00	51,48	30,00	30,00	30,00	30,00	128,00
CFSTC-I	Frio	70	70	5,00	1250	290,00	51,48	35,00	35,00	35,00	35,00	168,00
CFSTC-I	Frio	80	80	4,00	1250	290,00	51,48	40,00	40,00	40,00	40,00	173,00
CFSTC-I	Frio	100	100	4,00	1250	290,00	51,48	50,00	50,00	50,00	50,00	245,00
CFSTC-II	Frio	60	60	5,00	1250	290,00	56,24	40,00	40,00	40,00	40,00	97,00
CFSTC-II	Frio	70	70	5,00	1250	290,00	56,24	45,00	45,00	45,00	45,00	142,00
CFSTC-II	Frio	80	80	4,00	1250	290,00	56,24	50,00	50,00	50,00	50,00	147,00
CFSTC-II	Frio	100	100	4,00	1250	290,00	56,24	60,00	60,00	60,00	60,00	218,00

# ANEJO B.

## PROGRAMA DE ENSAYOS EXPERIMENTALES

### B.1. APROVECHAMIENTO DE LOS DIFERENTES TUBOS DE ACERO.

Tubo Nº	Nomenclatura	b mm	h mm	t mm	L mm	f <sub>c</sub> Mpa	f <sub>y</sub> Mpa	e <sub>1</sub> mm	e <sub>2</sub> mm
1	S100.100.4_3_90.275_20.20	100	100	4	3000	90	275	20	20
	S100.100.4_2_90.275_20.20	100	100	4	2000	90	275	20	20
2	S100.100.4_3_90.275_50.50	100	100	4	3000	90	275	50	50
	S100.100.4_2_30.275_20.20	100	100	4	2000	90	275	50	50
3	S100.100.4_3_90.275_20.10	100	100	4	3000	90	275	20	10
	S100.100.4_2_90.275_20.10	100	100	4	2000	90	275	20	10
4	S100.100.4_3_90.275_20.00	100	100	4	3000	90	275	20	0
	S100.100.4_2_90.275_20.00	100	100	4	2000	90	275	20	0
5	S100.100.4_3_90.275_50.25	100	100	4	3000	90	275	50	25
	S100.100.4_2_90.275_50.50	100	100	4	2000	30	275	20	20
6	S100.100.4_3_90.275_50.00	100	100	4	3000	90	275	50	50
	S100.100.4_2_30.275_50.50	100	100	4	2000	30	275	50	50
7	S100.100.4_3_90.275_20.-10	100	100	4	3000	90	275	20	-10
	S100.100.4_2_30.275_20.10	100	100	4	2000	30	275	20	10
8	S100.100.4_3_90.275_50.-25	100	100	4	3000	90	275	50	-25
	S100.100.4_2_30.275_20.00	100	100	4	2000	30	275	20	0
9	S100.100.4_4_90.275_20.20	100	100	4	4000	90	275	20	20
10	S100.100.4_4_90.275_20.-10	100	100	4	4000	90	275	20	-10
11	S100.100.4_4_90.275_20.10	100	100	4	4000	90	275	20	10
12	S100.100.4_4_90.275_50.25	100	100	4	4000	90	275	50	25
13	S100.100.4_2_90.275_50.25	100	100	4	2000	90	275	50	25
	S100.100.4_2_30.275_50.25	100	100	4	2000	30	275	50	25

Tubo Nº	Nomenclatura	b mm	h mm	t mm	L mm	f <sub>c</sub> Mpa	f <sub>y</sub> Mpa	e <sub>1</sub> mm	e <sub>2</sub> mm
14	S100.100.4_2_vacio.275_50.25	100	100	4	2000	0	275	50	25
	S100.100.4_2_vacio.275_20.-10	100	100	4	2000	0	275	20	-10
15	S100.100.4_2_90.275_20.-10	100	100	4	2000	90	275	20	-10
	S100.100.4_2_30.275_20.-10	100	100	4	2000	30	275	20	-10
16	S100.100.4_2_90.275_20.-10	100	100	4	2000	90	275	20	-10
	S100.100.4_2_90.275_50.50	100	100	4	2000	90	275	50	50
17	R100.150.4_3_90.275_50.50	100	150	4	3000	90	275	50	50
	R100.150.4_2_90.275_50.50	100	150	4	2000	90	275	50	50
18	R100.150.4_3_90.275_20.20	100	150	4	3000	90	275	20	20
	R100.150.4_2_90.275_20.20	100	150	4	2000	90	275	20	20
19	R100.150.4_3_90.275_20.00	100	150	4	3000	90	275	20	0
	R100.150.4_2_90.275_20.00	100	150	4	2000	90	275	20	0
20	R100.150.4_3_90.275_20.10	100	150	4	3000	90	275	20	10
	R100.150.4_2_90.275_20.10	100	150	4	2000	90	275	20	10
21	R100.150.4_3_90.275_50.00	100	150	4	3000	90	275	50	0
	R100.150.4_2_30.275_50.50	100	150	4	2000	30	275	50	50
22	R100.150.4_3_90.275_50.25	100	150	4	3000	90	275	50	25
	R100.150.4_2_30.275_20.20	100	150	4	2000	30	275	20	20
23	R100.150.4_3_90.275_50.-25	100	150	4	3000	90	275	50	-25
	R100.150.4_2_30.275_20.00	100	150	4	2000	30	275	20	0
24	R100.150.4_3_90.275_20.-10	100	150	4	3000	90	275	20	-10
	R100.150.4_2_30.275_20.10	100	150	4	2000	30	275	20	10
25	R100.150.5_3_90.275_50.50	100	150	5	3000	90	275	50	50
	R100.150.5_2_90.275_50.50	100	150	5	2000	90	275	50	50
26	R100.150.5_3_90.275_20.20	100	150	5	3000	90	275	20	20
	R100.150.5_2_90.275_20.20	100	150	5	2000	90	275	20	20
27	R100.150.5_3_90.275_20.00	100	150	5	3000	90	275	20	0
	R100.150.5_2_90.275_20.00	100	150	5	2000	90	275	20	0
28	R100.150.5_3_90.275_20.10	100	150	5	3000	90	275	20	10
	R100.150.5_2_90.275_20.10	100	150	5	2000	90	275	20	10
29	R100.150.5_3_90.275_50.00	100	150	5	3000	90	275	50	0
	R100.150.5_2_30.275_50.50	100	150	5	2000	30	275	50	50

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

Tubo Nº	Nomenclatura	b mm	h mm	t mm	L mm	f <sub>c</sub> Mpa	f <sub>y</sub> Mpa	e <sub>1</sub> mm	e <sub>2</sub> mm
30	R100.150.5_3_90.275_50.25	100	150	5	3000	90	275	50	25
	R100.150.5_2_30.275_20.20	100	150	5	2000	30	275	20	20
31	R100.150.5_3_90.275_50.-25	100	150	5	3000	90	275	50	-25
	R100.150.5_2_30.275_20.00	100	150	5	2000	30	275	20	0
32	R100.150.5_3_90.275_20.15	100	150	5	3000	90	275	20	15
	R100.150.5_2_30.275_20.10	100	150	5	2000	30	275	20	10
33	R100.150.5_2_90.275_50.25	100	150	5	2000	90	275	50	25
	R100.150.5_2_30.275_50.25	100	150	5	2000	30	275	50	25
34	R100.150.5_2_90.275_20.-10	100	150	5	2000	90	275	20	-10
	R100.150.5_2_30.275_20.-10	100	150	5	2000	30	275	20	-10
35	R100.150.5_3_90.275_20.-10	100	150	5	3000	90	275	20	-10
	R100.150.5_2_90.275_50.50	100	150	5	2000	90	275	50	50
36	R100.150.5_3_vacio.275_20.-10	100	150	5	3000	0	275	20	-10
	R100.150.5_2_vacio.275_20.-10	100	150	5	2000	0	275	20	-10
37	R100.150.5_3_vacio.275_50.25	100	150	5	3000	0	275	50	25
	R100.150.5_2_vacio.275_50.25	100	150	5	2000	0	275	50	25
38	R100.150.4_2_90.275_50.25	100	150	4	2000	90	275	50	25
	R100.150.4_2_30.275_50.25	100	150	4	2000	30	275	50	25
39	R100.150.4_2_90.275_20.-10	100	150	4	2000	90	275	20	-10
	R100.150.4_2_30.275_20.-10	100	150	4	2000	30	275	20	-10
40	R100.150.4_3_vacio.275_20.-10	100	150	4	3000	0	275	20	-10
	R100.150.4_2_vacio.275_20.-10	100	150	4	2000	0	275	20	-10
41	R100.150.4_3_vacio.275_50.25	100	150	4	3000	0	275	50	25
	R100.150.4_2_vacio.275_50.25	100	150	4	2000	0	275	50	25

**B.2. RELACIÓN DE ENSAYOS QUE SE VAN A LLEVAR A CABO.**

Relación de los tubos empleados en cada uno de los pilares ensayados.

		100.100.4				
		2 metros			3 metros	4 metros
		0	30	90	90	90
<b>r = 1,00</b>	20.20	---	2_2	1_2	1_3	9_4
	50.50	---	6_2	5_2 16_2_2	2_3	---
<b>r = 0,50</b>	20.10	---	7_2	3_2	3_3	11_4
	50.25	14_1_2	13_2_2	13_1_2	5_3	12_4
<b>r = 0,00</b>	20.00	---	8_2	4_2	4_3	---
	50.00	---	---	---	6_3	---
<b>r = -0,50</b>	20.-10	14_2_2	15_2_2	15_1_2 16_1_2	7_3	10_4
	50.-25	---	---	---	8_3	---

		100.150.4				
		2 metros			3 metros	
		0	30	90	0	90
<b>r = 1,00</b>	20.20	---	22_2	18_2	---	18_3
	50.50	---	21_2	17_2	---	17_3
<b>r = 0,50</b>	20.10	---	24_2	20_2	---	20_3
	50.25	41_2	38_2_2	38_1_2	41_3	22_3
<b>r = 0,00</b>	20.00	---	23_2	19_2	---	19_3
	50.00	---	---	---	---	21_3
<b>r = -0,50</b>	20.-10	40_2	39_2_2	39_1_2	40_3	24_3
	50.-25	---	---	---	---	23_3

Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
 rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
 momentos variable

		100.150.5				
		2 metros			3 metros	
		0	30	90	0	90
<b>r = 1,00</b>	<b>20.20</b>	---	30_2	26_2	---	26_3
	<b>50.50</b>	---	29_2	25_2 35_2	---	25_3
<b>r = 0,75</b>	<b>20.15</b>	---	---	---	---	32_3
<b>r = 0,50</b>	<b>20.10</b>	---	32_2	28_2	---	28_3
	<b>50.25</b>	37_2	33_2_2	33_1_2	37_3	30_3
<b>r = 0,00</b>	<b>20.00</b>	---	31_2	27_2	---	27_3
	<b>50.00</b>	---	---	---	---	29_3
<b>r = -0,50</b>	<b>20.-10</b>	36_2	34_2_2	34_1_2	36_3	35_3
	<b>50.-25</b>	---	---	---	---	31_3

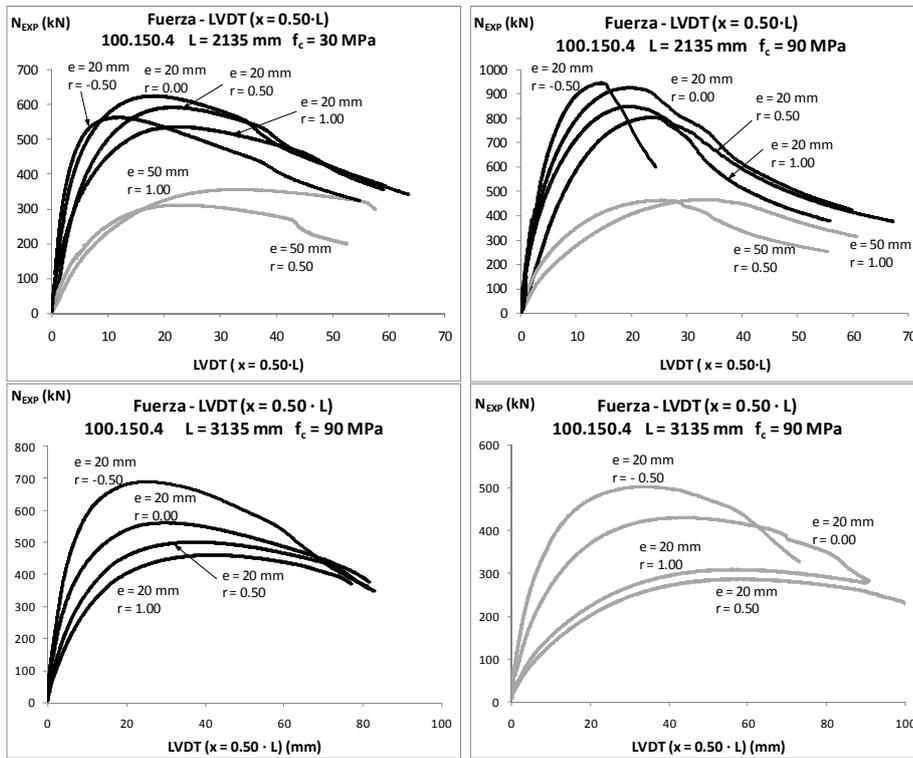
	2 metros				3 metros			4 metros		
	e (mm)	f <sub>c</sub> (MPa)			e (mm)	f <sub>c</sub> (MPa)		e (mm)	f <sub>c</sub> (MPa)	
		0	30	90		0	90		90	
100.100.4	20.20		✓	✓	20.20		✓	20.20	✓	
	50.50		✓	✓	✓	50.50		✓		
	20.10		✓	✓	20.10		✓	20.10	✓	
	50.25	✓	✓	✓	50.25		✓	50.25	✓	
	20.00		✓	✓	20.00		✓	20.00		
	50.00				50.00		✓	50.00		
	20.-10	✓	✓	✓	✓	20.-10		✓	20.-10	✓
	50.-25				50.-25		✓	50.-25		
100.150.4	20.20		✓	✓	20.20		✓	20.20		
	50.50		✓	✓	50.50		✓	50.50		
	20.10		✓	✓	20.10		✓	20.10		
	50.25	✓	✓	✓	50.25	✓	✓	50.25		
	20.00		✓	✓	20.00		✓	20.00		
	50.00				50.00		✓	50.00		
	20.-10	✓	✓	✓	20.-10	✓	✓	20.-10		
	50.-25				50.-25		✓	50.-25		
100.150.5	20.20		✓	✓	20.20		✓	20.20		
	50.50		✓	✓	✓	50.50		✓	50.50	
	20.10		✓	✓	20.10		✓	20.10		
	50.25	✓	✓	✓	50.25	✓	✓	50.25		
	20.00		✓	✓	20.00		✓	20.00		
	50.00				50.00		✓	50.00		
	20.-10	✓	✓	✓	✓	20.-10	✓	✓	20.-10	
	50.-25				50.-25		✓	50.-25		

# ANEJO C.

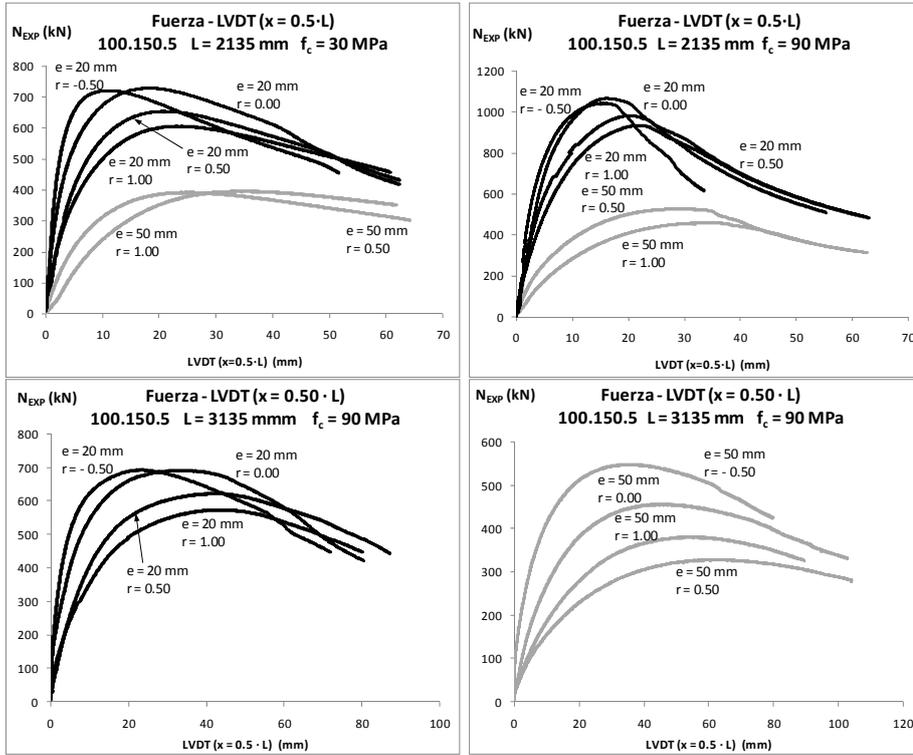
## RESULTADOS ENSAYOS EXPERIMENTALES

### C.1. FUERZA AXIAL – DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL.

#### C.1.1. Pilar de sección 100.150.4

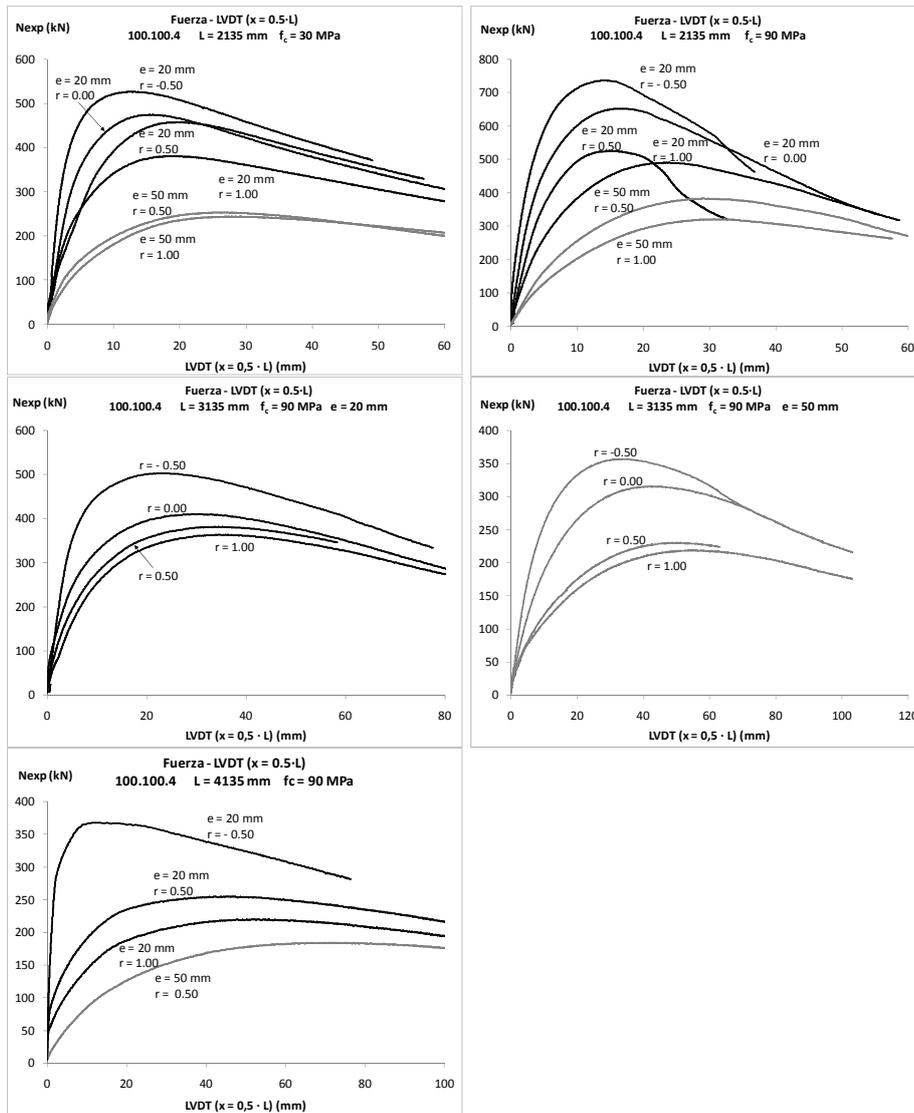


C.1.2. Pilar de sección 100.150.5



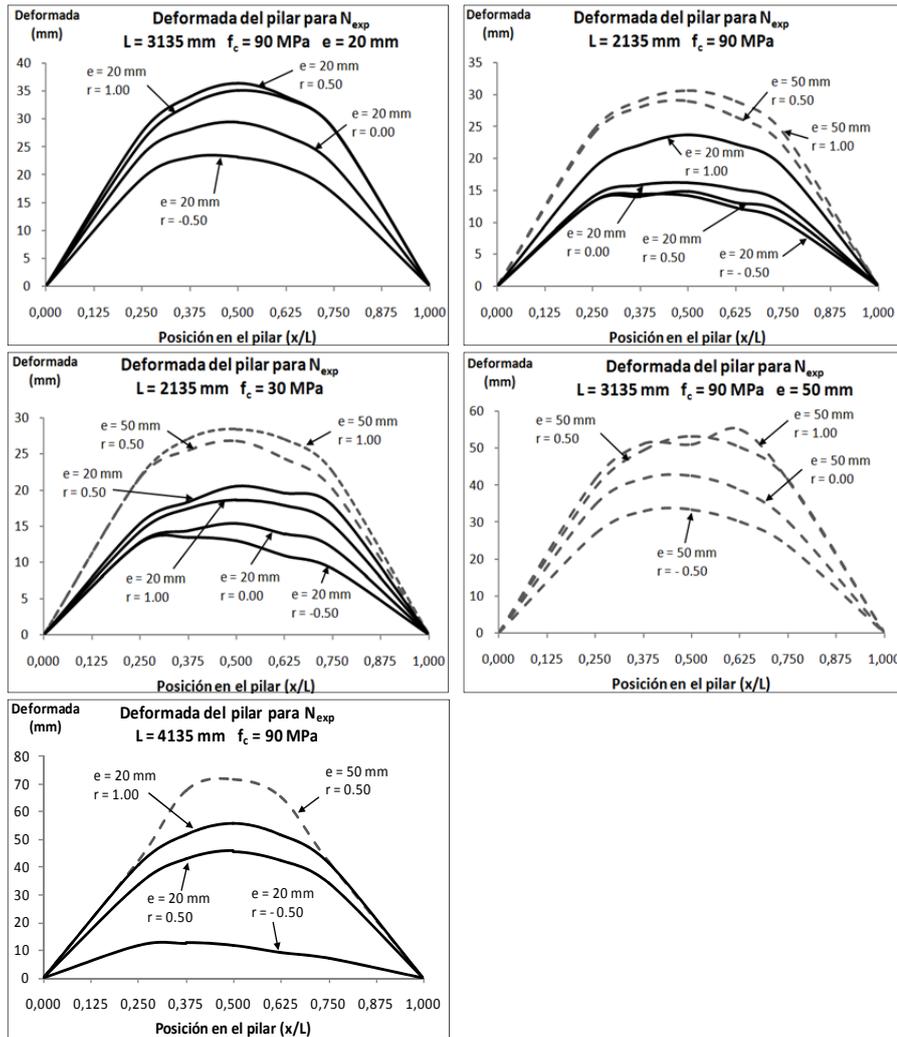
Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

C.1.3. Pilar de sección 100.100.4



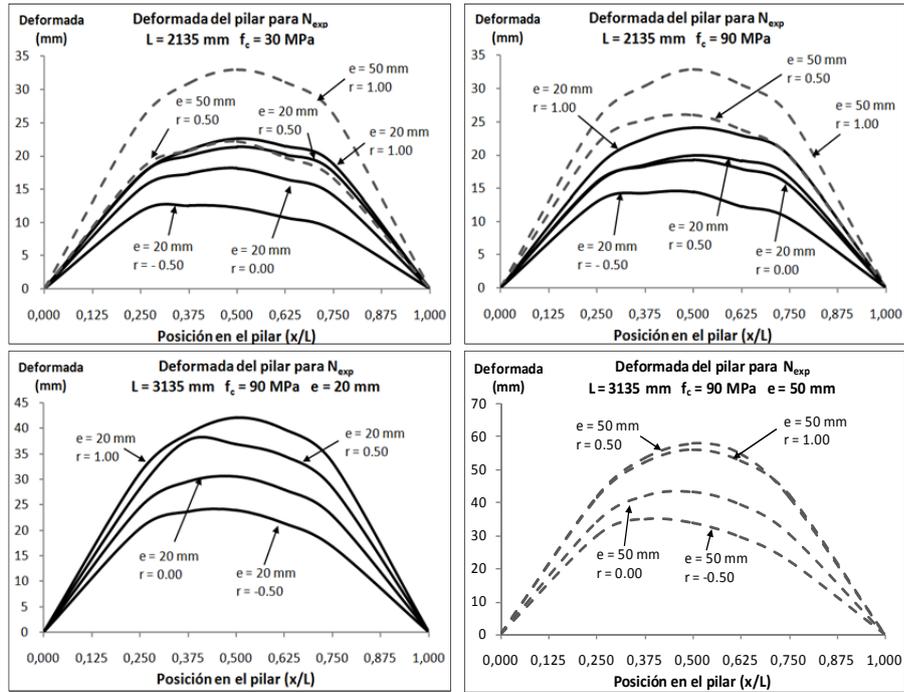
**C.2. RESPUESTA FUERZA AXIAL – DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL DEL ELEMENTO PARA CARGA MÁXIMA**

**C.2.1. Pilar de sección 100.100.4**

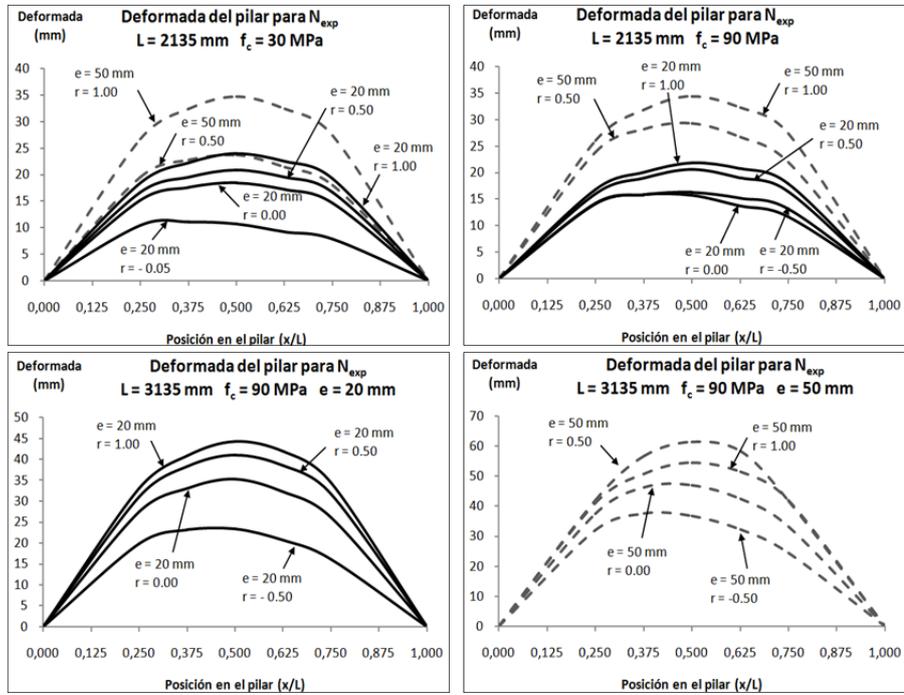


Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

C.2.2. Pilar de sección 100.150.4



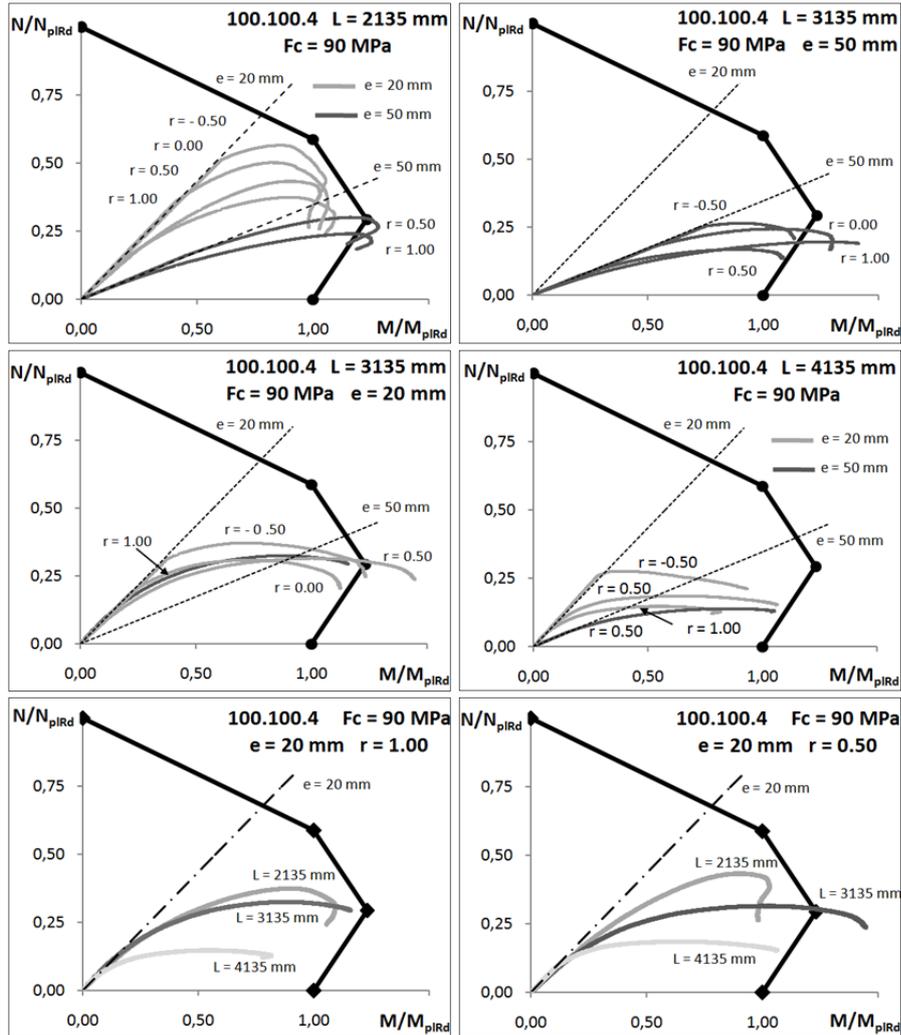
C.2.3. Pilar de sección 100.150.5

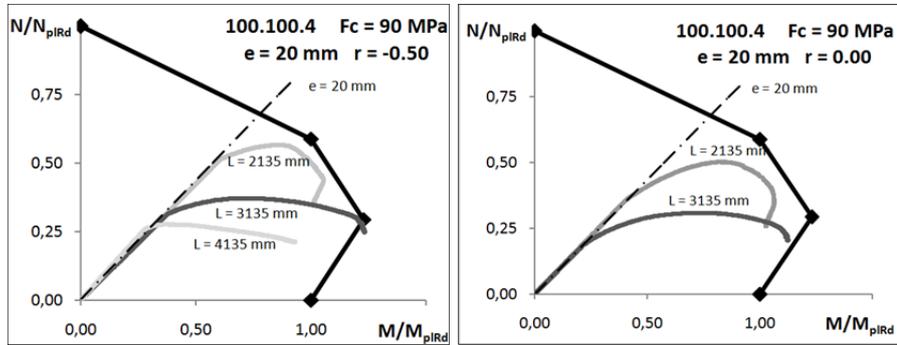


Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

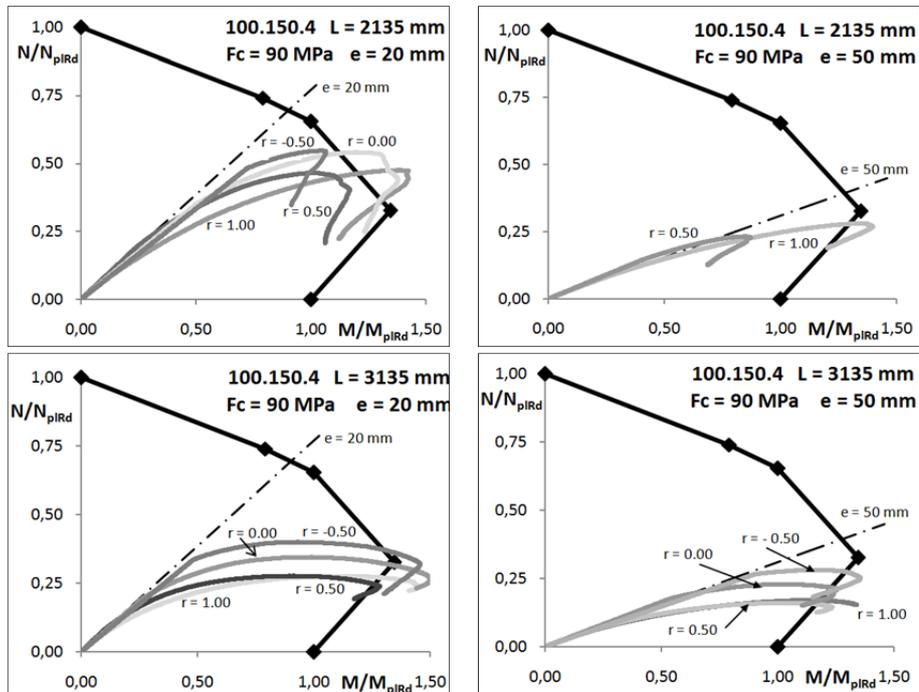
C.3. MODO DE FALLO

C.3.1. Pilar de sección 100.100.4

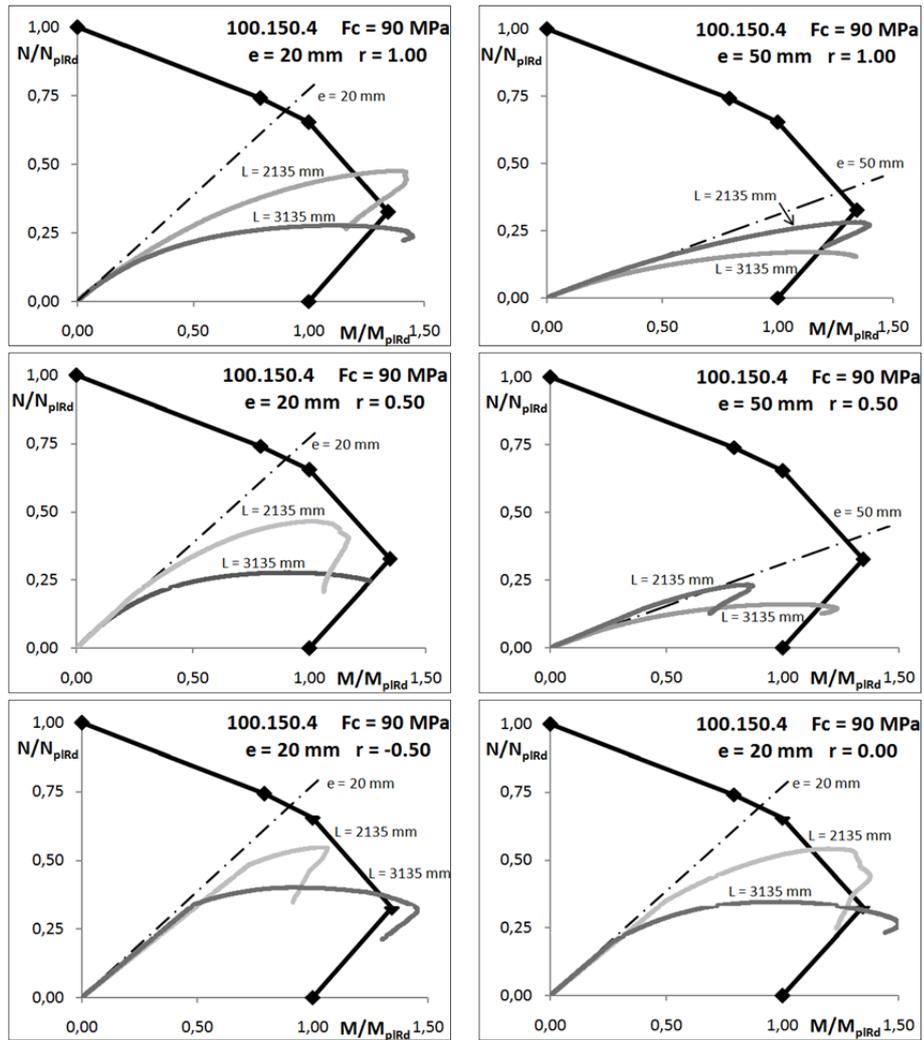




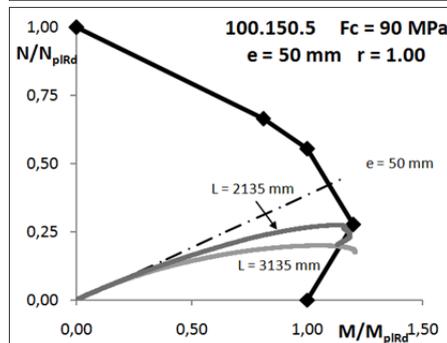
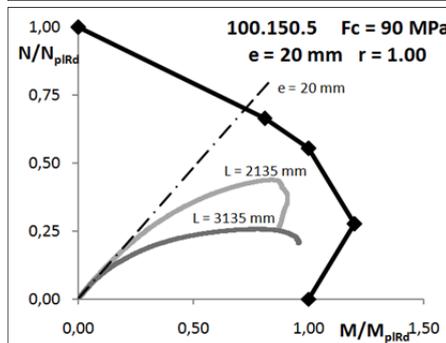
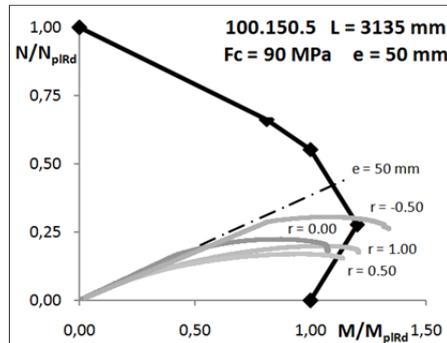
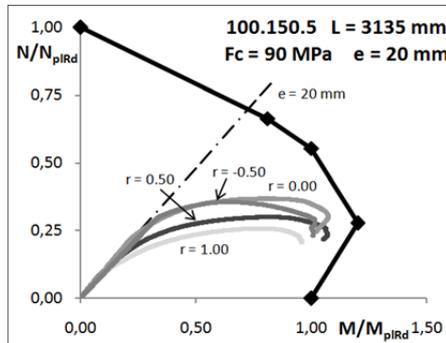
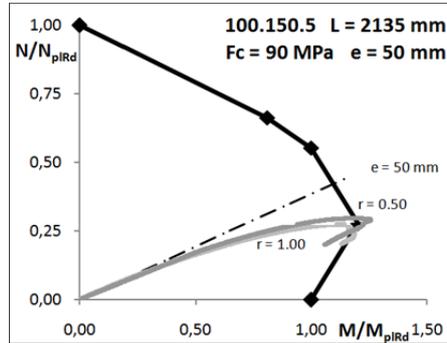
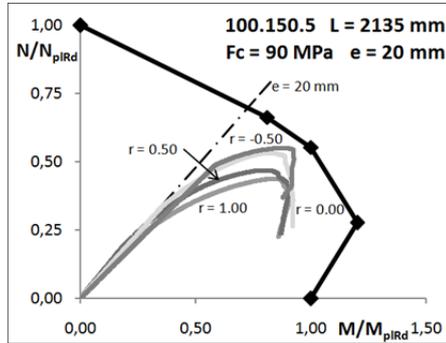
C.3.2. Pilar de sección 100.150.4



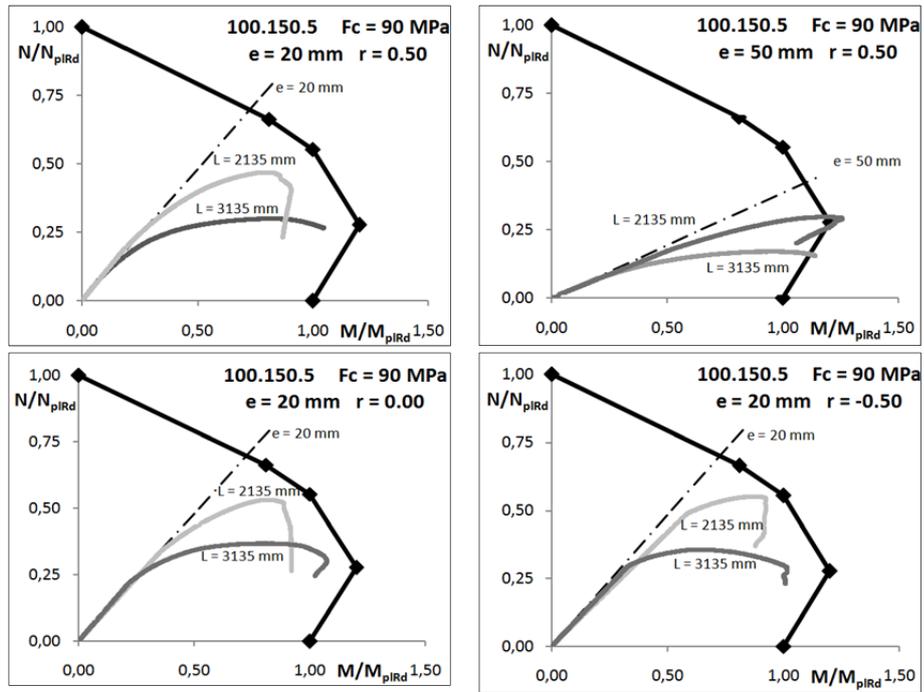
Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable



C.3.3. Pilar de sección 100.150.5



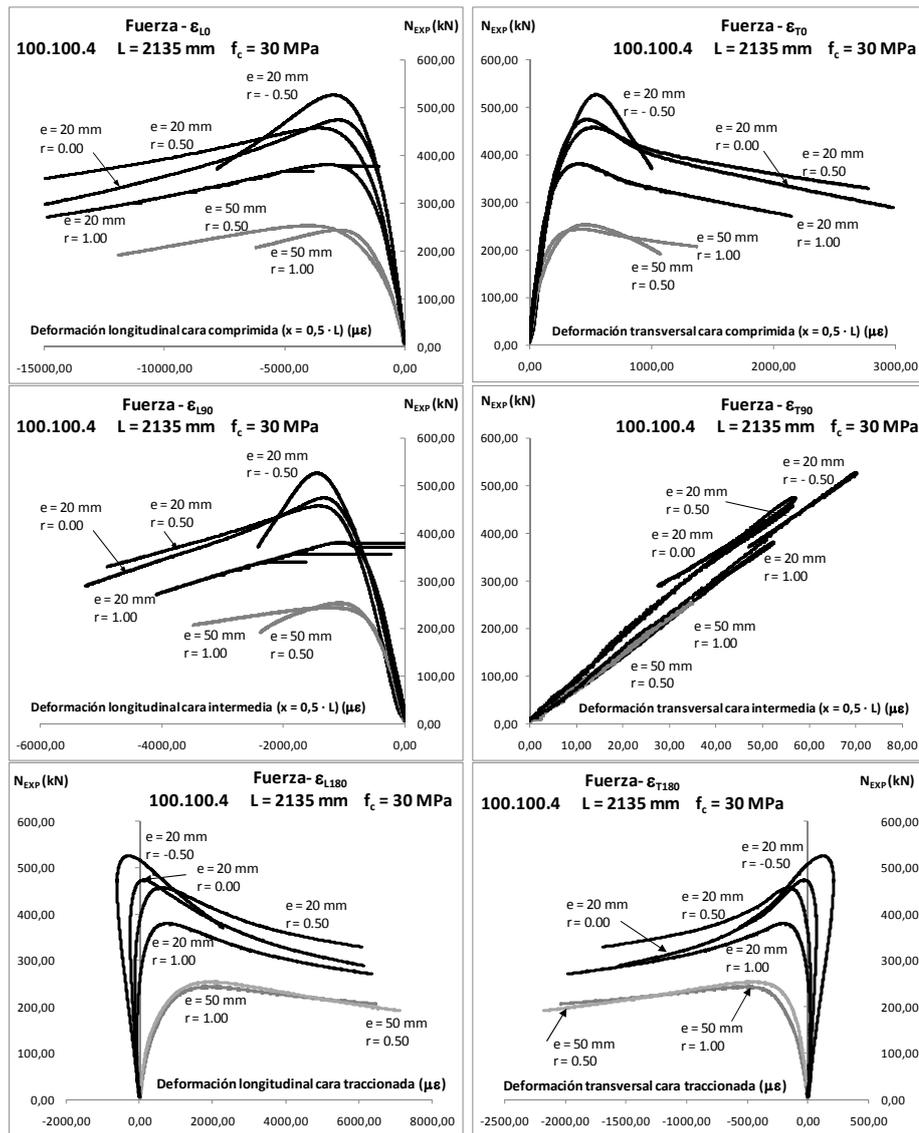
Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable



C.4. COMPORTAMIENTO SECCIONAL

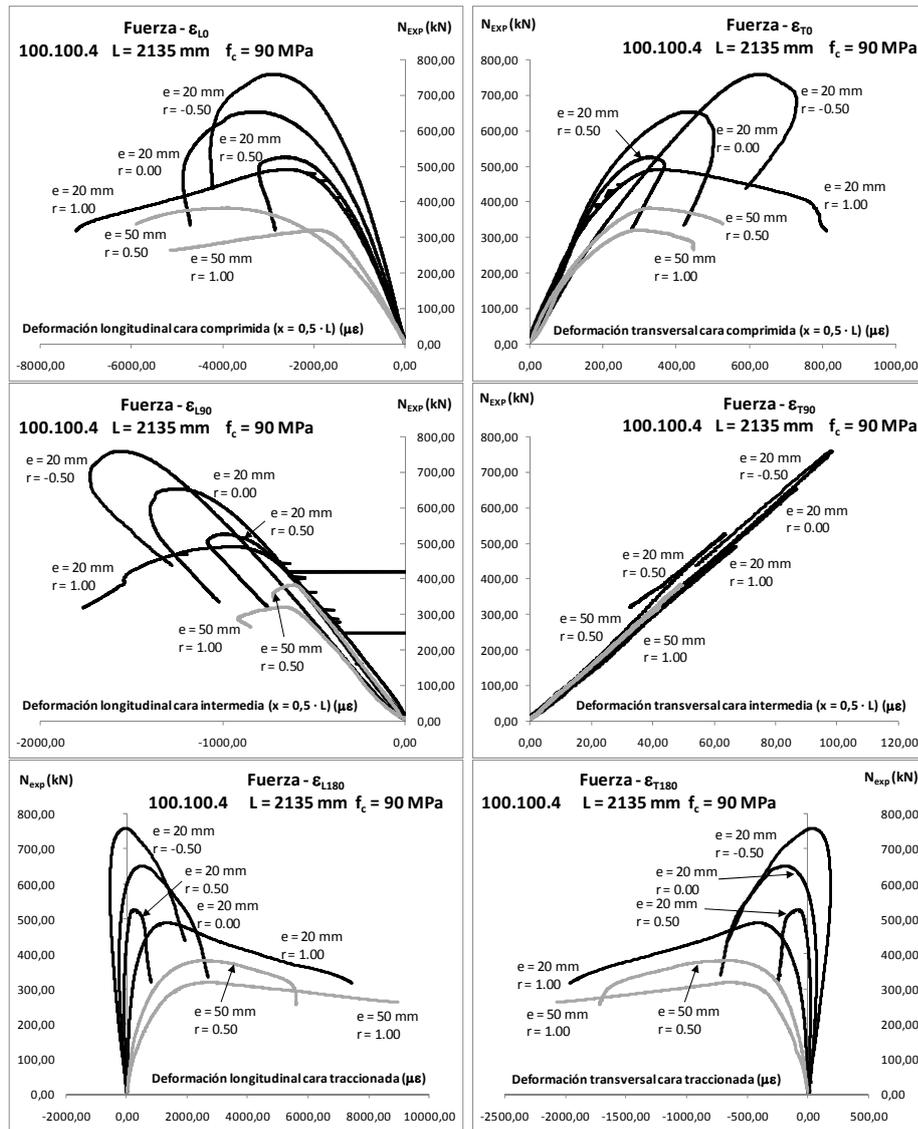
C.4.1. Pilar de sección 100.100.4

L = 2135 mm  $f_c = 30$  MPa

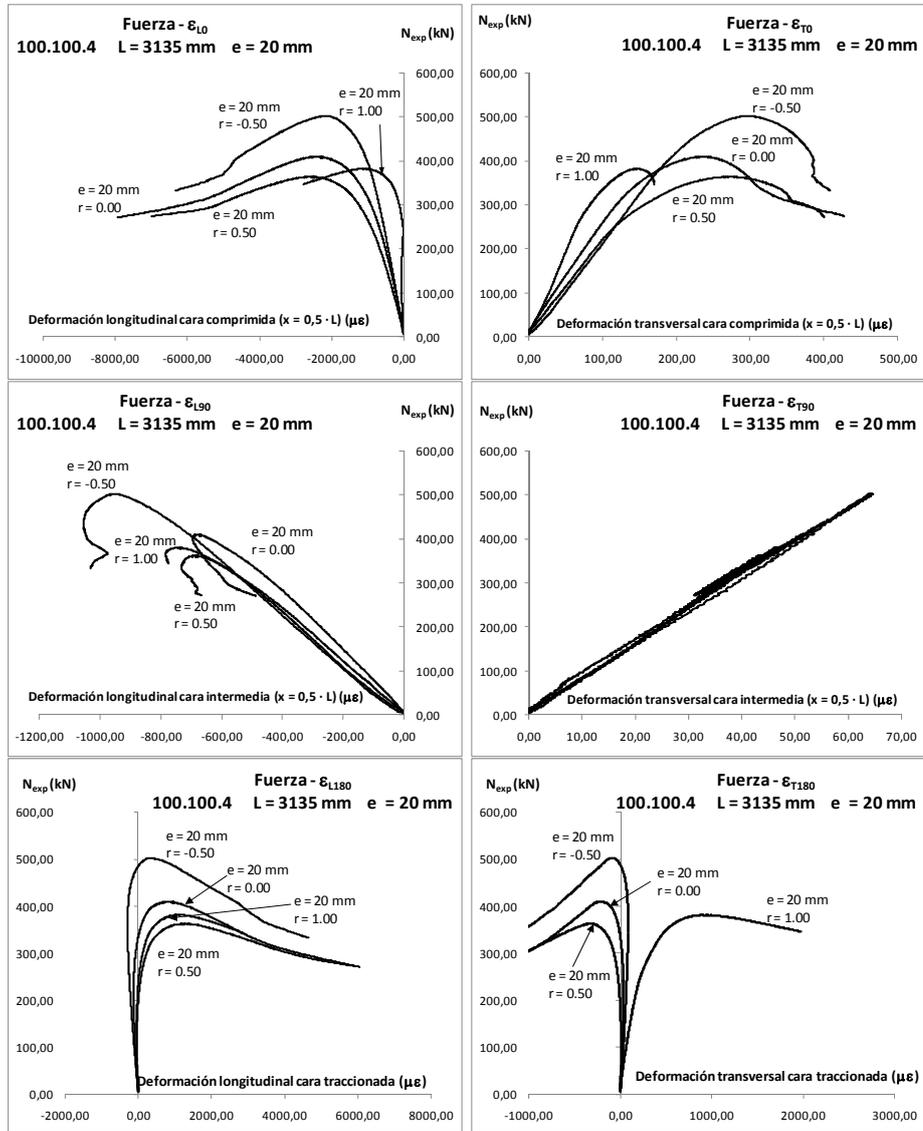


Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

$L = 2135 \text{ mm}$   $f_c = 90 \text{ MPa}$

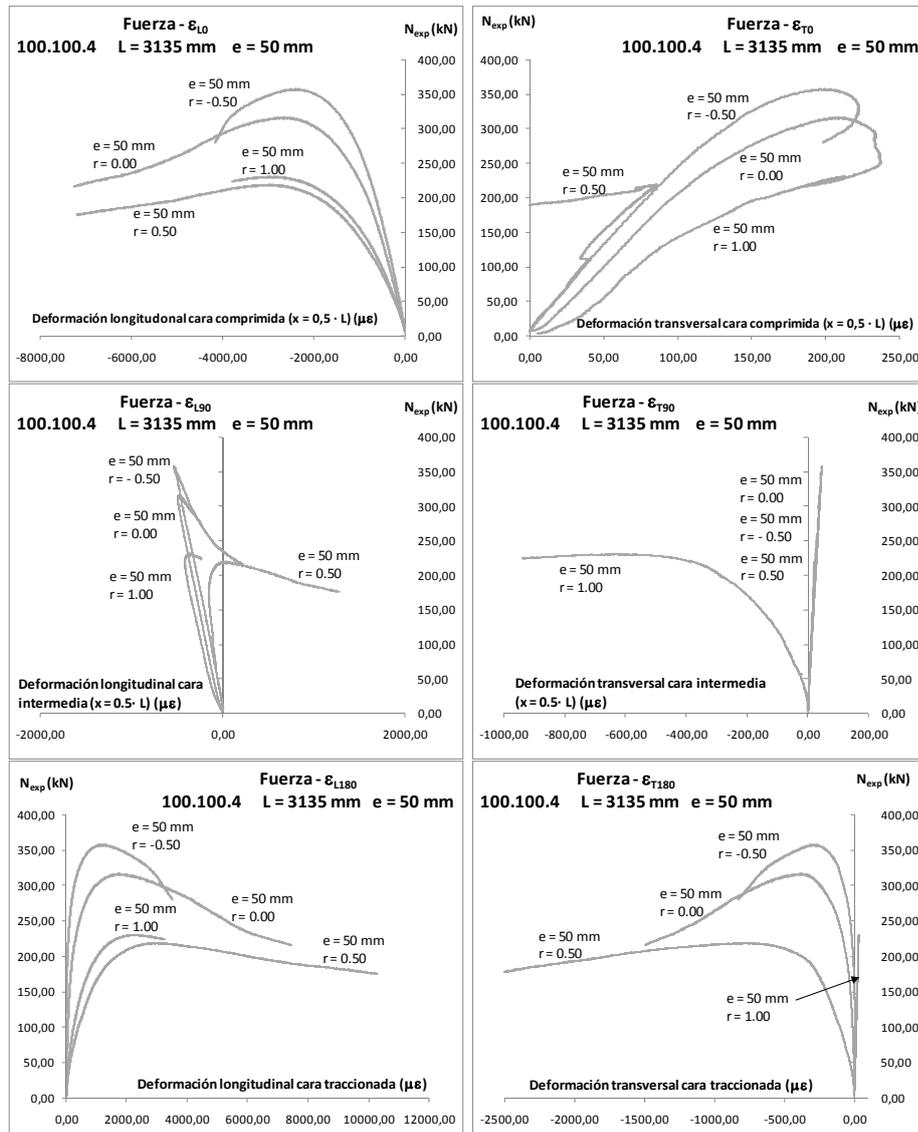


L = 3135 mm  $f_c = 90$  MPa  $e = 20$  mm

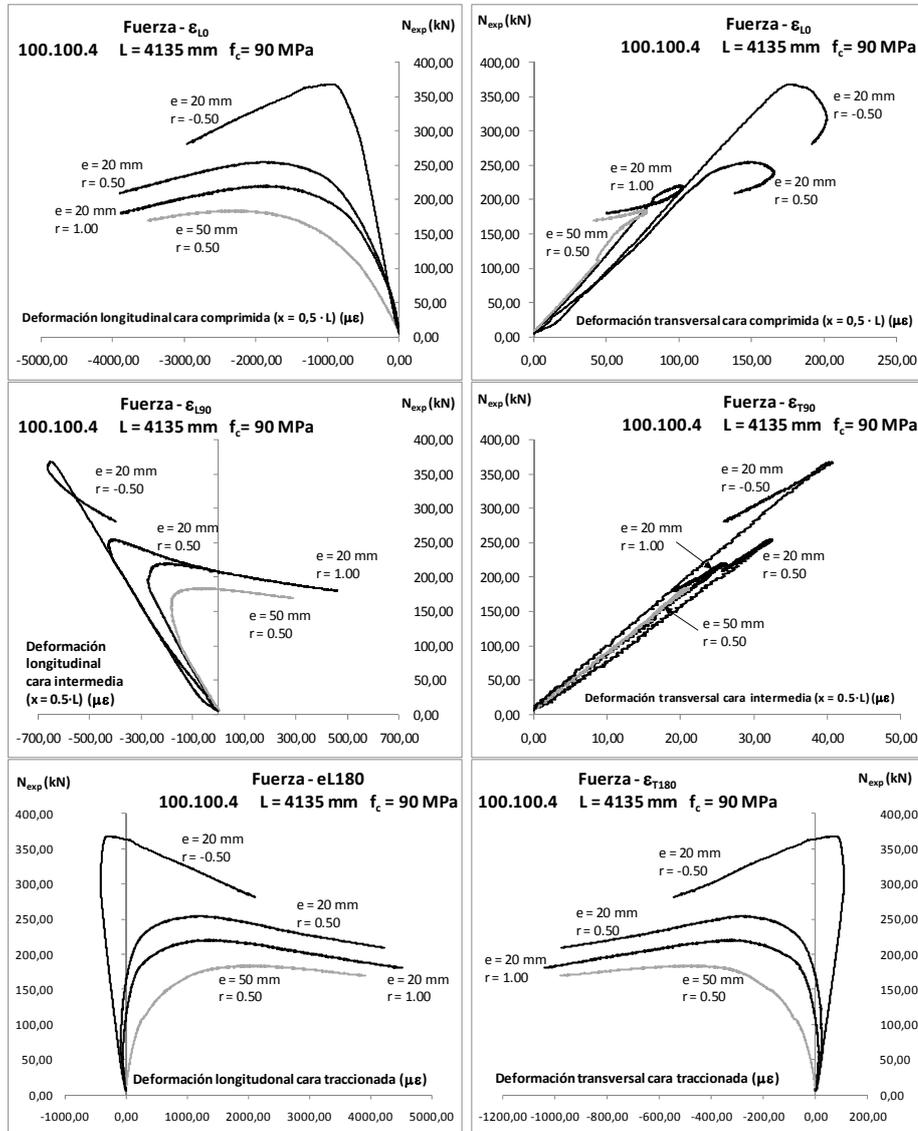


Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

$L = 3135 \text{ mm}$   $f_c = 90 \text{ MPa}$   $e = 50 \text{ mm}$



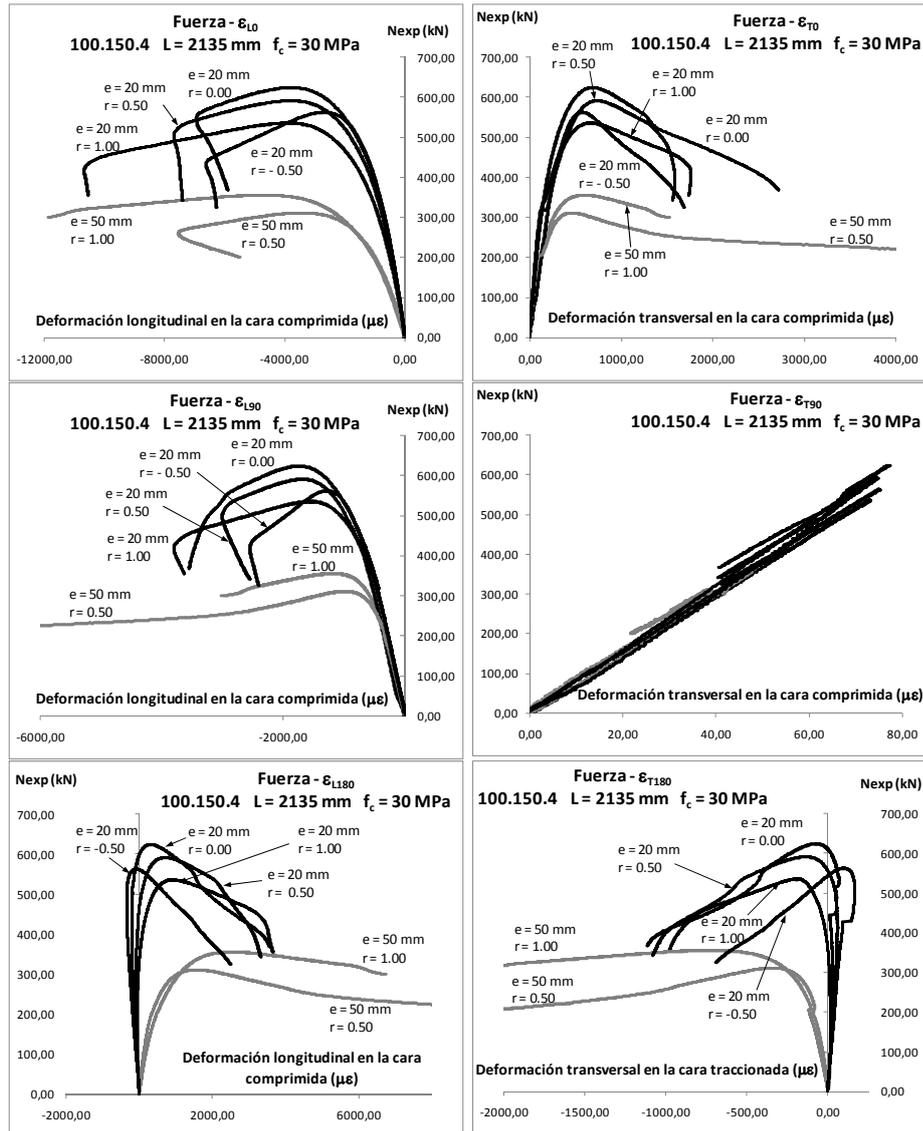
L = 4135 mm  $f_c = 90$  MPa



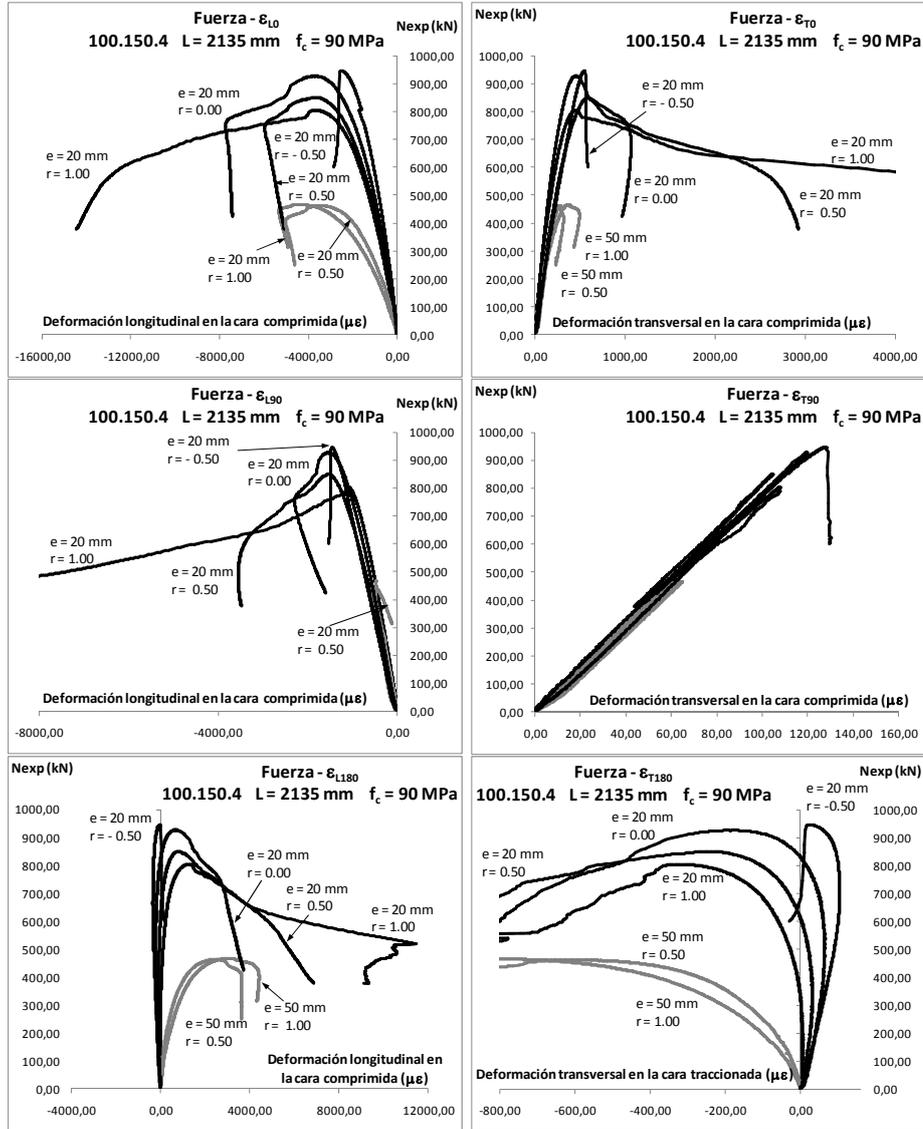
Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable

C.4.2. Pilar de sección 100.150.4

L = 2135 mm  $f_c = 30$  MPa

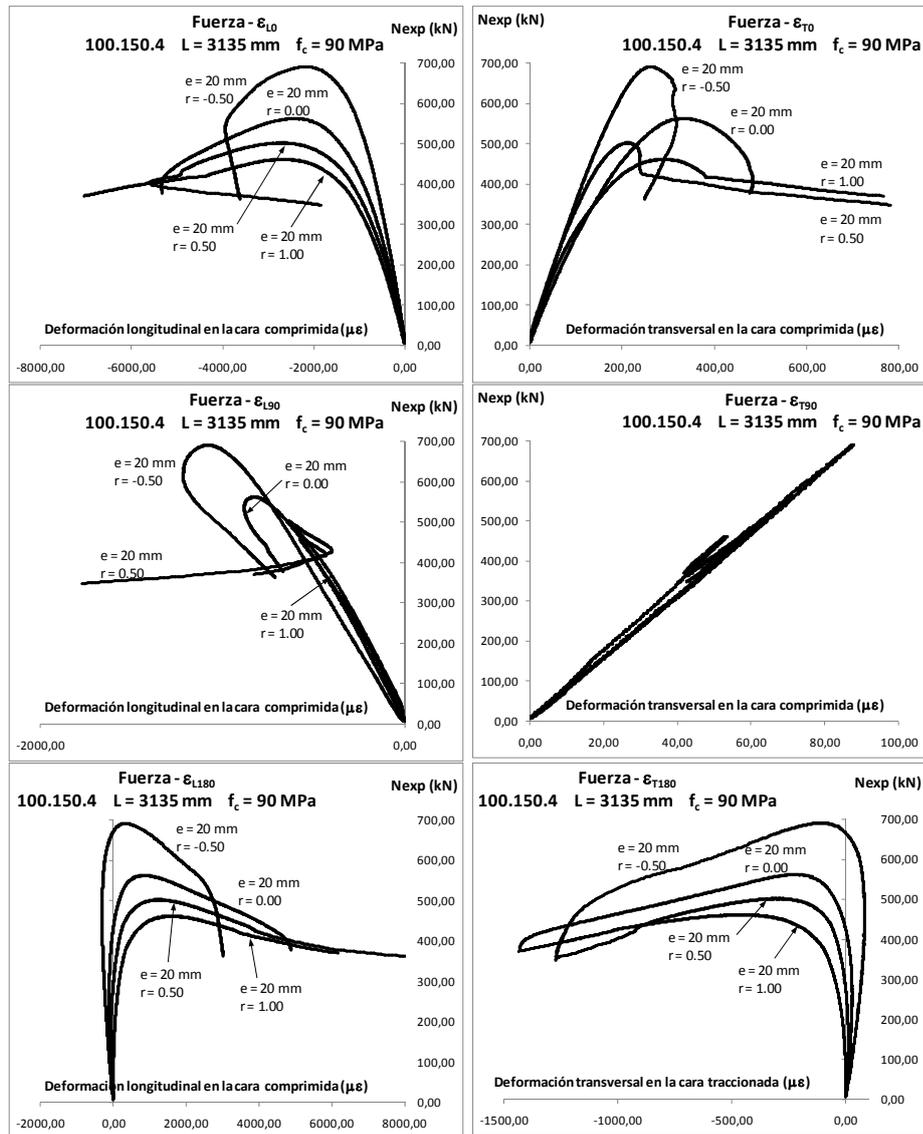


L = 2135 mm  $f_c = 90$  MPa

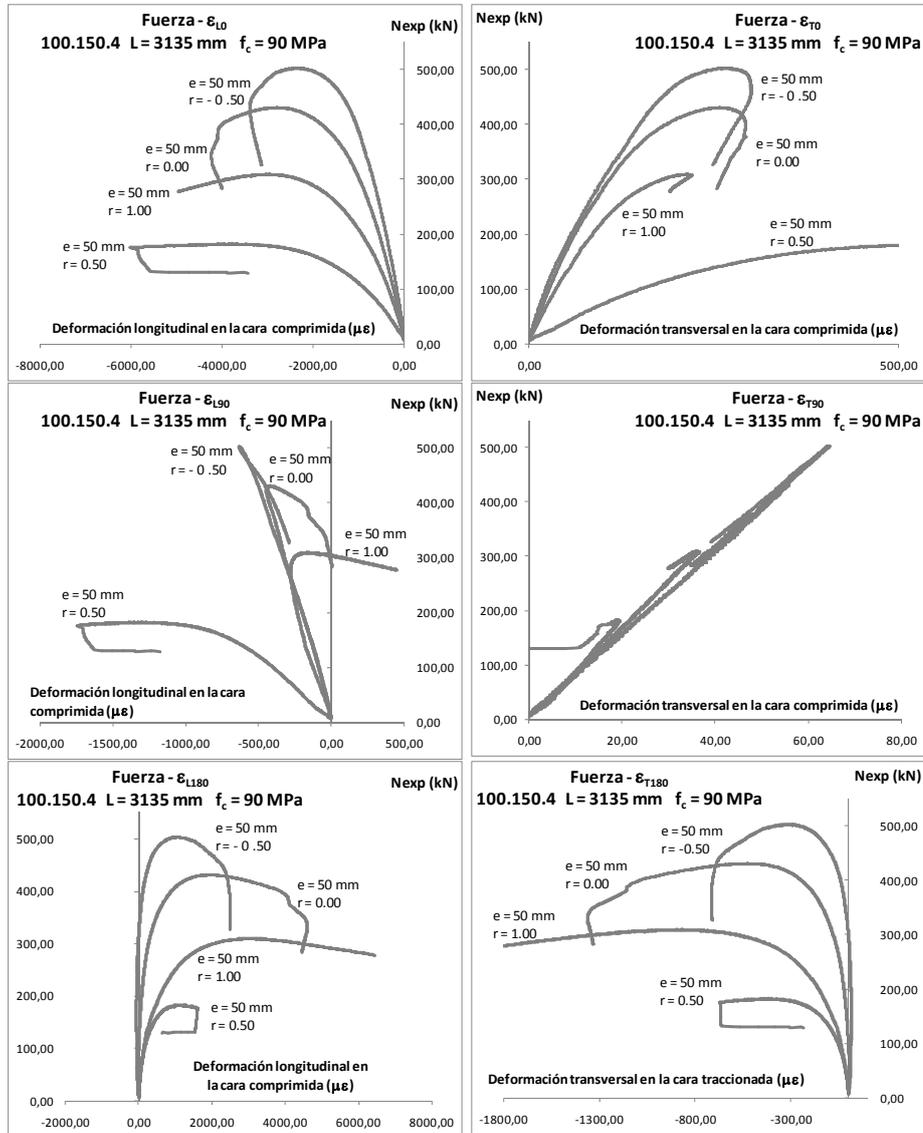


Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

$L = 3135 \text{ mm}$   $f_c = 90 \text{ MPa}$   $e = 20 \text{ mm}$



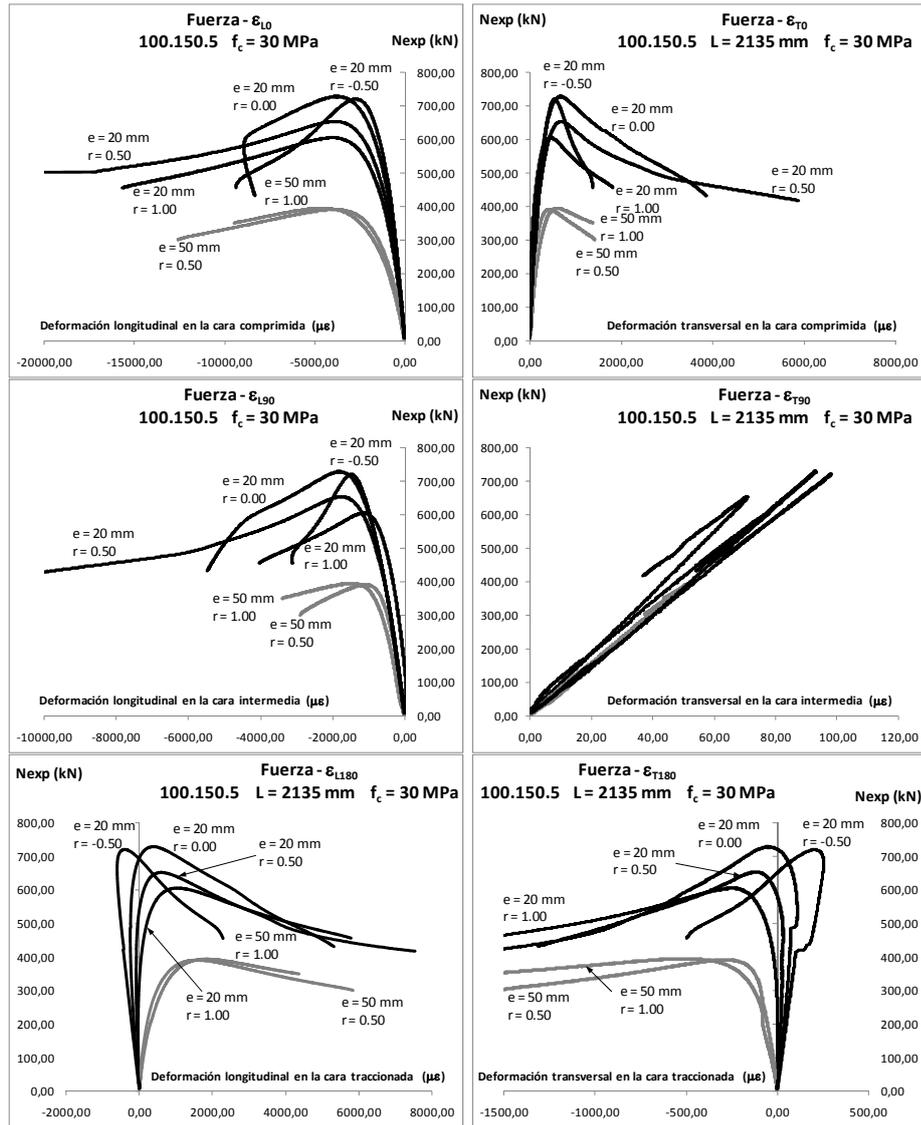
L = 3135 mm  $f_c = 90$  MPa e = 50 mm



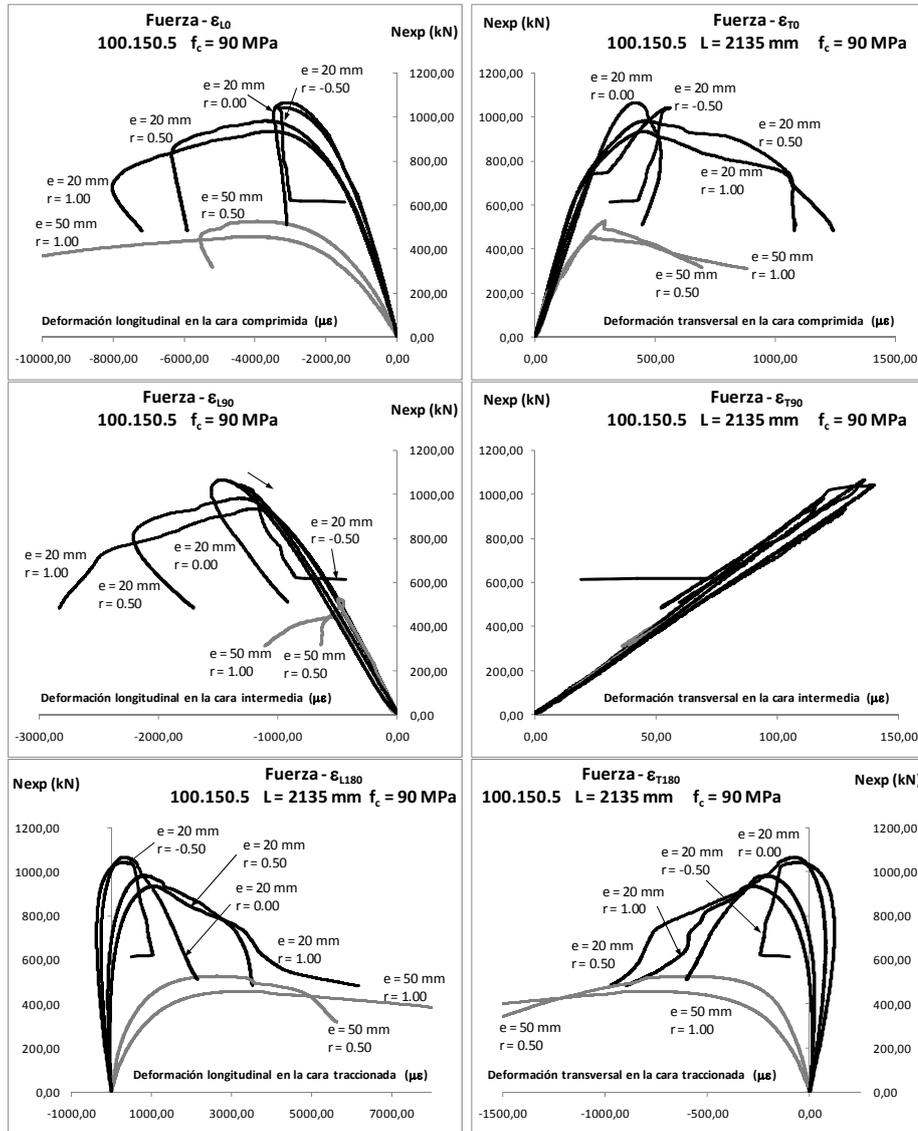
Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

C.4.3. Pilar de sección 100.150.5

L = 2135 mm  $f_c = 30$  MPa

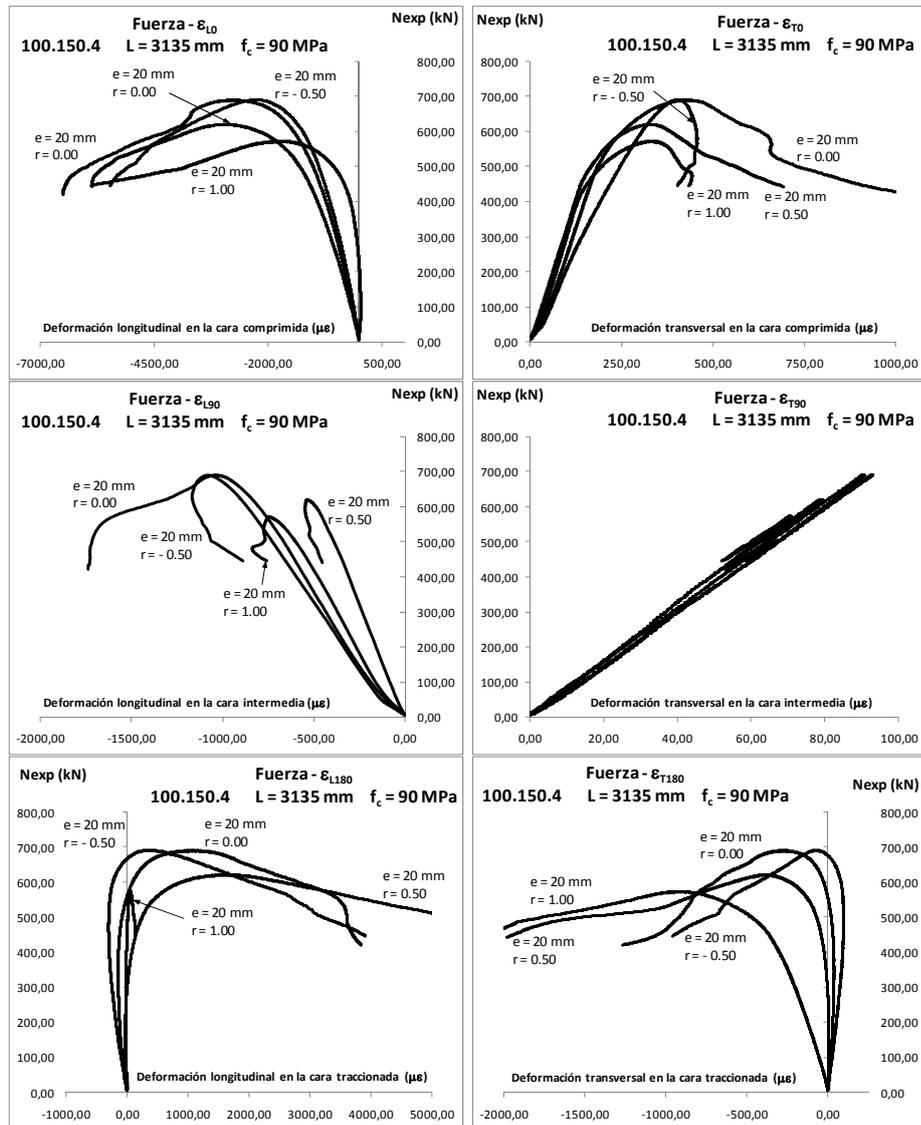


L = 2135 mm  $f_c = 90$  MPa

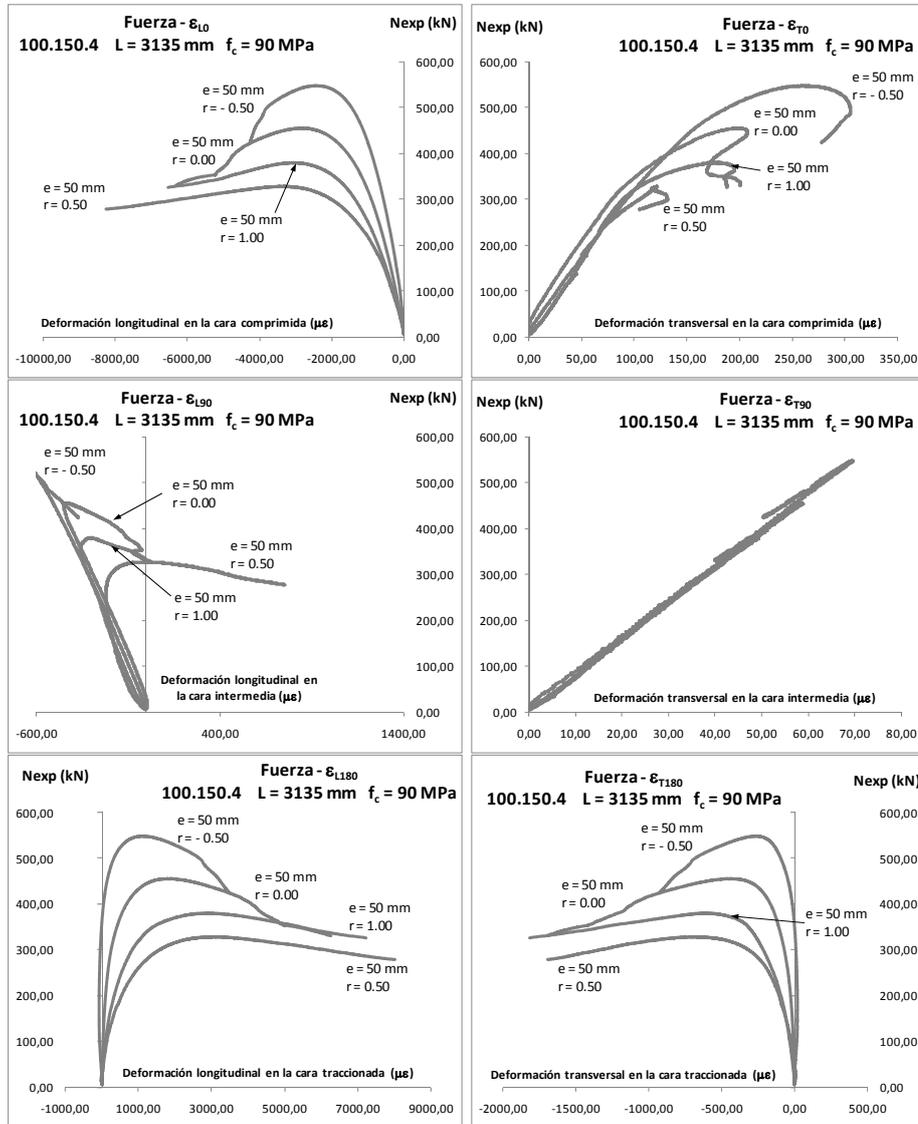


Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero,  
rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de  
momentos variable

$L = 3135 \text{ mm}$   $f_c = 90 \text{ MPa}$   $e = 20 \text{ mm}$



L = 3135 mm  $f_c = 90$  MPa e = 50 mm



# Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

El empleo de estructuras mixtas de acero-hormigón ha experimentado un aumento creciente en las últimas décadas, dado que permiten un mejor aprovechamiento de las características de los materiales empleados, en comparación con estructuras de hormigón armado y acero trabajando de forma independiente.

Este trabajo de investigación se centra en el estudio y análisis de pilares mixtos de tipo perfil tubular de acero, CFT (Concrete Filled Tube), rectangular o cuadrado, rellenos de hormigón de alta resistencia. Este tipo de pilares cuenta con ventajas respecto a otros pilares mixtos como el hecho de que el perfil de acero sirve de encofrado para el núcleo de hormigón y a su vez, cuenta con suficiente capacidad resistente como para soportar las cargas existentes en fase de construcción. Todo ello permite un importante ahorro, tanto económico, como en los plazos de ejecución. Otras ventajas de estos pilares es que el perfil tubular confina el núcleo de hormigón y este a su vez evita que se produzca el pandeo local del tubo de acero, permitiendo así su plastificación y máximo aprovechamiento. Estas ventajas, proporcionan a los soportes ductilidad, característica muy importante frente a la acción sísmica, de ahí que el uso de este tipo de pilares se haya extendido en países como Japón, Estados Unidos y China. Es importante también, destacar el aumento de resistencia al fuego del sistema en comparación con un perfil de acero hueco.

A partir del análisis del estado actual del conocimiento se ha planteado una campaña experimental que cubre los aspectos no estudiados hasta el momento, y que constituyen los casos más habituales en la práctica real: soportes esbeltos o semiesbeltos sometidos a carga axial y diagrama de momentos no constante. En total se han efectuado 78 ensayos sobre pilares mixtos. Los resultados experimentales se comparan con las previsiones de las normativas de referencia más importantes para el cálculo de pilares mixtos: EC4, AISC 2010, BS5400:2005, AS5100-6, DBJ13-51, etc, comprobando su validez para el tipo de pilar estudiado.

Finalmente se ha planteado un modelo de cálculo simplificado basado en el método de amplificación de momentos y se ha ajustado el factor de rigidez a flexión de los pilares, así como un factor de conversión a diagrama de momentos constantes.

D. David Hernández Figueirido