



Escola Tècnica Superior d'Enginyers  
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## PROJECTE O TESIINA D'ESPECIALITAT

### Títol

Respuesta estructural de pilas metálicas circulares  
rellenas de hormigón (CFT) en puentes integrales

### Autor/a

Rolando Chacón Flores

### Tutor/a

Enrique Mirambell Arrizabalaga

### Departament

Enginyeria de la Construcció

### Intensificació

Tecnologia i Construcció d'Estructures

### Data

Febrer de 2011

## **Respuesta estructural de pilas metálicas tubulares circulares rellenas de hormigón (CFT) en puentes integrales**

### **Resumen**

*En este estudio se presenta el análisis de la respuesta estructural de pilas metálicas tubulares rellenas de hormigón (CFT) sometidas a solicitaciones de flexo-compresión. El objetivo principal de este estudio es el de valorar los mecanismos resistentes de las pilas cuando se someten a un desplazamiento en cabeza. Estos desplazamientos, conjuntamente con las cargas correspondientes al peso propio, representan las acciones a las cuales se ven sometidos los elementos de este estudio. Para estudiar dicha respuesta estructural, se utiliza una herramienta numérica ampliamente contrastada con la experimentación sobre una base hipotética de prototipos de pilas de dimensiones realistas. Se hace especial hincapié en el estudio de la ductilidad de las pilas para diferentes configuraciones geométricas. Finalmente, se busca proponer una expresión de diseño que recoja de manera simplificada una predicción teórica de la ductilidad de las pilas. Por otro lado, se proponen expresiones de diseño relativas a la capacidad seccional de los CFT teniendo en cuenta el efecto del confinamiento y se comparan con los resultados que se derivan de la actual formulación de EN1994. Se demuestra que los resultados derivados de las expresiones propuestas se acercan más a los resultados obtenidos numéricamente. Asimismo, se estudian los límites planteados en EN1994 para tener en cuenta el efecto de la abolladura local de los tubos. Como resultado de este estudio, se demuestra que los límites que se plantean en EN1994 son conservadores desde el punto de vista de la resistencia de los elementos.*



## Structural Response of Concrete-Filled Tubular Structures (CFT) Belonging to Integral Bridges

### Summary

*Concrete-filled tubes (CFT) are widely used in civil engineering and consist of a steel tube with a concrete core casted inside. Applications of CFT range from buildings to bridge construction. For the former, CFTs are generally designed as slender with high length-to-diameter ( $L/D$ ) ratios whereas for the latter, CFTs are typically designed as stocky, with rather low values of  $L/D$ . Moreover, a bridge is referred to as integral when it is constructed without any bearings and expansion joints. The design of this type of bridges requires careful design concerning the horizontal displacements of the structure. The behaviour of CFTs has been widely studied. The majority of such studies are devoted to both flexural and axial strength in short and long CFTs. Most of the studies have pointed out the beneficial effects of CFTs. The resistance of such members is quite higher than the separate sum of the resistances of each material. The ductility of CFTs, however, has been studied to a lesser extent. Readably, this topic has been considerably studied for the case of long CFTs in high rise buildings. Conversely, there are fewer works devoted to the ductility of short CFTs. In the case of integral bridges, a high level of ductility of the piers ensures that at collapse loads, the high level of redundancy of the bridge is exploited. The aim of this work is to assess the strength and ductility of CFTs undergoing horizontal displacements. For this purpose, a systematic usage of a 3D numerical model is performed. The ductility of the CFTs is inferred from typical load-displacement curves following several criteria which prove structurally sound in other studies. Special focus is given to CFT with low  $L/D$  ratios. Design recommendations concerning strength and ductility of CFT are given at the end of the work.*



## Agradecimientos

La presente tesina se enmarca dentro de un Proyecto Nacional de Investigación financiado por el Ministerio de Fomento que se titula “Seguridad y funcionalidad de los puentes integrales de ferrocarril frente a acciones indirectas: Investigación para el establecimiento de criterios de diseño y construcción” 7004/T07-51. Agradezco al Investigador Principal Dr. Enrique Mirambell por haberme permitido participar en el mismo. Agradezco toda la ayuda y comentarios realizados por la Dra. Esther Real y asimismo, agradezco la participación de los demás miembros del grupo de trabajo, en especial a la gente de Principia y Esteyco. Agradezco altamente al Dr. Javier Rodríguez de Principia por sus enseñanzas sobre el código Abaqus y sus comentarios oportunos. También, me gustaría agradecer a los Doctores Joaquín Martín, Francisco Martínez, Imma Estrada y Javier Rui-Wamba por compartir sus conocimientos globales de estructuras en las reuniones del proyecto.

Especialmente, quisiera agradecer toda la ayuda prestada por el Ingeniero Técnico en Obras Públicas y actual estudiante de Máster Carlos García Rodríguez. Su infinita colaboración en el envío de procesos y extracción de información es puntal fundamental del presente trabajo.

Barcelona, Febrero de 2010



# Índice

	Pag.
1. Introducción	3
1.1 Conceptos generales	3
1.1.1 Puentes integrales	
1.1.2 Pilas metálicas tubulares rellenas de hormigón	
1.1.3 Pilas metálicas tubulares rellenas de hormigón en puentes integrales	
1.2 Objetivos	4
1.3 Alcance	5
1.4 Estructura del documento	6
2. Estado del arte	9
2.1 Introducción	9
2.2 Puentes integrales	
2.2.1 E.E.U.U.	
2.2.2 Reino Unido	
2.2.3 Alemania	
2.2.4 Finlandia	
2.2.5 Suecia	
2.2.6 Japón	
2.2.7 India	
2.2.8 España	
2.3 Tubos metálicos rellenos de hormigón	15
2.3.1 Aspectos generales	
2.3.2 Comportamiento mecánico de la sección mixta de un CFT	
2.3.2.1 Comportamiento del hormigón	
2.3.2.2 Comportamiento del acero	
2.3.2.3 Comportamiento de la sección mixta	
2.3.3 Estudios experimentales	
2.3.4 Estudios analíticos	
2.3.5 Estudios numéricos	
3. EN1994. Estructuras mixtas hormigón-acero	33
3.1 Cálculo seccional de CFT	33
3.2 Confinamiento	36
4. Modelización numérica	39
4.1 Aspectos generales	39
4.2 Geometría	39
4.3 Formulación de contacto hormigón-acero	40
4.4 Material	41
4.5 Tipos de análisis	42
4.6 Modelización de CT sometidos a un desplazamiento en cabeza	43
5. Base de datos numérica	45
5.1 Prototipos en estudio	45
6. Resultados y análisis	49
6.1 Introducción	49
6.2 Comportamiento fenomenológico	49
6.3 Capacidad seccional de los CFTs	56
6.4 Abolladura local	67
6.5 Ductilidad	73



7. Conclusiones	81
8. Referencias	85
9. Anexos	91
A Ensayos experimentales encontrados en la literatura	91
B Cálculo de la capacidad seccional de los CFT. Programa realizado en MathCad	105

# 1 Introducción

## 1.1 Conceptos generales

### 1.1.1 Puentes integrales

Un puente integral es aquél que no dispone de aparatos de apoyo ni juntas de dilatación tanto en pilas como en estribos. La evolución en los últimos 100 años en la concepción de puentes parte del uso generalizado de tableros isostáticos con numerosas juntas y apoyos y se dirige actualmente hacia la progresiva eliminación de las juntas intermedias y reducción en el número de apoyos. Las grandes ventajas de los puentes integrales radican en la disminución considerable de las labores de mantenimiento, por lo que resultan puentes más económicos y sostenibles que los puentes convencionales. Asimismo, su alto grado de hiperestatismo les hace más seguros en los mecanismos de colapso que se pueden desarrollar en estados límite últimos. Sin embargo, en el proyecto y dimensionamiento de los mismos surgen incertidumbres que se plantean en la determinación de los desplazamientos horizontales a los que se puede ver sometido el tablero debido a los diferentes efectos instantáneos y diferidos. Como consecuencia, las pilas intermedias de los puentes integrales, así como los estribos, se pueden ver sometidos igualmente a acciones horizontales debidas al desplazamiento del tablero en su conjunto, el cual, en este tipo de puentes sin juntas, transmite los esfuerzos directamente a dichos elementos.

### 1.1.2 Pilas metálicas tubulares rellenas de hormigón

Los perfiles laminados (o elementos soldados) tubulares de acero rellenos de hormigón (CFT) son elementos estructurales idóneos para un sinnúmero de aplicaciones en la ingeniería civil. Dichos perfiles proporcionan altas prestaciones estructurales como pueden ser su alta resistencia, y elevada ductilidad, así como su gran capacidad de absorción de energía. Sus grandes ventajas estructurales se deben principalmente a la acción mixta que existe entre ambos materiales. Por una parte, el confinamiento del hormigón proporcionado por el perfil metálico induce un estado triaxial de tensiones al núcleo de hormigón, mejorando su resistencia. Por otra parte, el núcleo de hormigón previene que el perfil de acero abolle localmente hacia el interior del perfil (lo que se denomina en inglés “inwards buckling”). De esta manera, el modo de inestabilidad correspondiente lleva asociado una carga crítica mucho mayor que el que tendría a igualdad de condiciones un perfil metálico sin hormigón. Los perfiles tubulares se utilizan en la tipología estructural de pilares y pilas mixtas, especialmente en grandes estructuras de obra civil, así como en estructuras de edificación.

### 1.1.3 Pilas metálicas circulares rellenas de hormigón en puentes integrales

Para el caso específico de perfiles tubulares rellenos de hormigón, cuando éstos forman parte de la estructura de un puente integral, entre otras verificaciones, se deben valorar los mecanismos resistentes de las pilas cuando éstas experimentan un desplazamiento en cabeza proveniente de los diferentes efectos instantáneos y diferidos a los cuales pueden verse sometidos (ver figura 1.1). Como dato de partida, el proyectista utiliza los desplazamientos obtenidos en análisis elásticos previos correspondientes al estudio de la

respuesta instantánea y diferida de tableros de hormigón. Algunas normativas estipulan desplazamientos máximos admisibles que son directamente proporcionales a la longitud de los vanos y a la variación térmica ambiental. Estos desplazamientos, conjuntamente con los esfuerzos axiales correspondientes al peso propio, representan las acciones a las cuales se ven sometidos los elementos del presente estudio.

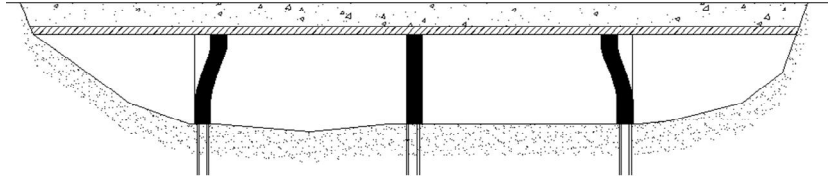


Figura 1.1. Idealización del movimiento lateral en cabeza de las pilas mixtas de puentes integrales.

Cabe resaltar que los desplazamientos en cabeza de las diferentes pilas intermedias que puede tener un puente integral no suelen ser iguales ni en magnitud ni en sentido. Por una parte, dicha variación es función de la geometría del puente, cuyos efectos diferidos generan desplazamientos parciales diferentes en cada vano. Por otra, es función de la aplicación de los esfuerzos que se generan por los efectos instantáneos del frenado de los vehículos. Los puentes integrales son estructuras con alto grado de hiperestatismo que pueden permitir un colapso progresivo en estados límite últimos. Ello requiere que los elementos que lo conforman sean suficientemente dúctiles para que los esfuerzos puedan ser redistribuidos conforme crece la carga y se desarrolle el mecanismo de colapso de la estructura al seguir un hipotético proceso incremental.

## 1.2. Objetivos

Los objetivos principales del estudio se enumeran a continuación:

- ✓ Revisión de bibliografía relativa a la alternativa estructural de puentes integrales así como de los elementos tubulares metálicos rellenos de hormigón.
- ✓ Estudio de la normativa EN1994, relativa al proyecto y cálculo de estructuras mixtas hormigón-acero.
- ✓ Estudio de un modelo numérico contrastado, que permita reproducir la respuesta estructural de elementos tubulares metálicos rellenos de hormigón al someterse a un desplazamiento en cabeza en un proceso incremental. El modelo debe reproducir la no linealidad geométrica, la no linealidad del material, y la no linealidad de las condiciones de contorno (problema de contacto entre dos superficies).
- ✓ Estudiar la capacidad seccional de pilas mixtas sometidas a un desplazamiento en cabeza utilizando tanto la normativa europea EN1994, como el modelo numérico ante las siguientes solicitaciones:
  - Compresión pura
  - Flexión pura
  - Flexo-compresión

- ✓ Establecer los parámetros geométrico/mecánicos más relevantes en la respuesta estructural de las pilas y estudiar los efectos de dichos parámetros en las prestaciones estructurales de las mismas.
- ✓ Estudiar la posible abolladura local de las paredes del tubo así como los límites planteados en EN1994 para garantizar que la sección no presente fenómenos de inestabilidad local.
- ✓ Inferir la ductilidad de las pilas a partir de los resultados numéricos obtenidos en función de los parámetros relevantes definidos previamente.
- ✓ Establecer expresiones de diseño del lado de la seguridad que permitan acotar la predicción de la capacidad última y ductilidad de las pilas según su configuración geométrica.

### 1.3. Alcance

El estudio que se presenta se centra únicamente en pilas tubulares circulares metálicas rellenas de hormigón. Quedan fuera del alcance de este estudio los siguientes aspectos:

- ✓ Pilas de sección transversal no circular.
- ✓ Estudio de pilas metálicas rigidizadas longitudinalmente.
- ✓ Estudio de las uniones pila-encepado y/o pila-tablero del puente integral. Se supone que los elementos se encuentran unidos de forma solidaria y se puede garantizar un empotramiento perfecto en ambos extremos de las pilas.
- ✓ El estudio se centrará en pilas con aceros de grados S235 hasta S460. No se tratarán pilas con aceros de grado superior.
- ✓ Las pilas en estudio se plantean con hormigón convencional C30/37 en todos los prototipos estudiados. No se realizan variaciones paramétricas de las prestaciones del hormigón.
- ✓ El estudio se centra en pilas de puentes integrales con longitud tal que su esbeltez adimensional es inferior a  $\lambda < 0,5$ . De esta manera, se garantiza que los elementos no presentan problemas de inestabilidad global y por tanto, su estudio se centra en la capacidad seccional de las mismas (sí se contempla el posible efecto de la abolladura local).

#### 1.4. Estructural del documento

En la presente tesina, se ha estudiado la respuesta estructural de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón CFT. El marco referencial del presente estudio es la utilización de dichos elementos estructurales como alternativa de pilas de puentes integrales. En el **capítulo 2** del presente documento se incluyen dos apartados sobre los siguientes aspectos i) Puentes integrales ii) Perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón CFT.

Seguidamente, en el **capítulo 3** se presenta una síntesis sobre la predicción teórica de la capacidad seccional de los CFT según EN1994.

A continuación y a partir de las observaciones realizadas en el desarrollo de los capítulos 2 y 3, se ha construido una base de datos numérica a partir de simulaciones hechas utilizando el código Abaqus (descrito en el **capítulo 4**). La base de datos numérica ha permitido completar la base de datos experimental a partir de una profusa variación paramétrica en geometrías realistas de CFT en pilas de puentes integrales. La misma se describe en el **capítulo 5**.

Posteriormente, se plantea el análisis fenomenológico y estructural de los resultados en el **capítulo 6**. Los mismos han permitido realizar un juicio crítico separado sobre los tres aspectos fundamentales del estudio:

- i) La capacidad seccional de los CFTs.
- ii) La abolladura local de los tubos de pared delgada.
- iii) La ductilidad de los CFT cuando se someten a un desplazamiento en cabeza

En el **capítulo 7** se presentan las conclusiones principales del trabajo para así posteriormente describir las **referencias** más importantes que se han utilizado para la redacción del documento.

Cabe resaltar que se recogen en este documento 544 ensayos experimentales sobre CFT que presentan proporciones similares a las proporciones que tienen las pilas de puentes integrales proyectadas con CFT (**Anexo A**).

Finalmente, en el **Anexo B**, se presenta un programa realizado en MathCad que permite el cálculo del diagrama de interacción simplificado que se plantea en EN1994





## 2 Estado del arte

### 2.1 Introducción

Además de la seguridad, las ventajas económicas son el principal motor que lleva a los proyectistas de grandes estructuras a decantarse por una solución u otra en la concepción de obras de envergadura. La demanda constante de soluciones estructurales que sean eficaces y económicas conllevan a los proyectistas a una búsqueda de alternativas cuyas variables son principalmente: i) la utilización de diferentes materiales y ii) la utilización de diferentes geometrías. Es bien sabido que los costes asociados al mantenimiento de puentes son a veces excesivos y además, de frecuente recurrencia en el tiempo durante la vida útil de los mismos. Por esta razón, en los últimos años ha habido un auge en el uso de puentes integrales, en los cuales las pilas y el tablero se proyectan de manera integral y monolítica en el terreno. De esta forma se minimiza la existencia de juntas y aparatos de apoyo, los cuales representan los elementos más susceptibles a la inspección, reparación y mantenimiento de los puentes. Esta solución estructural es más económica, sencilla y requiere menos mantenimiento que una solución convencional. En algunos países como el Reino Unido, se trata de la solución preferida por los proyectistas. En el Design Manual for Roads and Bridges (DMRB, 2010), se explicita que los puentes de longitudes inferiores a 60 metros y ángulos de esviaje inferiores a 30 grados deben ser proyectados como integrales, con carácter obligatorio para garantizar los apartados correspondientes a la durabilidad.

En muchas ocasiones, los puentes integrales son continuos con pilas intermedias que pueden ser de hormigón armado, de acero o mixtas hormigón-acero. Al formar parte de un puente integral con tableros que experimentan movimientos horizontales de entidad, dichas pilas deben ser capaces de soportar un desplazamiento en cabeza acorde con el desplazamiento del tablero. Para ello, las pilas deben ser resistentes, relativamente flexibles y dúctiles.

A continuación se presenta una revisión bibliográfica de los dos temas que se abordan en la presente tesina, puentes integrales y elementos circulares metálicos rellenos de hormigón.

### 2.2 Puentes integrales

La expresión “puente integral” abarca una serie de soluciones relativamente distintas. La primera de las soluciones se ilustra en la figura 2.1. Se trata de una solución tipo pórtico en donde el tablero del puente descansa en pilotes o zapatas que se encuentran conectadas íntegramente a los estribos del puente con capacidad para transmitir todo el momento flector en los apoyos. Se prescinde de aparatos de apoyo y de juntas de dilatación.



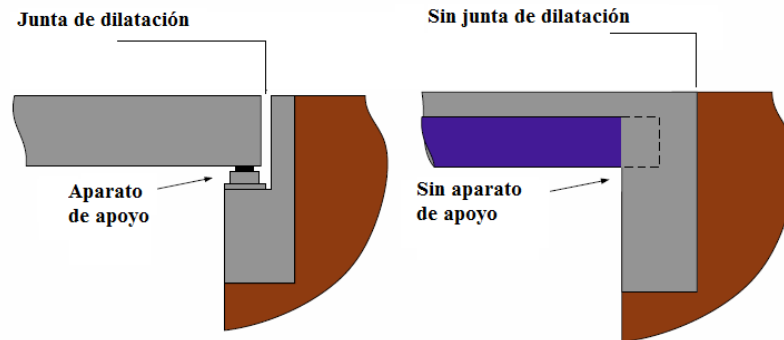


Fig. 2.1 Juntas y aparatos de apoyo en un puente convencional (izquierda). El suelo se representa en color marrón, el hormigón en gris y la viga de acero en azul.

En otras ocasiones, por ejemplo cuando el estribo descansa sobre un terreno poco deformable, puede tener más lógica ingenieril disponer un aparato de apoyo bajo el extremo del tablero que se puede prolongar, monolíticamente –también en este caso– con la losa de transición. Esta concepción de la estructura justifica la denominación con la que se les conoce: puentes semi-integrales. Por asimilación se pueden conocer con la misma denominación a aquellos puentes en los que, por diversas causas –siendo la más frecuente la importancia de su longitud–, se disponen pilas monolíticamente empotradas al tablero, situadas hacia el centro de la obra, mientras que en otras, más próximas a los estribos, se disponen aparatos de apoyo cuya elección y dimensionamiento constituyen una de las tareas más ingenieriles del proyecto de un puente. Entre unos y otros tienen que transferir las cargas verticales y horizontales al terreno, sin coaccionar significativamente el libre movimiento del tablero bajo las deformaciones impuestas.

Fundamentalmente, se puede considerar que para longitudes de tableros reducidas, con geometrías no afectadas por grandes esviajes o marcadas curvaturas, en terrenos apropiados, los puentes sin aparatos de apoyo y sin juntas de calzada, se pueden comportar de forma muy satisfactoria.

A continuación se presenta un resumen sobre el uso y práctica del proyecto de puentes integrales en diferentes países industrializados.

### 2.2.1 E.E.U.U.

En los Estados Unidos, existen al menos 40 estados de la unión en donde se pueden encontrar puentes integrales o semi-integrales (Feldman et al. 2008). La tendencia actual en algunos estados es que los nuevos puentes son proyectados con una solución de tipo integral. Sin embargo, existen otros estados en los que los puentes se siguen proyectando con juntas y aparatos de apoyo. Algunos investigadores han realizado estudios de tendencia (Maruri y Petro, 2005) indicando que la solución integral ha crecido en un 200% en los últimos 10 años. No existen criterios unificados para el proyecto y construcción de puentes integrales. Básicamente, se han seguido los lineamientos dados por el éxito de las experiencias previas. Como dato, se presenta la tabla 2.1, donde se resumen las máximas longitudes admisibles por algunas administraciones estatales de los E.E.U.U. en puentes integrales de un vano. Cabe destacar que algunos investigadores (Diceli y Albhaisi, 2003) han desarrollado métodos para determinar la máxima longitud de un puente integral en función de la rigidez de las pilas interiores y de la variación térmica esperada.

Departamento de transporte	Máxima longitud	
	Puentes mixtos (m)	Puentes de hormigón (m)
Colorado	195	240
Illinois	95	125
New Jersey	140	140
Tennessee	152	244
Washington	91	107

Tabla 2.1 Máxima luz de vano en puentes integrales de algunas administraciones de los Estados Unidos (a partir de datos recogidos de Feldman et al. 2008)

### 2.2.2 Reino Unido

La agencia de carreteras del Reino Unido (UK Highways Agency) tiene algunas recomendaciones que se deben seguir en el proyecto de un puente integral. Dentro de las mismas, se explicitan claramente las siguientes afirmaciones:

- Los puentes continuos son más duraderos que los de tablero simplemente apoyado.
- Los puentes que no exceden 60 metros de luz ni ángulos de esviaje de 30 grados deben ser proyectados como puentes integrales.

El manual indica que las recomendaciones son válidas para puentes de hormigón, de acero o de tablero mixto. Asimismo, se indican las variaciones orientativas de temperatura que se deben considerar en el cálculo de las deformaciones de los tableros por efectos térmicos y se indican valores orientativos de deformaciones debidas a la retracción.

### 2.2.3 Alemania

El uso y práctica del proyecto de puentes integrales en Alemania es relativamente bajo y se limita al paso elevado de pequeñas carreteras secundarias. En 1999, el Ministerio de transporte, edificación y asuntos urbanos alemán (BMVBS) publicó un compendio de prototipos de puentes en donde el 80% de los puentes son integrales. Sin embargo, en el marco del cambio de la normativa alemana hacia Eurocódigo y en vista de que ésta última no incluye recomendaciones específicas al proyecto de puentes integrales, actualmente no existen reglas en Alemania que regulen dicha práctica. Sin embargo, algunas empresas especializadas en el ramo han desarrollado y puesto en práctica algunas recomendaciones que se han materializado en algunos puentes como el viaducto de Berching, de 106,5 metros de luz, que se muestra en la figura 2.2. Nótese el canto variable en dicho puente.

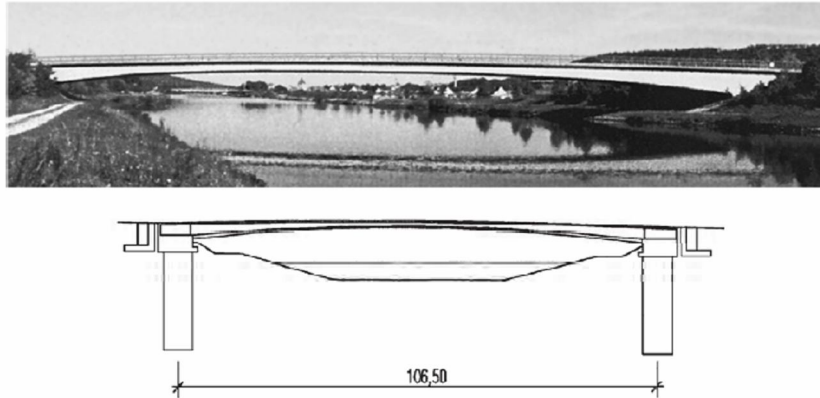


Figura 2.2 Viaducto de Berching (Feldmann et al., 2008) Alemania

#### 2.2.4 Finlandia

De acuerdo con las normas de diseño de puentes de Finlandia, la máxima longitud de vano de un puente sin juntas de dilatación es de 35 metros en el caso de un puente de carretera principal y de 45 metros en un puente de carretera secundaria (tráfico ligero). Por otra parte, las normas estiman que en suelos no cohesivos, el empuje pasivo se desarrolla para pequeños desplazamientos horizontales entre  $0,002H-0,006H$  (siendo  $H$  la altura) y en suelos cohesivos para desplazamientos horizontales de un orden de magnitud mayor  $0,02H-0,06H$ .

Se deben proyectar y calcular los puentes para soportar el efecto de la interacción suelo-estructura ante una variación de temperatura de  $+30^{\circ}\text{C}$ , y se debe verificar igualmente el caso en el cual exista una holgura entre el estribo y el suelo ante una caída de temperatura de  $-20^{\circ}\text{C}$ . Si el relleno es suficientemente permeable, no se necesita disponer drenaje adicional en el estribo.

#### 2.2.5 Suecia

En Suecia, la construcción de puentes integrales es bastante habitual. Los puentes de pequeñas luces son habitualmente apoyados mientras que los de luces medias se proyectan como semi-integrales. Los puentes integrales no son habituales para luces intermedias (20-60 metros). A continuación se presentan dos puentes integrales recientemente construidos



Figura 2.3 Puente integral sobre el río Fjällån, Suecia (Feldmann et al., 2008)

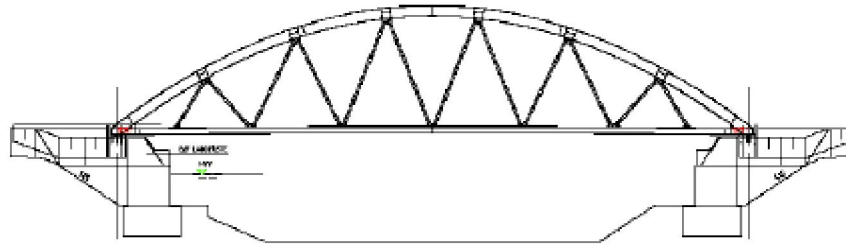


Figura 2.4 Puente integral sobre el río Hökviksån, Suecia (Feldmann et al., 2008)

Como tabla resumen, se presenta a continuación un estudio realizado por White II y otros autores (White II et al, 2010), en los cuales comparan la práctica relativa a puentes integrales en los diferentes países europeos.

Criterio	Reino Unido	Finlandia	Irlanda	Alemania	Suecia
<b>Se utilizan los puentes integrales</b>	Si	Si	Si	Si	Si
Máximo ángulo de esviaje	<30°	<30°	<30°	---	---
Se utilizan pilotes metálicos	Si	Si	Si	Raramente	Si
Se utilizan pilotes mixtos	Raramente	Si	Si	Raramente	Si
Se utilizan pilotes de hormigón	Si	Raramente	Si	Si	No
Se utilizan zapatas de hormigón	Si	No	Si	Si	Si
Se utilizan requerimientos relativos al empuje activo, pasivo del suelo u otros	Otros	Depende de la longitud	Otros	Pasivo	Depende de la longitud
Se recomiendan losas de aproximación al puente	No	Si	No	Si	Variable
Se permite que las aletas estén conectadas rígidamente al estribo	Si	Si	Si	Si	Si
<b>Se utilizan los puentes semi-integrales</b>	Si	Si	Si	No	Si
Máximo ángulo de esviaje	<30°	<30°	<30°	---	---
Se utilizan pilotes metálicos	Si	Si	Si	---	Si
Se utilizan pilotes mixtos	Raramente	Si	Si	---	Si
Se utilizan pilotes de hormigón	Si	Raramente	Si	---	---
Se utilizan zapatas de hormigón	Si	Si	Si	---	Si
Se utilizan requerimientos relativos al empuje activo y pasivo del suelo	Otros	Depende de la longitud	Otros	---	Depende de la longitud
Se recomiendan losas de aproximación al puente	No	Si	No	---	Variable
Se permite que las aletas estén conectadas rígidamente al estribo	Si	Si	Si	---	Si
Se permite que las aletas estén conectadas rígidamente al estribo	Si	Si	Si	Si	Si

Tabla 2.2 Criterios de proyecto en puentes integrales europeos (a partir de datos recogidos de Feldman et al. 2008)

### 2.2.6 Japón

En un artículo publicado por investigadores japoneses (Nakamura et al. 2002), los puentes integrales se mencionan como una nueva tecnología en la construcción de puentes mixtos. En el mismo artículo se describe el proceso constructivo y detalle del puente Nishihama, el cual consiste en una superestructura de 8 vigas armadas de acero y un tablero de hormigón. Los estribos están contruidos de hormigón y descansan sobre pilotes de un diámetro extremo de 800 milímetros. Una de las condicionantes de diseño de dicho puente era la cercanía a una siderúrgica y su susceptibilidad a soportar frecuentemente camiones pesados de hasta 90 toneladas. El puente es relativamente corto y se encuentra emplazado en una zona sin mucha variación termométrica. En la figura 2.5 se muestra el puente Nishihama.

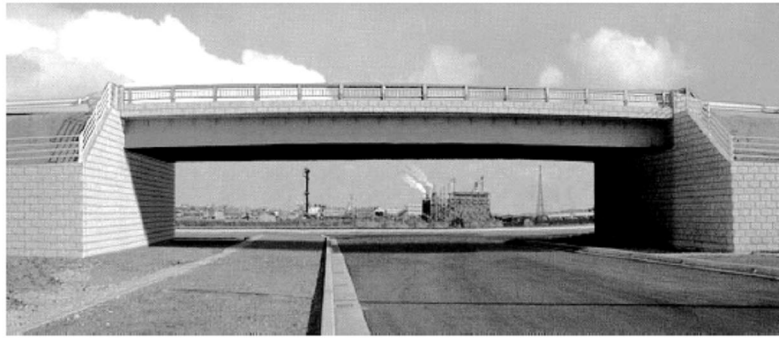


Figura 2.5 Puente integral Nishihama, Japón (Nakamura et al. 2002)

### 2.2.7 India

En el subcontinente índico se pueden apreciar algunas realizaciones sobre puentes integrales continuos con tramos que llegan a ser hasta de 40 metros. En las figuras 2.6 y 2.7 se pueden observar los puentes en la intersección Kalkaji Flyover, en la región de Delhi así como en la vía expresa Durgapur, en la misma región.

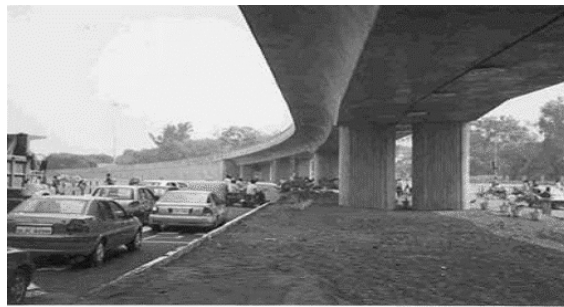


Figura 2.6. Kalkaji Flyover, Delhi ([www.theconstructor.org](http://www.theconstructor.org))



Figura 2.7. Kalkaji Flyover, Delhi ([www.theconstructor.org](http://www.theconstructor.org))

### 2.2.8 España

En 1996, el Ministerio de Obras Públicas publicó una guía de diseño titulada “Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras y autopistas” con información actualizada sobre la práctica de puentes integrales hasta ese momento en el mundo. En la guía se sugieren algunos procedimientos y prácticas constructivas así como algunos temas de investigación no desarrollados hasta ese momento; al igual que en las normativas inglesas, se limita el ángulo de esviaje a 30 grados. La guía presenta valores orientativos relativos a las deformaciones debidas a retracción, temperatura y pretensado para puentes de hormigón, metálicos y mixtos. Un ejemplo de puente integral en el territorio español es el puente existente entre Ávila y Salamanca, de 4

vanos de 65 metros de longitud con pilas circulares de hormigón armado de diámetro  $D=0,75$  metros empotradas rígidamente en un tablero de canto  $h=850$  milímetros. Otros ejemplos son el puente sobre el río Urumea, en Guipúzcoa, de 3 vanos apoyados en pilas circulares de hormigón armado de diámetro  $D=0,7$  metros y el puente de 3 vanos de 55 metros de longitud que se encuentra en la ciudad de Sevilla, con elementos prefabricados de hormigón.

### 2.3 Tubos metálicos rellenos de hormigón

#### 2.3.1 Aspectos generales

En las últimas décadas, se ha llevado a cabo una cantidad significativa de trabajos de investigación sobre el comportamiento de los tubos metálicos rellenos de hormigón (CFT, por sus siglas en inglés). Dichas investigaciones incluyen muy diversos aspectos sobre la respuesta estática y/o dinámica de los CFT, de los efectos de la forma de la sección o de los materiales utilizados (Inai et al, 2004), del comportamiento a nivel seccional (Kuranovas et al., 2009) y del comportamiento a nivel elemento, sobre la resistencia al fuego de los elementos o bien, sobre la resistencia de las uniones necesarias para garantizar una adecuada transmisión de carga entre los elementos circundantes y los CFT. Asimismo, se han realizado innumerables estudios relativos a la inestabilidad global (global buckling) de los elementos, así como a su posible inestabilidad local (local buckling) (Kwon et al. 2010). Todos estudios realizados contienen una importante vertiente experimental, analítica y/o numérica. Los mismos se encuentran ampliamente disponibles en la literatura especializada. En la presente tesina, se incluirán los trabajos relativos al comportamiento seccional de CFT sometidos a compresión simple o flexo-compresión, que se puedan adecuar al marco referencial de la tesina. Asimismo, se hace hincapié en el comportamiento mecánico-fenomenológico de los CFT sometidos a dichas acciones. Es de hacer notar que las pilas de puentes son elementos cortos y robustos, por lo que no suelen ser susceptibles a problemas de inestabilidad global (pandeo). Por esta razón, en la presente tesina se enfatiza de manera más acentuada en el comportamiento seccional de los elementos y no en su comportamiento global de inestabilidad.

A continuación, se presenta un resumen de la revisión bibliográfica encontrada, tanto para la vertiente experimental, como para la analítica y numérica. Previamente, se definen algunos conceptos que permiten una mejor comprensión de los parámetros de las bases de datos que se analizan posteriormente.

#### 2.3.2 Comportamiento mecánico de la sección transversal mixta de un CFT

Las estructuras mixtas permiten una optimización de su respuesta frente a diferentes sollicitaciones mediante una combinación adecuada de las propiedades de los materiales que la componen. Los CFT, que buscan resistir principalmente flexión y compresión, son una opción idónea cuando se trata de soportar dichos esfuerzos. La figura 2.8 muestra los diferentes tipos de secciones transversales de CFT. Entre otras, se pueden disponer perfiles embebidos en el hormigón (a), perfiles parcialmente embebidos (b) y (c), perfiles tubulares rellenos CFT (d) y (e) o una mezcla entre ambas alternativas (e) en casos donde se necesite gran resistencia y ductilidad.



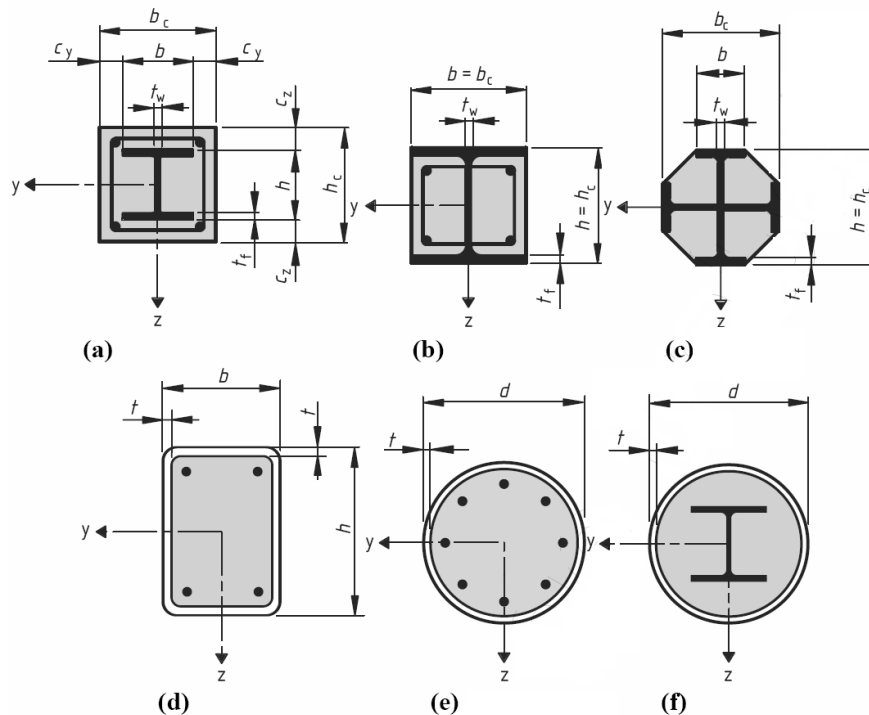


Figura 2.8. Secciones típicas de pilares mixtos según EN1994

El uso de CFT tiene numerosas ventajas estructurales y económicas. Entre ellas se pueden citar las siguientes:

- El acero se dispone en la periferia de la sección transversal, haciendo que la rigidez a flexión ( $EI_{\text{equivalente}}$ ) aumente considerablemente.
- El hormigón que se dispone en el núcleo del elemento permite soportar cargas de compresión. Esta acción es mejorada por el confinamiento que ofrece el tubo exterior (ver 2.3.2.3). Por otra parte, el tubo evita que el hormigón se desague incluso después de alcanzar su máxima resistencia. Por otro lado el núcleo proporciona una condición de contorno adicional al tubo evitando la abolladura local hacia dentro del elemento (inwards buckling).
- El núcleo incrementa la resistencia al fuego de la sección parcial de acero.
- El acero sirve asimismo de encofrado al hormigón, reduciendo significativamente costes. Además, se pueden implementar procesos constructivos eficientes y seguros utilizando dichos elementos.

Para desbrozar más detalladamente dichas ventajas, a continuación se describen las características mecánicas de las secciones parciales de hormigón y acero, para luego entender las ventajas adicionales que presenta la sección mixta.

### 2.3.2.1 Comportamiento del hormigón

La relación entre las tensiones y deformaciones del hormigón sometido a tensiones uniaxiales de compresión es no lineal debido a un mecanismo de fallo que se produce en

el interior de la masa del hormigón. La figura 2.9 muestra una relación típica tensión-deformación de las probetas sometidas a compresión uniaxial. Inicialmente la matriz de pasta de cemento presenta una serie de microfisuras ocasionadas por la expansión térmica y por el flujo hídrico debido a la retracción (A). Con el aumento de la carga los áridos actúan como concentradores de tensiones al tener más rigidez dentro de la matriz del material. Los primeros signos de no linealidad se observan debido a las diferencias en la deformación lateral, al aparecer tensiones tangenciales e incrementándose el tamaño de las microfisuras (B). Al alcanzarse aproximadamente un 80% del valor de la resistencia máxima, las grietas comienzan a propagarse dentro de la masa de hormigón, principalmente de manera cuasi-paralela a la dirección de las cargas aplicadas (C). Debido a la apertura de las grietas, la deformación lateral se incrementa, acelerando el proceso. Una vez se alcanza la carga máxima (según algunos autores, cuando la deformación volumétrica se hace nula), las grietas son inestables y se propagan de forma descontrolada (D).

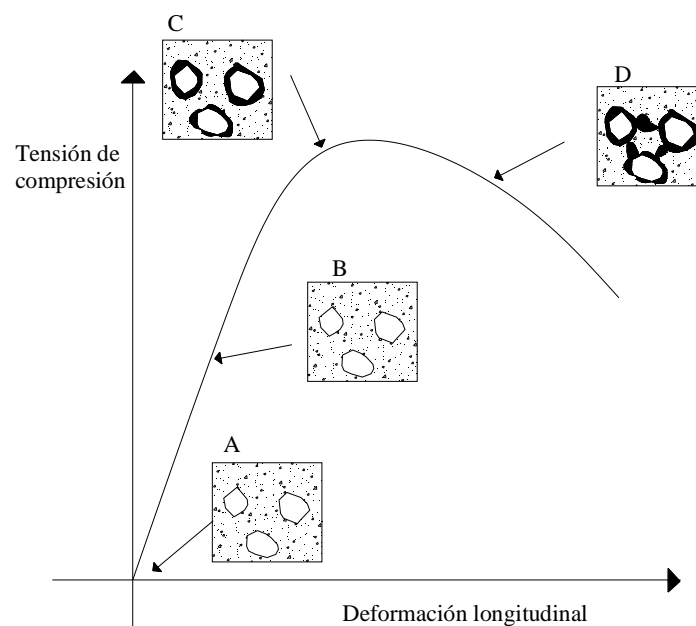


Figura 2.9 Mecanismo de fallo de un hormigón convencional siguiendo la relación tensión-deformación.

Por otra parte, el hormigón no posee mucha resistencia a tracción. Existen varios modelos que definen ese comportamiento, el cual en la mayoría presenta una rama lineal hasta que se alcanza la tensión de fisuración  $f'_t$ . A partir de este punto existe una caída abrupta de la tensión conforme crece la deformación en lo que se denomina rama de reblandecimiento. La expresión 2.1 indica la relación existente entre la resistencia a compresión y la resistencia a tracción del hormigón según la Instrucción de Hormigón Estructural EHE.

$$f'_t = 0,30\sqrt[3]{f'_c} \quad (2.1)$$

### 2.3.2.2 Comportamiento del acero

El comportamiento del acero es ampliamente conocido. Su relación tensión-deformación presenta una rama ascendente lineal hasta el punto en el cual se pierde la proporcionalidad y se alcanza el límite elástico  $f_y$ , donde si se cesa la aplicación de



carga las deformaciones son recuperables. Pasado éste, existe un incremento de la deformación sin que exista un incremento de la tensión y si se cesa la aplicación de carga una parte de las deformaciones son permanentes irrecuperables. Si se continúa aplicando carga se produce una reorganización a nivel molecular del elemento que conlleva a tener un endurecimiento del material, hasta alcanzar la rotura.

Cuando el acero se encuentra en un estado multiaxial, en el rango elástico se puede utilizar la ley de Hooke generalizada a tres dimensiones, y se puede establecer un criterio de fallo. El criterio más aceptado internacionalmente es el criterio de von Mises como superficie de fallo en el plano de tensiones octaédricas.

### 2.3.2.3 Comportamiento de la sección mixta.

#### a) Confinamiento y deslizamiento

El comportamiento de la sección de dos materiales sometidos a compresión podría asimilarse como la suma de las dos resistencias parciales de los materiales que la componen. Sin embargo, en los CFT, ocurre un fenómeno que incrementa la resistencia total debido a la mejor utilización de ambos materiales.

Cuando se aplica una carga axial concéntrica a un CFT robusto (caso de estudio de la presente tesina), y asumiendo que la carga se aplica tanto al núcleo como al tubo, ambos comienzan a deformarse en paralelo. Dado que inicialmente el coeficiente de Poisson del acero es mayor que el coeficiente correspondiente al núcleo de hormigón, ambos materiales se separan y no hay transmisión de cargas entre ellos. En el momento en que aparecen microgrietas en el hormigón, éste se dilata más rápidamente que el acero alcanzándolo, reanudando así el contacto entre cuerpos. De esta manera, se desarrolla una presión pasiva entre el acero y el hormigón lo que genera tensiones triaxiales en el núcleo de hormigón y biaxiales (longitudinales y circunferenciales) en el tubo (Johansson, 2002).

El comportamiento del hormigón en un estado triaxial de compresión ha sido estudiado en el laboratorio por medio de una probeta cilíndrica sometida a carga axial y a una presión hidrostática lateral proporcionada por un fluido. Dicha presión es activa durante el ensayo y por tanto se denomina *confinamiento activo*. Cuando la presión lateral aumenta, impide la expansión lateral y de esa forma retrasa el crecimiento de las grietas aumentando su resistencia.

En cambio, en un CFT el confinamiento es producido por un elemento deformable que retiene el hormigón. Se trata de un *confinamiento pasivo* que depende de la deformación lateral tanto del acero como del núcleo de hormigón. Cuanto mayor es la deformación longitudinal, mayor es la deformación transversal y por tanto, mayor la presión lateral ejercida sobre el hormigón. Se trata pues, de un confinamiento que depende del nivel de cargas axiales aplicado. La figura 2.10 muestra un diagrama de cuerpo libre infinitesimal de un trozo de pared de CFT donde se observan las tensiones actuantes tanto en el acero como en el hormigón.

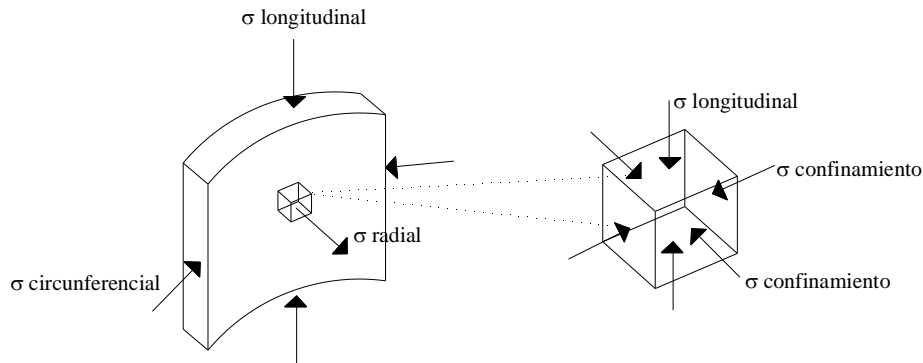


Figura 2.10 Tensión de confinamiento pasivo en tubos sometidos a compresión simple en avanzados estados de carga.

El tratamiento conjunto de la sección de hormigón y acero produce cargas últimas mayores que la suma de ambas por separado. Dicho incremento depende de muchos otros factores, como por ejemplo la relación  $f'_{c}/f_y$ , la relación diámetro-espesor  $D/t$ , que determina la robustez de la pared del tubo y por tanto, la susceptibilidad a incurrir en fenómenos de inestabilidad local y la relación longitud-diámetro  $L/D$ , que determina en cierta medida la susceptibilidad del elemento a incurrir en fenómenos de inestabilidad global al ser sometido a una carga de compresión. El efecto del confinamiento ha sido estudiado desde principios del siglo pasado (Richard et al, 1928). Más recientemente, numerosos investigadores han contribuido con diversos aportes sobre el tema (Susantha et al. 2001, Johansson 2002, Hatzigeorgiou 2008a, Hatzigeorgiou 2008b, de Oliveira 2009). El resultado de las investigaciones han sido expresiones de diseño que reproducen de cierta manera el incremento de la resistencia del hormigón por el confinamiento que provee el tubo. Los tres modelos pueden ser definidos como semi-empíricos ya que parten de una formulación mecánica obtenida a partir del comportamiento fenomenológico de los CFTs. A continuación, se presentan dichos modelos:

#### Modelo de Susantha et al (2001)

El modelo de Susantha et al. se basa en una aproximación similar a la presentada por Richart et (1928) en los años 20 del siglo pasado. Dicho modelo contiene un parámetro empírico que define dos coeficientes de Poisson: i) el primero equivalente para una sección mixta  $\nu_c'$  y el ii) segundo para el hormigón  $\nu_c$ . Dichos coeficientes son función de  $D/t$  y  $f'_{c}/f_y$ . Posteriormente, la resistencia del hormigón se incrementa proporcionalmente a este parámetro y a otras relaciones geométricas del tubo. Como consecuencia, se puede inferir que el incremento de resistencia del hormigón es una función de la cuantía de acero  $\delta$  (definida más adelante en el documento). Cabe destacar que contrariamente a lo que se suele suponer, el coeficiente de Poisson del acero en este modelo se toma igual a  $\nu_s=0,5$ . Asimismo, es conveniente indicar que la resistencia del acero no se ve disminuida en este modelo a pesar de estar sometido a un estado biaxial de tensiones. Finalmente, se destaca que el incremento de resistencia debida al confinamiento según estos autores no depende de la relación  $L/D$ .

$$\nu_c' = \frac{0,881}{10^6} \left(\frac{D}{t}\right)^3 - \frac{2,58}{10^4} \left(\frac{D}{t}\right)^2 + \frac{1,953}{10^2} \left(\frac{D}{t}\right) + 0,4011 \quad (2.2)$$

$$v_c = 0,2312 + 0,3582v'_c - 0,1524\left(\frac{f'_c}{f'_y}\right) + 4,843v'_c\left(\frac{f'_c}{f'_y}\right) - 9,169\left(\frac{f'_c}{f'_y}\right)^2 \quad (2.3)$$

$$\beta = v_c - v_s \quad (2.4)$$

$$f_{rp} = \beta \frac{2t}{D-2t} f_y \quad (2.5)$$

$$f_{cc} = f_c + 4f_{rp} \quad (2.6)$$

$$F_{sus} = A_c \cdot f_{cc} + A_s \cdot f_y \quad (2.7)$$

### Modelo de Johansson (2002)

El modelo de Johansson plantea que el incremento de resistencia del hormigón es una función del incremento de deformación circunferencial del acero  $\varepsilon_{ah}$ , que se relaciona mediante la ley de Hooke generalizada con las tensiones circunferenciales  $\sigma_{ah}$  y longitudinales  $\sigma_{al}$  del acero. Asimismo, se obtiene una tensión de confinamiento  $\sigma_{lat}$ , la cual es función de la geometría del tubo y de parámetros descrito anteriormente. Se incluye un parámetro que refleja la eficacia del confinamiento el cual es función de  $f'_c$ . Es de resaltar que el incremento de resistencia total del CFT no depende del límite elástico del acero ni de la relación L/D.

$$v_s = 0,3 ; v_c = 0,2 ; \varepsilon_v = 0,002 \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_{ahr} = \frac{\varepsilon_v \cdot (v_s - v_c)}{\left[1 + \frac{2tE_s}{(D-2t)E_c}\right]} \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_{ah} = \varepsilon_{ahr} - v_s \cdot \varepsilon_v \quad (2.10)$$

$$\sigma_{ah} = \frac{E_a}{1-v_s^2} (\varepsilon_{ah} + v_s \cdot \varepsilon_{al}) \quad \sigma_{al} = \frac{E_a}{1-v_s^2} (\varepsilon_v + v_s \cdot \varepsilon_{ah}) \quad (2.11)$$

$$\sigma_{lat} = \sigma_{ah} \frac{2t}{(D-2t)} \quad (2.12)$$

$$k = 1,25 \left(1 + 0,062 \frac{\sigma_{lat}}{f'_c}\right) f'_c^{-0,21} \quad (2.13)$$

$$f_{cc} = f'_c \left(\frac{\sigma_{lat}}{f'_{ct}} + 1\right)^k \quad (2.14)$$

$$F_{joh} = A_c \cdot f_{cc} + A_s \cdot \sigma_{al} \quad (2.15)$$

### Modelo de Hatzigeorgiou al (2008)

El modelo de Hatzigeorgiou es el más sencillo en aplicación, y se basa en la obtención empírica de una tensión circunferencial  $\sigma_h$  en el acero que produce una tensión de

confinamiento en el hormigón  $f_{rp}$ . Conceptualmente, el modelo consiste en aumentar la resistencia del hormigón  $f_{cc}$  y reducir la capacidad del acero  $f_{yc}$  en una cierta medida que depende de la tensión circunferencial  $\sigma_h$  y de la geometría del tubo (también inspirado en el modelo de Richart et al., 1928). Los parámetros de partida en el cálculo son  $D$ ,  $t$ ,  $f_y$  y  $f'_c$  (que también pueden reducirse a un único parámetro cuantía de acero) y no se realizan suposiciones adicionales. Finalmente, se destaca que el incremento de resistencia debida al confinamiento según estos autores no depende de la relación  $L/D$ .

$$\sigma_h = f_y \cdot \exp\left(\ln\left(\frac{D}{t}\right) + \ln(f_y) - 11\right) \quad (2.16)$$

$$f_{rp} = \frac{2 \cdot \sigma_h \cdot t}{D - 2 \cdot t} \quad (2.17)$$

$$f_{cc} = f_c + 4,3 f_{rp} \quad (2.18)$$

$$f_{yc} = 0,5 \left( \sigma_h - \sqrt{4 f_y^2 - 3 \sigma_h^2} \right) \quad (2.19)$$

$$F_{Hat} = A_c \cdot f_{cc} + A_s \cdot f_{yc} \quad (2.20)$$

En capítulos posteriores, dichos modelos serán la base de comparación teórica con los resultados numéricos y experimentales presentados.

Por otra parte, en la interfaz entre el núcleo de hormigón y el tubo de acero existe una transmisión de fuerzas de rozamiento que dan lugar a esfuerzos rasantes. Los mecanismos por los que se transmiten esfuerzos se dan desde el nivel microestructural (adhesión, o unión química de las superficies) hasta el nivel macroestructural (interferencia y fricción). Profundizando un poco más en este último nivel, se sabe que la interferencia se refiere al impedimento del desplazamiento entre superficies por la rugosidad superficial. A medida que aumenta la compactación del hormigón, se rellenan las ranuras de rugosidad del tubo estructural aumentando la interferencia entre superficies. Por otra parte, la fricción se refiere a la fuerza que impide el desplazamiento relativo entre dos superficies. La fricción depende de las características del material de la superficie así como de la fuerza normal que se aplica entre ellas. La relación que existe entre la fuerza normal y la fricción  $F$  se presenta en la expresión 2.2. El coeficiente de rozamiento  $\mu$  para superficies hormigón-acero suele estar entre  $\mu=0,3$  y  $\mu=0,4$ .

$$F = \mu \cdot N \quad (2.21)$$

## b) Ductilidad

Se denomina ductilidad a la capacidad de deformación que tiene un material sin que el mismo se fracture. La ductilidad de un elemento estructural se suele medir como la capacidad de deformación que tiene dicho elemento una vez el mismo ha agotado y no puede soportar más carga. En ingeniería estructural, es práctica común plantear de manera objetiva los valores de ductilidad como la relación existente entre una deformación post-agotamiento, y la deformación para el nivel de carga que hace agotar

la pieza. En ocasiones, esta ductilidad se mide en términos de la capacidad de rotación de la sección transversal y en otros casos, en términos del desplazamiento que puede experimentar alguna sección transversal de la pieza.

La figura 2.11 muestra la manera en la que algunos investigadores han definido la ductilidad de los CFT (Kitada T., 1998). Se muestra una curva característica de respuesta de la estructura, en este caso carga-deformación. Nótese que la respuesta presenta una rama lineal (A), posteriormente una pérdida de linealidad (B) para luego agotar (C) y presentar una rama de reblandecimiento. En dicha rama de reblandecimiento, se presentan 3 puntos hipotéticos (los cuales podrían encontrarse indistintamente en la curva más hacia la izquierda o a la derecha unos de los otros). El punto E, representa el estado de deformación en el cual la carga disminuye hasta cierto porcentaje de la capacidad de la pieza, por ejemplo, un 85%. El punto G, en el cual se puede demostrar que el tubo experimenta un fenómeno de inestabilidad local y la pared abolla. En este caso, el punto G se ubica en la rama de reblandecimiento en la curva de respuesta, sin embargo, el mismo se podría encontrar indistintamente en cualquier rama de la curva (en función de la relación  $D/t$  del tubo). El punto D corresponde a un punto con un nivel de carga igual al nivel para el cual se pierde la linealidad de la respuesta, pero en la rama de reblandecimiento (se obtiene al trazar una horizontal por B).

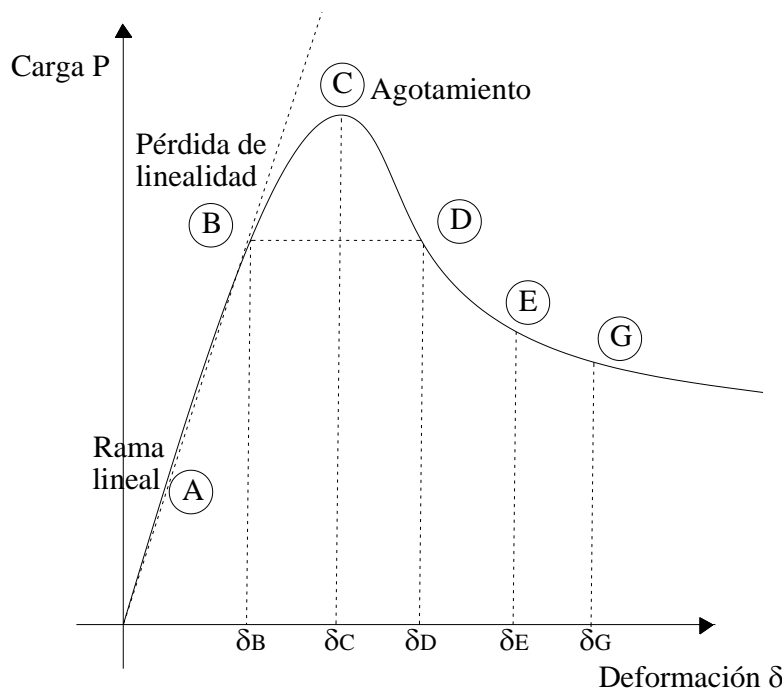


Figura 2.11 Definición cualitativa de la ductilidad en elementos estructurales.

Para que un elemento estructural se considere dúctil, se suelen plantear algunas relaciones a partir de la curva de respuesta, que permiten objetivizar la medida de la ductilidad. A continuación se presentan dos relaciones típicas de la ingeniería estructural:

- La relación entre la deformación post-agotamiento en un punto ( $\delta_D$ ), ubicado trazando una recta horizontal por el punto (B), y la deformación en el mismo ( $\delta_B$ ) debe ser superior a cierto valor (véase la expresión 2.22). Esta medida de la ductilidad es bastante habitual en ingeniería sísmica. Cabe destacar que el punto B se caracteriza por la pérdida de linealidad de la curva de respuesta. Dicha

pérdida puede asociarse a la no linealidad del material o a la no linealidad geométrica. El desplazamiento en B puede encontrarse fácilmente si se conoce la carga a partir de la cual se pierde la linealidad. Sin embargo, para conocer el desplazamiento en D es necesario conocer a priori la curva de respuesta.

$$\frac{\delta_D}{\delta_B} \geq \alpha \quad (2.22)$$

- La relación entre la deformación post-agotamiento en un punto ( $\delta_E$ ), cuando la carga decrece hasta un cierto valor (por ejemplo, un porcentaje de la carga máxima) y la deformación cuando se produce el agotamiento  $\delta_C$ , debe ser superior a cierto valor (expresión 2.23). En este caso, el desplazamiento en C no puede encontrarse fácilmente a pesar de conocer la capacidad última de agotamiento. Es necesario entonces conocer a priori la curva de respuesta. Como alternativa, se puede plantear la relación entre ( $\delta_E$ ) y ( $\delta_B$ ), punto donde se pierde la linealidad. Para ello, sería necesario conocer la relación matemática entre ( $\delta_E$ ) y ( $\delta_B$ ).

$$\frac{\delta_E}{\delta_C} \geq \beta \quad \text{o bien} \quad \frac{\delta_E}{\delta_B} \geq \beta \quad (2.23)$$

- La relación entre la deformación en un punto ( $\delta_G$ ), cuando la pared del tubo abolla (ver apartado más adelante) y la deformación en agotamiento ( $\delta_C$ ), o bien en el punto donde se pierde la linealidad de la curva ( $\delta_B$ ). Dicha definición (expresión 2.24) ha sido utilizada en CFT por algunos autores (Schneider et al. 1998). Para definir a priori esta relación es necesario conocer de manera rigurosa la aparición de la abolladura local (pre-agotamiento seccional, post-agotamiento seccional, etc).

$$\frac{\delta_G}{\delta_{C,B}} \geq \gamma \quad (2.24)$$

En capítulos posteriores, dichas definiciones serán la base de comparación teórica con los resultados numéricos obtenidos.

### c) Abolladura local

La inestabilidad local ocurre cuando las partes comprimidas de la pieza en estudio abollan frente a tensiones longitudinales antes de alcanzar su límite elástico. Dicho fenómeno está ampliamente estudiado y cuantificado en piezas metálicas únicamente. Sin embargo, estudios anteriores insisten en la necesidad de desarrollar expresiones más sofisticadas que permitan aprovechar de manera más eficiente el tipo estructural tubular (Gardner, 2008) Para el caso de los CFT, la relación Diámetro-espesor  $D/t$  define la susceptibilidad de las piezas a experimentar abolladura local. Es evidente que las condiciones de contorno adicionales que provee el hormigón al tubo metálico hacen que la pieza sea menos susceptible a abollar que en el caso de que no exista hormigón embebido. Dicho de otra manera, el núcleo de hormigón hace que se retarde la abolladura, puesto que el modo de pandeo asociado a las ondas radiales que se desarrollan hacia dentro del tubo no existe.

La figura 2.12 ilustra dos hipotéticos modos de abolladura (sin perder generalidad, se presentan los mismos de una manera no escalada y no simétrica) en una sección transversal de un tubo metálico sin hormigón (CHS, a la izquierda en la figura) y un CFT (a la derecha en la misma). Se observa como para el primero existe una componente radial hacia el interior del tubo mientras que para el segundo dicha componente existe únicamente hacia afuera del núcleo de hormigón. La tensión crítica de abolladura para la primera es claramente inferior que para la segunda.

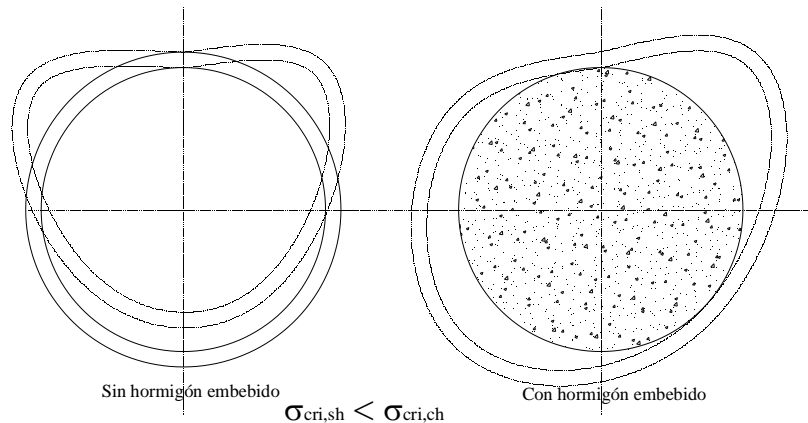


Figura 2.12 Modos de abolladura local hipotéticos en CHS y CFT.

Como se comenta anteriormente, la relación  $D/t$  define la susceptibilidad a la abolladura. La figura 2.13 presenta un hipotético proceso incremental genérico  $P-\delta$  de una pieza flexo-comprimida sin tener en cuenta el posible efecto local. Se observa una rama lineal, luego se pierde la linealidad al momento de la primera plastificación en  $P_y$ , y la rigidez se degrada gradualmente hasta que se alcanza la capacidad última  $P_u$ . Luego se observa una típica rama de reblandecimiento (que puede ser más o menos pronunciada, o incluso horizontal, para algunos casos de carga). Si la relación  $D/t$  es suficientemente grande, es posible que se alcance la abolladura para valores de desplazamiento  $\delta_1 < \delta_u$ . En este caso, la pieza no logra desarrollar su capacidad seccional que se muestra en la figura sino que por el contrario la carga cae de manera prematura. Por el contrario, si la relación  $D/t$  es suficientemente pequeña, es posible que se alcance la abolladura para valores de desplazamiento superiores al desplazamiento que hace agotar la pieza  $\delta_2 > \delta_u$ . En este caso, la pieza logra desarrollar su capacidad seccional que se muestra en la figura. En algunos casos de piezas muy robustas, el desplazamiento en el cual ocurre la abolladura es sensiblemente mayor al desplazamiento que hace agotar el elemento  $\delta_2 \gg \delta_u$ . Estas piezas se caracterizan a su vez por tener alta ductilidad.

Asimismo, en los CFT ocurre otro fenómeno. Si las paredes del tubo son delgadas (grandes valores de  $D/t$ ), es probable que el fallo se produzca primero en el tubo exterior por inestabilidad local a media altura para posteriormente observar una fractura en el núcleo de hormigón (zona 1). Puede darse el caso en el que las deformaciones longitudinales no son lo suficientemente grandes para producir un confinamiento pasivo del hormigón y su efecto es despreciable.

Para garantizar un comportamiento seccional adecuado, las normativas limitan la relación  $D/t$  a un cierto valor. En apartados posteriores se presentan los valores máximos de  $D/t$  según EN1994 y se comparan con los resultados numéricos obtenidos.

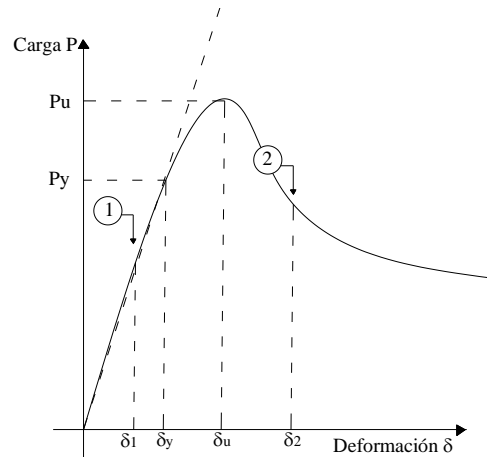


Figura 2.13 Ubicación cualitativa de la abolladura en un proceso incremental de carga

#### d) Inestabilidad global

Una de las relaciones fundamentales que caracteriza a los CFT es el cociente existente entre la longitud total de la pieza, y el diámetro exterior de la misma,  $L/D$ . No existe una clasificación concreta en función de este parámetro, pero se puede afirmar que conforme la relación  $L/D$  es menor, la pieza es menos susceptible a fenómenos de inestabilidad. El límite que define la frontera entre pieza susceptible a pandeo o a plastificación es bastante difuso, algunos autores lo sitúan en  $L/D=5$  mientras que otros lo sitúan en  $L/D=15$  (Portolés, 2010). Ciertamente, las propiedades del material son igual de importantes en dicha clasificación, y las mismas no se encuentran reflejadas en la relación  $L/D$ . Para ello, es más conveniente utilizar el valor de la esbeltez adimensional  $\lambda$ , que hace que el coeficiente de reducción  $\chi$  que tiene en cuenta la inestabilidad global del elemento sea igual a la unidad  $\chi=1,0$ .

Los pilares en los cuales  $\chi < 1,0$  e denominan pilares esbeltos. Las pilas intermedias de los puentes no suelen proyectarse con dichas proporciones y por esta razón, en la presente tesina no se explicitan los criterios de fallo y proyecto de este tipo de piezas. Se refiere al lector a la literatura especializada (Shams y Saadeghvaziri, 1997, Portolés 2010) para profundizar en el tema.

A continuación, se presentan algunos de los numerosos estudios experimentales, teóricos y numéricos en CFTs que presenten las características de interés en la presente tesina.

#### 2.3.3 Estudios experimentales

Durante las últimas décadas, se han realizado numerosos ensayos sobre elementos tubulares rellenos de hormigón con diferentes configuraciones geométricas y ante diferentes condiciones estáticas. Uno de los primeros estudios experimentales que se puede conseguir en la literatura especializada data de principios del siglo pasado (Burr, 1912). Dicho autor realizó una serie de ensayos sobre elementos cuadrados y trapezoidales de acero rellenos de hormigón. Desde entonces, se han realizado cientos de ensayos que se encuentran recogidos en una base de datos recopilada por el profesor Goode, de la Universidad de Manchester. Dicha base de datos es de libre acceso y se encuentra disponible en el sitio web (<http://web.ukonline.co.uk/asccs2>). La misma cuenta hasta la actualidad con un universo de prototipos ensayados bastante numeroso



(1819 especímenes) y ha servido en el desarrollo de diversos estudios. Dentro de la recopilación realizada por el profesor Goode, se incluyen prototipos tanto de sección transversal circular y rectangular. El trabajo representa la recopilación de las numerosas aportaciones realizadas por otros investigadores (apud Goode et al <http://web.ukonline.co.uk/asccs2>).

En este apartado se hace hincapié en las conclusiones aportadas por Goode sobre especímenes de sección transversal circular con proporciones de elemento robusto (desde el punto de vista de la inestabilidad global). Para objetivizar dicha definición, se utilizan los ensayos de la base de datos experimental que arrojan valores de la esbeltez adimensional  $\lambda$ , tales que hacen que el coeficiente de reducción que tiene en cuenta la inestabilidad global del elemento sea igual a la unidad  $\chi=1,0$ . La información que caracteriza a cada ensayo que se encuentra recogida en la base de datos es la siguiente:

- Diámetro exterior D
- Longitud del prototipo L
- Espesor t
- Propiedades mecánicas del acero  $f_y$  (el módulo de Young suele suponerse  $E=210000\text{N/mm}^2$ ).
- Resistencia del hormigón  $f_{ck}$
- En el caso de elementos esbeltos, el módulo secante del hormigón  $E_c=0,4f_{ck}$ .
- Excentricidades  $e_t$  y  $e_b$  (en el caso de elementos flexo comprimidos)
- La carga última en el ensayo  $N_u$ .
- La cuantía mecánica de acero de la sección transversal, que se define como la relación existente entre la capacidad parcial de acero y la capacidad total de la pieza (véase la expresión 2.5). Según EN1994, la cuantía  $\delta$  debe encontrarse en el rango  $0,2 < \delta < 0,9$ . Si la misma es inferior a 0,2, se considera que el elemento es de hormigón y debe ser calculado como tal. Si la misma es superior a 0,9, el elemento debe ser considerado como un pilar metálico y debe ser calculado como tal igualmente (véase el capítulo 3).

$$\delta = \frac{A_s \cdot f_y}{A_s \cdot f_y + A_c \cdot f_c} \quad (2.25)$$

A continuación, se presenta un análisis global de los resultados analizados, los cuales han sido procesados como una base de datos que se detalla en el Anexo A de la presente tesina. La tabla 2.3 muestra un resumen con datos significativos de la base de datos utilizada. Cabe recordar que solo se incluyen los prototipos de esbeltez tal que no se debe reducir la capacidad seccional por efecto de la inestabilidad global. Nótese que en el caso de prototipos sometidos únicamente a axil, un cierto porcentaje de prototipos es susceptible a tener problemas de inestabilidad local (en el capítulo 3 se describen las condiciones necesarias para cuantificar este posible efecto).

Configuración	Total	$D/t < 90\epsilon^2$	$D/t > 90\epsilon^2$	% Prototipos susceptibles a inestabilidad local
Axil puro	526	344	182	35
Axil - Momento	78	78	0	0

Tabla 2.3. Resumen de los prototipos extraídos de la base de datos experimental

Como primer aspecto que caracteriza la base de datos experimental, se presenta la frecuencia de los ensayos en función de una de las variables que definen el comportamiento de los CFT, es decir, la relación  $L/D$  (figura 2.14). Nótese que la gran mayoría de CFT ensayados presenta una relación  $L/D$  entorno a 3, lo que permite concluir que muchos de ellos han sido elementos muy cortos. En el caso de pilas para puentes, si bien esta relación no es muy alta, la misma se encuentra en el entorno de  $5 < L/D < 10$ . La gran mayoría de ensayos realizados pues, tienen dimensiones de menos aplicación en el ámbito de estudio de la presente tesina.

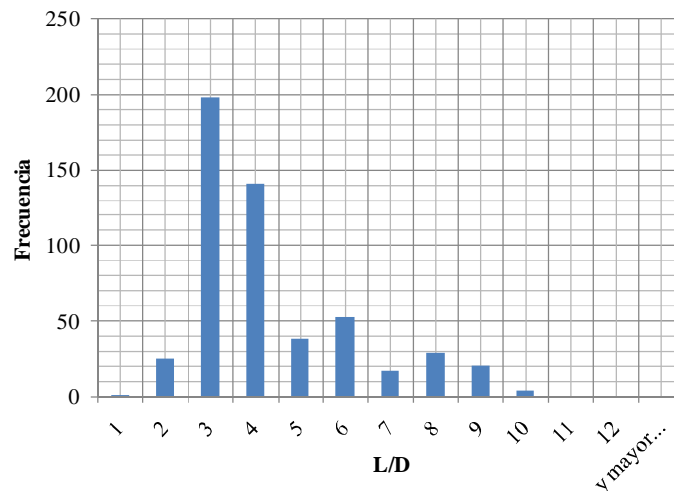


Fig 2.14. Histograma de frecuencias de la base de datos experimental en función de la relación Longitud-Diámetro ( $L/D$ ) de los prototipos ensayados.

Como segundo aspecto que caracteriza la base de datos experimental, se presenta la frecuencia de los ensayos en función de la cuantía de acero  $\delta$  (véase la figura 2.15). Nótese que la gran mayoría de CFT ensayados presenta valores de cuantía entorno a  $\delta=0,6$ , es decir, dentro del rango de aplicación de EN1994. Por otra parte, se observa que 27 prototipos presentan valores de  $\delta < 0,2$  y 1 prototipo presenta un valor de  $\delta > 0,9$ , los cuales se encuentran fuera del rango de aplicación de EN1994. Dichos prototipos son excluidos de la base de datos experimental si la misma es utilizada para valorar la formulación de EN1994.

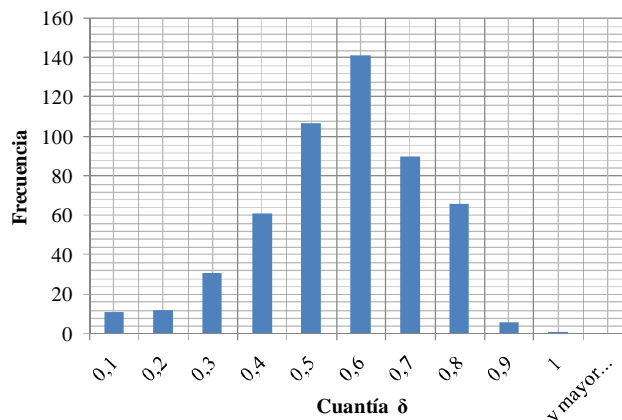


Fig 2.15. Histograma de frecuencias de la base de datos experimental en función de la cuantía de acero de los prototipos ensayados.

### 2.3.4 Estudios empírico-analíticos.

A lo largo de las últimas décadas, diferentes investigadores han propuesto diferentes teorías y procedimientos de cálculo de la capacidad seccional de los CFT. En el subapartado 2.3.2.3, se ha descrito de manera profusa el comportamiento mecánico de los CFTs al someterlos a una carga axial. Todos los estudios analíticos analizados incluyen una formulación rigurosa que tiene en cuenta el desarrollo de tensiones longitudinales, circunferenciales y radiales en los elementos cilíndricos. A los estudios presentados en 2.3.2.3 se debe agregar el trabajo de Sakino et al (2004).

Por otra parte, en una revisión sobre el estado del arte sobre el tema, Shams y Saadeghvaziri (1997) describen muchas de las diferentes fórmulas empíricas y teóricas que se han propuesto. En los años cincuenta (Klopel y Goder, 1957), se propuso que la resistencia de los CFTs cargados axial y concéntricamente se podría reproducir con dos límites, uno superior y uno inferior. El primero se refería a la carga crítica de un elemento considerando su rigidez equivalente como la suma parcial de las rigideces de hormigón y acero. El límite inferior se refería a la carga crítica de la sección transformada a acero. Se demostró que ambas resistencias eran bastante conservadoras para predecir el comportamiento de los CFTs. Furlong (1967) propuso que el límite inferior se podía establecer como la fuerza necesaria para plastificar la sección parcial de acero conjuntamente con la fuerza necesaria para generar una deformación equivalente en la sección parcial de hormigón (expresión 2.26).

$$P_o = A_s \cdot F_y + A_c \cdot f'_c \sqrt{F_y / (0,0018 E_s)} \quad (2.26)$$

El límite inferior de la capacidad plástica a flexión considera únicamente a la sección parcial de acero (expresión 2.27).

$$M_o = \frac{F_y}{6} (D_o^3 - D_i^3) \quad (2.27)$$

Para contemplar la interacción entre ambos casos, se propuso una ecuación elíptica (2.28), la cual a su vez se demostró resultaba bastante conservadora en la predicción de la resistencia.

$$\left( \frac{M_u}{M_o} \right)^2 + \left( \frac{P_u}{P_o} \right)^2 \leq 1 \quad (2.28)$$

Posteriormente, se propuso una interacción lineal (Knowles y Park, 1969), la cual por una parte resultó conservadora para elementos robustos y por otra, insegura para elementos esbeltos (expresión 2.29).

$$\left( \frac{M_u}{M_o} \right) + \left( \frac{P_u}{P_o} \right) \leq 1 \quad (2.29)$$

Seguidamente los mismos autores (Knowles y Park, 1970) propusieron un procedimiento para determinar la carga máxima axial para CFT en la cual la carga

crítica se podría calcular sumando las capacidades parciales de ambos materiales. Para elementos esbeltos los resultados experimentales y teóricos concordaban de manera adecuada pero sin embargo, para elementos robustos los resultados experimentales arrojaban una carga superior entre un 12% y un 40%. La conclusión fundamental era que para estos últimos casos, no se estaba reproduciendo de manera adecuada el efecto del confinamiento del hormigón y de esta manera, se ignoraba el efecto conjunto de ambos materiales.

Simultáneamente, se propuso que en en CFT con una relación  $L/D < 5$ , la capacidad axial de los elementos podía alcanzar hasta un 60% más de la suma de las capacidades parciales de ambos materiales (claramente, por el efecto conjunto). Se propone entonces una capacidad que se muestra en la expresión 2.30. Nótese que el incremento depende de las características geométrico-mecánicas del tubo de acero.

$$P_{inc} = 0,75 \cdot A_s \cdot F_y + A_c \cdot \left( f'_c + \frac{3,8 \cdot t \cdot F_y}{(d - t)} \right) \quad (2.30)$$

En la misma década se desarrollaron otros procedimientos empíricos de limitada aplicación, que se pueden consultar de manera detallada en (Shams y Saadeghvaziri, 1997).

Posteriormente se han desarrollado sofisticados procedimientos analíticos basados en el comportamiento de los CFT utilizando una discretización seccional con fibras. El procedimiento consiste en tratar cada fibra de la sección transversal con una ecuación constitutiva diferente (hormigón sin confinar, hormigón confinado, acero) y con una compatibilidad cinemática determinada (sección plana, deslizamiento relativo entre fibras, etc). Se han desarrollado modelos que tienen en cuenta el efecto del deslizamiento entre superficies (Haijar et al, 1998) u otros que profundizan en los modelos de discretización por fibras (Hatzigeorgiou, 2008a), (Liang y Fragomeni, 2010). Otros autores basan sus predicciones analíticas en diagramas momento-curvatura seccional (Elremaily, 2002), (Lakshmi y Shanmugan, 2002)

#### 2.3.4 Estudios numéricos.

Del mismo modo que en el caso de los estudios experimentales, hay gran cantidad de trabajos de investigación realizados en cuanto a CFT se refiere. Como primera clasificación de los modelos numéricos sobre CFT, y atendiendo al nivel de detalle, se pueden distinguir los a) modelos tridimensionales o modelos de elementos finitos continuos b) modelos unidimensionales de barras con discretización de la sección transversal utilizando fibras o bien sea c) modelos de barra con planteamiento de plasticidad concentrada.

Los primeros modelos son sensiblemente más costosos desde el punto de vista computacional, pero arrojan resultados fenomenológicos. Los mismos son sensibles a los complejos mecanismos de contacto, adherencia e interacción entre los dos materiales que componen la sección transversal. Los modelos unidimensionales tienen un menor coste pero relativamente simplificados. Estos últimos son muy adecuados cuando se requieren modelizar numerosos elementos como parte de una estructura global. Cabe destacar que se han realizado profusos estudios de revisión de los diferentes modelos

numéricos sobre CFT disponibles en la literatura (Romero et al. 2005). En este apartado se comentan los estudios más relevantes para cada caso.

#### 2.3.4.1 Modelos tridimensionales

Shams y Saadeghvaziri (1999) presentaron modelos de caracterización de la respuesta no lineal de CFT sometidos a carga axial. Los modelos creados incluían elementos finitos sólidos para el núcleo de hormigón y elementos isoparamétricos tipo Shell para las paredes delgadas de los tubos. La interacción entre las dos superficies se modelizó utilizando elementos tipo “Gap”. Dichos elementos son especialmente adecuados en la modelización de interacciones entre superficies cuyas propiedades difieran según la dirección que se analizan. En cuanto a los materiales, dichos autores utilizaron un modelo de fractura basado en una formulación energética. El estado triaxial de compresiones en el hormigón se modelizó utilizando la teoría de Prandtl-Drucker. Por otra parte, Hu y otros autores (Hu et al, 2003) analizaron la respuesta de CFT y SCFT (tubos cuadrados rellenos de hormigón) con modelos tridimensionales similares a los descritos anteriormente pero en este caso, con elementos de interacción de nueve nodos (planos) denominados elementos de interfase. Los mismos permiten reproducir tanto el comportamiento tangencial como normal entre las superficies. A su vez, se modelizaron las ecuaciones constitutivas de los materiales de los CFT de manera realista.

Por otra parte, Schneider (1998) presentó estudios experimentales y numéricos donde se analizaba la respuesta de CFT cortos ante cargas axiales concéntricas. Los modelos fueron calibrados con los ensayos experimentales. El hormigón se modelizó con elementos tipo sólido de 20 nodos (cuadráticos) y el acero con elementos tipo Shell de 8 nodos (cuadráticos igualmente). Posteriormente, otros autores (Johansson y Gylltoft, 2000) desarrollaron modelos con elementos de formulación lineal (sólidos y tipo Shell sin embargo) para el estudio de pilares sometidos a compresión pero en este caso, utilizando la formulación de superficies de contacto, encontrada en las librerías de Abaqus. Dichos autores utilizaron planos de simetría para reducir el coste computacional de los estudios.

#### 2.3.4.2 Modelos unidimensionales basados en fibras

Los modelos unidimensionales basados en fibras consisten en discretizar la estructura con elementos tipo barra en la dirección longitudinal. En cuanto a la sección transversal, la misma se discretiza en fibras a las cuales se les puede asignar una propiedad material independiente de las otras fibras. De esta manera, es posible construir una sección transversal con una periferia de fibras de material acero y un núcleo de hormigón. Asimismo, el hormigón que se encuentra en la parte más cercana al centro geométrico de la sección transversal puede tener propiedades diferentes al hormigón encontrado en la periferia. Los modelos de fibras se basan en las ya conocidas hipótesis de Euler-Bernoulli. Se supone que las secciones planas permanecen planas y los esfuerzos resultantes vienen dados por la integración tensional de todas las fibras que componen la sección transversal.

Numerosos autores han utilizado modelos de fibras en la predicción de la capacidad última de pilares mixtos (Tomii y Sakino (1979), Hajjar et al. (1998) Nakahara et al. (1998), Uy (2000), Chacon et al. (2007), Romero et al (2005)). Dichos modelos son

especialmente adecuados para reproducir la respuesta a corto y largo plazo de perfiles embebidos en una matriz de hormigón. Sin embargo, los mismos no reproducen de manera adecuada ni el confinamiento del hormigón en CFT en la dirección radial (ya que no se estudian las tensiones en esa dirección) ni la abolladura local. Asimismo, cuando se realiza la hipótesis de planeidad de las secciones, se supone una adherencia perfecta entre los materiales hormigón-acero, cosa que en los CFT no suele ocurrir en ausencia de conectadores. Para incluir dichos efectos en los modelos de fibras, se han propuesto diferentes mejoras en la ecuación constitutiva del hormigón de las fibras internas del núcleo (para reproducir el incremento de resistencia debido al confinamiento) y por otra parte, se han propuesto modelos de bandas finitas (Uy, 2000) para reproducir la abolladura local basándose en conceptos de tensión crítica de abolladura de chapa. También se han propuesto modelos unidimensionales de fibras utilizando una formulación en fuerzas (método corrotacional) para la resolución de la matriz de rigidez de la estructura (Portolés, 2010).

Varma y otros autores (Varma et al, 2005) presentaron un modelo para la predicción de la respuesta estructural cíclica de pilares cuadrados rellenos de hormigón. Los resultados numéricos obtenidos fueron contrastados con la experimentación. Curiosamente, el modelo incluía una parte modelizada con elementos sólidos y otra con elementos tipo Shell tridimensionales en las zonas susceptibles de fallo. De esta manera, se podría decir que el modelo de Varma et al es un modelo híbrido.

#### 2.3.4.3 Modelos de plasticidad concentrada

Los modelos de plasticidad concentrada se enfocan en la capacidad de rotación de los elementos en las zonas cercanas a los bordes del mismo. Para ello, se utiliza la relación momento-curvatura o momento-rotación. En una monografía sobre el tema, Florez (1999) describe de manera muy profusa la aplicación de dichos modelos en cualquier estructura aporticada. Al no tratar directamente con los mismos, en este trabajo no se detalla la aplicación de los modelos de plasticidad concentrada. Se citan algunas investigaciones relativas al caso particular de CFT, como los trabajos de Spacone y El-Tawil (2004), Hajjar y Gourley (1997) y El-Tawil y Deierlein (2001).



### 3 EN1994. Estructuras mixtas hormigón-acero

#### 3.1 Cálculo seccional de CFT

EN1994 incluye reglas de diseño que permiten realizar un cálculo simplificado del diagrama de interacción seccional de los perfiles tubulares rellenos de hormigón CFT. Con este diagrama, se puede verificar la resistencia seccional de las pilas para diferentes combinaciones axil-momento y así corroborar que las acciones características no superan la resistencia del elemento. La formulación simplificada de EN1994 es válida siempre y cuando los elementos a verificar cumplan ciertas proporciones geométrico/mecánicas. Por una parte, la tabla 3.1 define la condición límite de aplicación de la formulación simplificada donde se observa que la relación entre el diámetro y el espesor del tubo no puede superar cierto valor, el cual es función del límite elástico del acero a utilizar. Si dicha condición no se cumple, se deben tener en cuenta los efectos de la abolladura local. Para ello, se deben utilizar métodos más sofisticados de cálculo y el método simplificado no puede emplearse. Por otra parte, cabe destacar que a diferencia de las pilas exclusivamente metálicas, en este caso no se realiza ninguna clasificación de sección. La sección se considera susceptible o no susceptible a problemas de inestabilidad local.

En este último caso, se puede plantear una verificación en donde la resistencia de la sección se considera plástica. Asimismo, como se define en capítulos anteriores, la cuantía mecánica de acero de la sección transversal (véase la expresión 2.25) debe encontrarse en el rango  $0,2 < \delta < 0,9$ . Si la misma es inferior a 0,2, se considera que el elemento es de hormigón y debe ser calculado como tal. Si la misma es superior a 0,9, el elemento debe ser considerado como un pilar metálico y debe ser calculado en consecuencia.

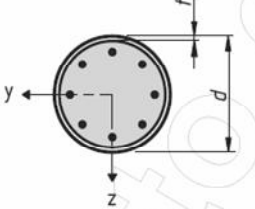
Cross-section	Max ( $d/t$ ), max ( $h/t$ ) and max ( $b/t$ )
Circular hollow steel sections 	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$

Tabla 3.1. Valores máximos de  $d/t$  para secciones circulares rellenas de hormigón.

El cálculo consiste en definir una profundidad de la fibra neutra “z” de la sección transversal (ver figura 3.1). Dicha línea separa las zonas comprimidas y traccionadas de la sección mixta hormigón-acero. A partir de dicha profundidad, se plantea el equilibrio de fuerzas que se originaría al suponer un estado tensional con plasticidad perfecta tanto en el acero como en el hormigón. A partir de esta condición de equilibrio, se obtiene el par de valores de resistencia a axil y a momento  $N_{pl}$  y  $M_{pl}$  que caracterizan a una determinada posición de la fibra neutra “z”. La figura 3.1 muestra las características geométricas de la sección en estudio. Nótese que para la profundidad dada, la zona comprimida viene dada por el área que forma al hacer pasar una secante por un círculo (segmento de círculo para el hormigón) y el área de una corona circular para el acero. La zona traccionada es la zona complementaria a la definida en compresión (en este



caso únicamente para el acero). Para la obtención de dichas áreas, se requiere plantear relaciones trigonométricas y de geometría analítica.

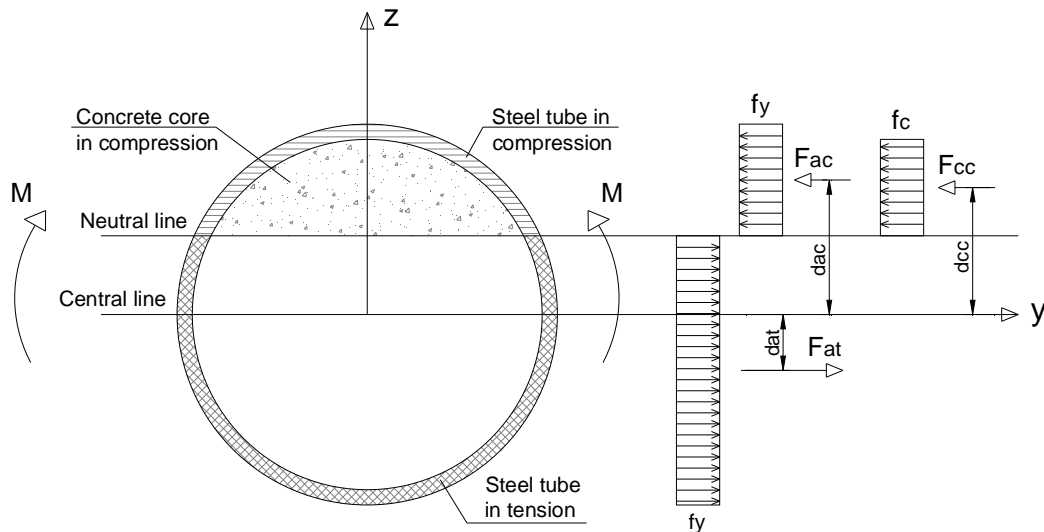


Figura 3.1 Base geométrica del análisis seccional de las pilas

Para realizar dicho cálculo, se hacen las siguientes suposiciones:

- La resistencia mínima a compresión del hormigón se define como  $1,0 \cdot A_c \cdot f'_c$ . (a diferencia del valor habitual  $0,85 \cdot A_c \cdot f'_c$ ). De esta manera, se reproduce de manera un tanto artificial, el incremento de resistencia que proporciona el confinamiento dado por el tubo de acero al hormigón.
- Se puede tener en cuenta una contribución adicional de la resistencia del hormigón ya que éste se encuentra confinado. Para ello, la esbeltez adimensional de la pieza no puede superar el valor de  $\lambda \leq 0,5$ . Por otro lado, la excentricidad relativa  $e/d$  no puede superar un valor de  $e/d \leq 0,1$ . En esta última, el valor de “e” se define como  $e = M_{Ed} / N_{Ed}$ . La resistencia a compresión del hormigón se puede definir por tanto como  $n_c \cdot A_c \cdot f'_c$ , donde  $n_c$  se define en el sub-apartado 3.2. El valor mínimo que se puede adoptar para CFT es  $n_c = 1,0$  (en concordancia con el punto descrito anteriormente).
- La resistencia a compresión del acero se define como  $n_a \cdot A_s \cdot f_y$  (ver apartado 3.2). El coeficiente  $n_a$  puede tomar valores inferiores a la unidad.
- No se considera la resistencia del hormigón a tracción.
- Se considera que existe interacción total entre ambos materiales y que se cumple la hipótesis de que las secciones planas permanecen planas después de deformarse.

Si se realiza un cálculo para diferentes valores de la profundidad de la línea neutra “z”, se puede construir un diagrama de interacción seccional con diferentes pares de valores  $N_{pl}$  y  $M_{pl}$ . Al igual que en pilares de hormigón armado, existen ciertos puntos característicos típicos del diagrama de interacción de un elemento mixto comprimido sometido flexocompresión, tal como se muestra en la figura 3.2.

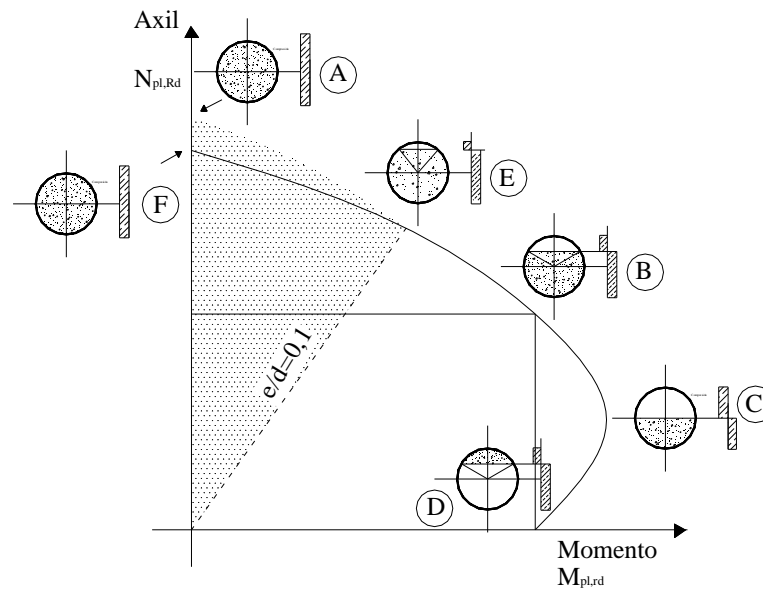


Figura 3.2 Diagrama de interacción simplificado según EN1994

En la figura anterior, se definen los puntos clave que se describen a continuación:

- El punto A corresponde a una profundidad de la fibra neutra que hace que toda la sección se encuentre uniformemente comprimida ( $e=0$ ). La resistencia seccional  $N_{pl,Rd}$  viene dada por la contribución de las áreas parciales de hormigón y acero a compresión. En este caso, se tiene en cuenta el posible confinamiento del hormigón (ver sub-apartado 3.2)
- El punto D corresponde a una profundidad de la fibra neutra que hace que la sección se encuentre sometida a flexión pura (sin axil concomitante, la resultante de la integración de las tensiones de compresión es igual a la resultante de la integración de las tensiones de tracción). En este caso la resistencia a flexión se denomina  $M_{pl,Rd}$ . La resistencia a compresión de las áreas parciales de hormigón y de acero se encuentra perfectamente equilibrada con la capacidad a tracción del acero.
- El punto B corresponde a trazar una profundidad de la línea neutra simétrica a la del punto D, con respecto a una horizontal que pasa por el centro geométrico de la sección en estudio. Nótese que para este caso, se obtiene la misma capacidad de momento, pero se obtiene un axil concomitante adicional, que se corresponde con un cierto porcentaje del axil plástico. Este último valor se corresponde con la diferencia que existe entre la resultante de la integración de las tracciones y las compresiones.
- El punto C corresponde a trazar la línea neutra en el centro geométrico de la sección. Para este caso se obtiene un momento resistente superior al del punto D junto con un axil concomitante. El mismo se asocia a la capacidad máxima de momento de la sección transversal.
- El punto E corresponde al punto de corte entre el diagrama de interacción y una línea recta que corresponde al lugar geométrico que determina la excentricidad

relativa  $e/d=0,1$ . Esta excentricidad corresponde al límite a partir del cual, se puede o no incluir el efecto del confinamiento en tubos circulares rellenos de hormigón (ver sub-apartado 3.2)

- El punto F, que corresponde a una profundidad de la fibra neutra que hace que toda la sección se encuentre uniformemente comprimida. La resistencia seccional  $N_{pl,Rd}$  viene dada por la contribución de las áreas parciales de hormigón y acero a compresión sin tener en cuenta el incremento de resistencia que aporta el hormigón confinado.  $N_{pl,Rd}=A_s \cdot f_y + A_c \cdot f'_c$ .

En la presente tesina, se ha realizado una programación automatizada para la construcción del diagrama de interacción, para diferentes valores de la profundidad de la línea neutra “z”. La programación se ha realizado en el Software MathCad utilizando relaciones trigonométricas y analíticas. En el apartado relativo a los resultados se incluyen diferentes diagramas de interacción construidos en el estudio. El código fuente del programa se detalla en el Anejo B.

### 3.2 Confinamiento

Como se ha adelantado en el sub-apartado anterior, EN1994 permite incluir el efecto del posible confinamiento en el hormigón (el cual mejora su resistencia) mediante sendos coeficientes de incremento/decremento de la resistencias parciales de hormigón y acero, respectivamente. La expresión (3.1) plantea el valor de la resistencia a esfuerzo axial de un pilar circular relleno de hormigón sin tener en cuenta tal efecto y la expresión (3.2) plantea dicha resistencia teniendo en cuenta el mismo. Los coeficientes  $n_a$  y  $n_c$  se definen en las expresiones (3.3) a (3.6).

$$N_{pl,Rd,sin \text{ confinamiento}} = A_a \cdot f_{yd} + 1.0 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (3.1)$$

$$N_{pl,Rd,con \text{ confinamiento}} = n_a \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \left( 1 + n_c \frac{t \cdot f_y}{d \cdot f_{ck}} \right) \quad (3.2)$$

$$n_a = n_{ao} + (1 - n_{ao}) \left( 10 \cdot \frac{e}{d} \right) \quad (3.3)$$

$$n_c = n_{co} \left( 1 - 10 \cdot \frac{e}{d} \right) \quad (3.4)$$

donde

$$n_{ao} = 0,25(3 + \lambda) \quad (3.5)$$

$$n_{co} = 4,9 - 18\lambda + 17\lambda^2 \quad (3.6)$$

Para poder tener en cuenta el efecto del confinamiento se deben cumplir las siguientes condiciones estático-geométricas.

- La esbeltez relativa (adimensional) del elemento no puede superar el siguiente valor. Esta limitación plantea que se puede incluir confinamiento para elementos robustos sin problemas de inestabilidad.

$$\lambda \leq 0,5$$

- La excentricidad  $e/d$  no puede superar un valor de  $e/d=0,1$ , siendo  $e=M_{Ed}/N_{Ed}$ .

En el diagrama de interacción que se ilustra en la figura 3.2, se plantea el área sombreada en la cual aplica la utilización de los coeficientes de confinamiento. Si el par de esfuerzos de cálculo se encuentran fuera de dicha área sombreada, los coeficientes de confinamiento no pueden ser utilizados. Se puede observar que a partir de la condición límite de excentricidad, el diagrama se desdobra y se puede utilizar bien sea la resistencias  $N_{pl,Rd, \text{ sin confinamiento}}$  (punto F) o bien  $N_{pl,Rd, \text{ con confinamiento}}$  (punto A). En las zonas del diagrama de alto valor de momento, los coeficientes de mejora de la resistencia del hormigón no aplican.



## 4 Modelización numérica

### 4.1 Aspectos generales

Para analizar la respuesta estructural de los CFT descrita en capítulos anteriores, se utilizó un modelo tridimensional de elementos finitos basados en sólidos y en elementos tipo Shell. La modelización numérica se realizó utilizando el código Abaqus (Simulia, 2010), el cual se basa en el método de los elementos finitos y ha sido contrastado ampliamente con la experimentación (Johansson 2000). El código Abaqus recoge de manera adecuada las posibles no linealidades geométricas y del material que presentan los elementos en estudio. En este caso, el modelo es especialmente adecuado para reproducir los fenómenos acoplados de inestabilidad, plastificación del material y contacto entre dos superficies. Por otra parte, cabe resaltar que en dicha modelización, se siguen algunas recomendaciones que se recogen en el Anexo-C de EN1993-1-5 relativas al uso de programas basados en el método de los elementos finitos (FE) en estructuras de chapa (en este caso, los tubos metálicos). A continuación se detallan las características principales de la modelización.

### 4.2 Geometría

Como se ha descrito anteriormente, los CFT constan de elementos tubulares metálicos rellenos de hormigón. Para poder simular adecuadamente dicha geometría de manera numérica, se ha apostado por un modelo estructural geoméricamente complejo que permite reproducir el alto grado de interacción que existe entre las dos superficies mecánicas hormigón-acero. Asimismo, el modelo es capaz de reproducir el alto grado de no linealidad existente en el fenómeno físico.

Se plantea una geometría tridimensional para los elementos tubulares metálicos utilizando elementos cuadriláteros tipo *Shell* de primer orden (S4R según la nomenclatura del código Abaqus, véase la figura 4.1). Se trata de elementos multipropósito con 6 grados de libertad por nodo igualmente válidos en el caso de problemas relacionados con la teoría de placas gruesas (Reissner-Midlin) o bien, con la teoría de placas delgadas (Kirchhoff). Para optimizar el tiempo de cálculo se plantea una integración reducida con una malla suficientemente refinada para evitar los problemas numéricos de distorsión (en especial hourglassing).

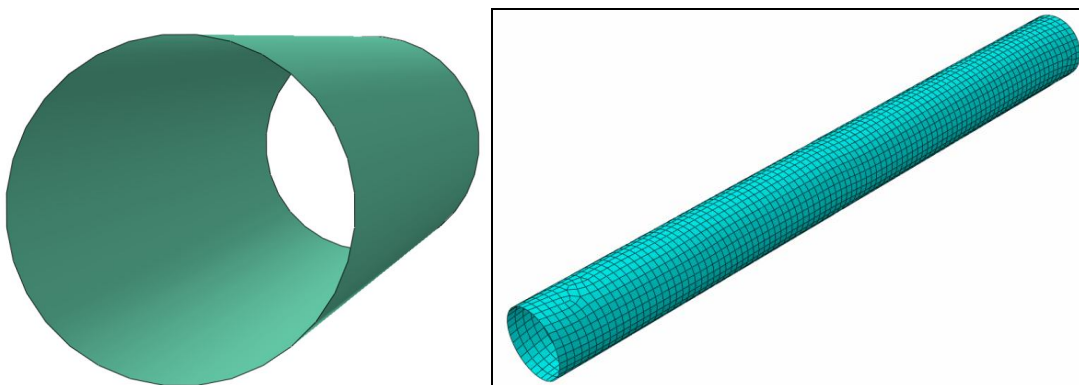


Figura 4.1 Geometría tridimensional de los elementos metálicos

Por otra parte, se plantea una geometría tridimensional para el hormigón contenido en las pilas tubulares utilizando elementos hexaédricos (8 nodos) de primer orden C3D8 tipo *Brick* encontrados en las librerías del código Abaqus. Se trata de elementos multipropósito con 3 grados de libertad por nodo que se compatibilizan con los elementos metálicos de 6 grados de libertad con una formulación de contacto que se describe posteriormente.

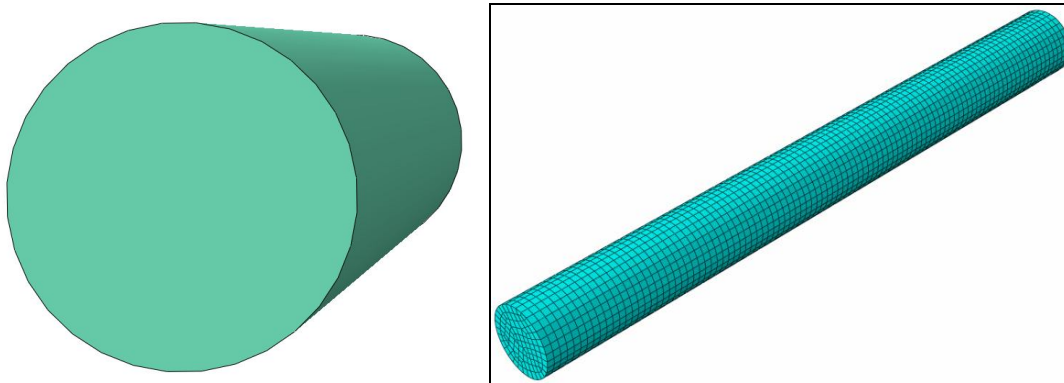


Figura 4.2 Geometría tridimensional del núcleo de hormigón.

Es importante destacar que durante todo el estudio numérico, se hace uso de la simetría del problema, y se modeliza únicamente medio pilar como se muestra en la figura 4.3. Las condiciones de contorno en el plano de simetría son las siguientes i) Se impide el movimiento en la dirección “y” según los ejes que se indican en la figura 4.3, ii) Se impide la rotación de los nodos que pertenecen al plano de simetría alrededor del eje “z” que se indica en la figura. Las condiciones de contorno descritas se aplican tanto al cuerpo que representa el sólido de hormigón, como a la chapa de acero en el plano correspondiente.

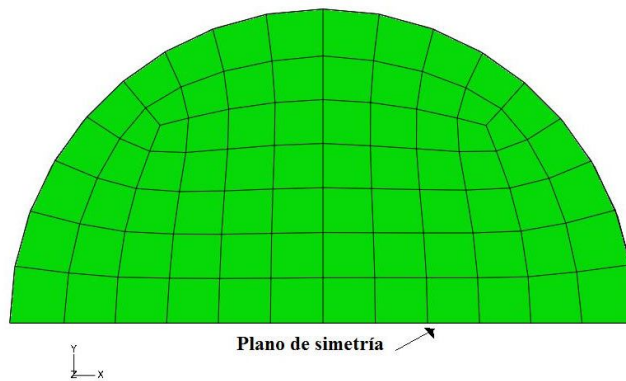


Figura 4.3 Simetría utilizada en las simulaciones.

### 4.3 Formulación de contacto hormigón-acero

El contacto mecánico entre las superficies de hormigón y acero se modeliza utilizando la formulación existente en las librerías del código Abaqus denominada *Hard contact*. Dicha formulación se basa principalmente en la compatibilidad de desplazamientos de los nodos adyacentes de las dos superficies en cuestión. Una de las dos superficies se debe tratar como la superficie maestra (*master surface*, véase la figura 4.4) y la otra se debe tratar como una superficie esclava (*slave surface*, en la figura 4.4). En el caso en estudio, se define al hormigón como la superficie maestra y al acero como la superficie

esclava. La figura 4.4 representa una situación genérica de contacto con efectos meramente ilustrativos (no intenta reproducir la geometría del problema en estudio).

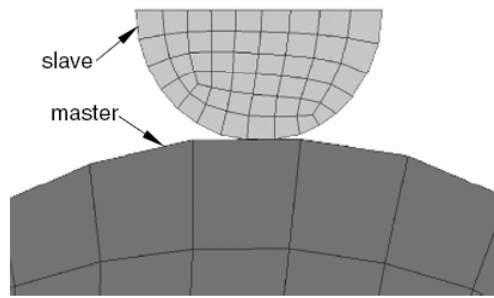


Figura 4.4. Ilustración del problema de contacto

Por otra parte, se debe definir la formulación ante dos tipos de comportamiento. El comportamiento **normal** entre las dos superficies y el comportamiento **tangencial** entre las mismas. Para el caso en estudio, se define que en la dirección normal entre las superficies no puede existir penetración entre los nodos pertenecientes a las mismas pero si podría existir una eventual separación entre ellas. A nivel numérico, la condición descrita se incluye utilizando inequaciones en la formulación de las ecuaciones de compatibilidad. Asimismo, en la dirección tangencial se define un coeficiente de rozamiento  $\mu=0,3$  entre ambas superficies. Si hay un desplazamiento relativo entre los nodos de las superficies esclava y maestra en el sentido tangencial, se plantea una relación elástica fuerza-desplazamiento.

#### 4.4 Material

La ecuación constitutiva adoptada para el acero es elasto-plástica perfecta sin endurecimiento por deformación. El módulo de elasticidad del acero utilizado es  $E=210000 \text{ N/mm}^2$  con un valor del coeficiente de Poisson  $\nu=0,30$ . Para estados multi-axiales, se introduce una superficie de fallo de von Mises (elíptica en el plano de tensiones principales y circular en el plano octaédrico, véase la figura 4.5). No se considera endurecimiento por deformación.

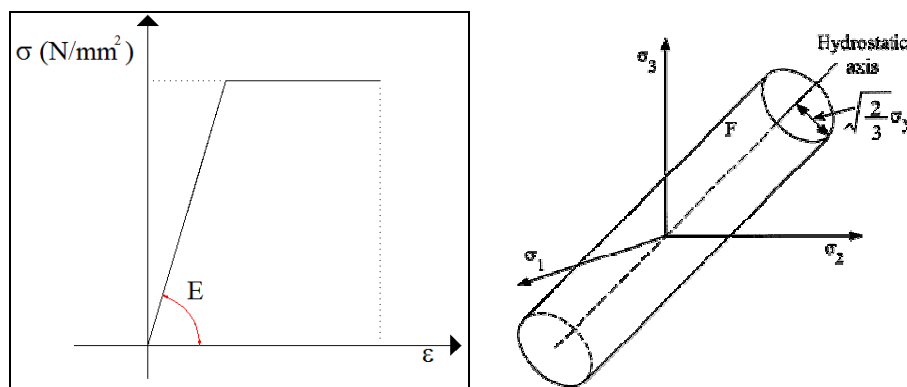


Figura 4.5 Ecuación constitutiva del acero.

La expresión 4.1 indica la ecuación utilizada para definir la superficie de fallo del acero en función de las tensiones principales  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  utilizando la invariante desviadora  $J_2$ :

$$F = \sqrt{3J_2} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = \sigma_y \tag{4.1}$$



Por otra parte, la ecuación constitutiva adoptada para el hormigón incluye un comportamiento parábola-rectángulo cuando el material se encuentra comprimido con una caída brusca de resistencia cuando la deformación alcanza un valor de  $\epsilon=0,0035$ . Se define una resistencia máxima a compresión  $f_c'$  y un módulo de deformación tangente  $E_c$  según lo especificado en la Instrucción de hormigón estructural EHE-08 (expresión 4.2). Por otra parte, a tracción, se define un comportamiento lineal del material hasta que ocurre la fisuración del mismo para un valor de  $f_t$ , que se define como  $f_t=0,09f_c'$ . Una vez el hormigón ha fisurado, se define una rama descendente de reblandecimiento del material que se introduce en el modelo utilizando valores típicos de energía de fractura ( $GFI\approx 0,00015 \text{ N/mm}^2$ ). La figura 4.6 ilustra las ramas de la ecuación constitutiva adoptadas para el hormigón a compresión y tracción (para esta última, se introduce una ecuación de la forma tensión-energía de fractura). Cabe destacar que la formulación definida en el código Abaqus utiliza los conceptos de plasticidad y daño en el material. Se utiliza pues, un índice de daño que degrada la rigidez del material conforme la tensión supere ciertos valores. Las expresiones 4.3 y 4.4 describen de manera cualitativa las relaciones entre tensión y deformación del hormigón sometido a tensiones de compresión y tracción.

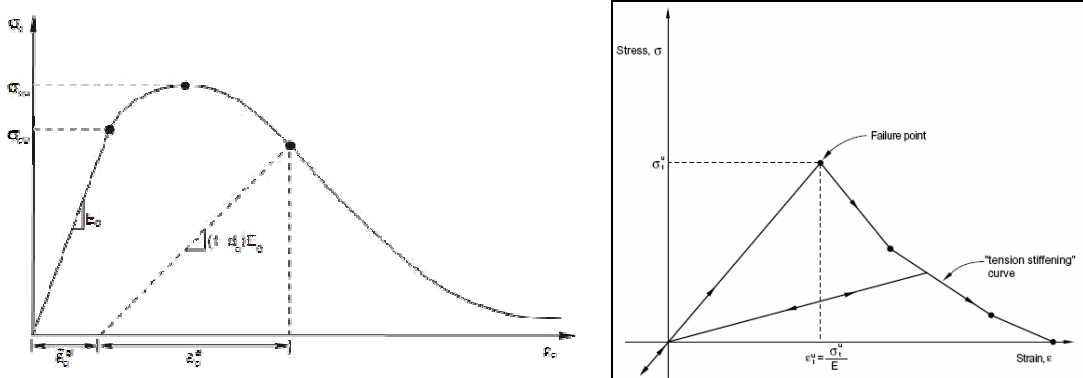


Figura 4.6 Ecuación constitutiva del hormigón.

$$E_c = 8500\sqrt[3]{f_c'} \tag{4.2}$$

$$\sigma_t = (1-d_t)E_0(\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \tag{4.3}$$

$$\sigma_c = (1-d_c)E_0(\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \tag{4.4}$$

Para el caso de estados biaxiales o triaxiales, se define la relación  $f_{cb}/f_{cu}=1,16$  (relación entre las resistencias a compresión cuando el material se somete a un estado biaxial de tensiones y triaxial de tensiones). De esta manera se puede reproducir de manera realista el confinamiento pasivo del hormigón dentro del tubo.

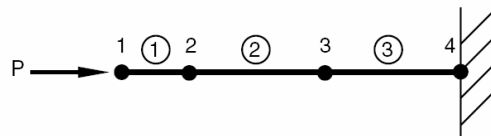
#### 4.5 Tipo de análisis

El modelo a reproducir contiene tres grandes fuentes acopladas de no linealidad (contacto, plasticidad e inestabilidad) que hacen que el tiempo de cálculo y la convergencia de los análisis a realizar sean bastante lentos. Asimismo, el coste computacional es bastante elevado debido al gran número de elementos que deben incluirse para que el proceso represente el fenómeno de manera fidedigna. Con el fin de minimizar el tiempo de cálculo y obtener convergencia en los procesos de manera precisa (sin perder generalidad ni alterar los resultados) se ha optado por utilizar una formulación explícita. La misma resuelve las ecuaciones que gobiernan el problema

utilizando conceptos dinámicos para la resolución de problemas estáticos. La ecuación a resolver es, pues, la ecuación de movimiento. La ecuación de movimiento es una expresión matemática descrita por una ecuación diferencial no-homogénea de segundo orden a coeficientes constantes (en el caso de comportamiento estructural lineal) y que representa el equilibrio natural entre las fuerzas elásticas  $F_E(t)$ , de amortiguamiento  $F_S(t)$  e inerciales  $F_I(t)$ , que se desarrollan en la estructura al actuar una fuerza externa  $F_{ext}(t)$  (expresión 4.5).

$$F_E(t) + F_S(t) + F_I(t) = F_{ext}(t) \tag{4.5}$$

El concepto fundamental de dicha estrategia radica en plantear una modelización tal que las componentes viscosas (de amortiguamiento) e inerciales sean muy pequeñas en comparación que la componente elástica. Para ello, se suele aplicar la fuerza externa con una velocidad mínima (reduciendo así la componente inercial) y por otro lado, se suele plantear una relación masa-viscosidad cinemática ficticia con el fin de que la modelización adecuada para que el problema a resolver con una formulación dinámica pueda reproducirse de manera cuasi-estática y así no introducir efectos adicionales que no reproduzcan la realidad del problema. Como todas las formulaciones explícitas, Abaqus resuelve la ecuación de movimiento propagando nodo a nodo los efectos inducidos por las acciones externas (ver figura 4.7). Se debe prestar especial atención a los efectos del escalado de masa del modelo (que reduce los efectos inerciales inducidos por la aceleración) así como los efectos viscosos (que reducen la componente energética inducida por el amortiguamiento). De esta manera el modelo explícito resulta equivalente al modelo implícito pero requiere menos tiempo de cálculo y coste computacional. Abaqus permite monitorizar la relación entre cada una de las componentes mencionadas. Finalmente, la solución de la ecuación se consigue propagando nodo a nodo la aceleración debida a una acción externa, que luego se relaciona con la velocidad de propagación y el desplazamiento nodal y así, con la deformación de los elementos (véase la figura 4.7).



$$\begin{aligned} \ddot{u}_1 &= \frac{P}{M_1} \Rightarrow \dot{u}_1 = \int \ddot{u}_1 dt \Rightarrow \epsilon_{e1} = \frac{-\dot{u}_1}{l} \Rightarrow \Delta\epsilon_{e1} = \int \dot{\epsilon}_{e1} dt \\ &\Rightarrow \epsilon_{e1} = \epsilon_o + \Delta\epsilon_{e1} \Rightarrow \sigma_{e1} = E\epsilon_{e1} \end{aligned}$$

Figura 4.7 Proceso esquemático de la resolución explícita de problemas dinámicos.

#### 4.6 Modelización de CFT sometidos a un desplazamiento en cabeza.

El estudio que se plantea es el análisis no lineal de las pilas metálicas circulares rellenas de hormigón (no linealidad geométrica, no linealidad de las condiciones de contorno y no linealidad del material) cuando se ven sometidas a un desplazamiento monótono creciente en cabeza como se muestra en la figura 4.8. El análisis se realiza en dos pasos (Steps). En un primer paso se aplica un axil que corresponde a un cierto porcentaje del axil máximo teórico de la pieza N. Dicho axil se aplica a través de un desplazamiento controlado en la cabeza de la pila. Nótese a su vez que la misma se encuentra perfectamente empotrada en su base. Una vez se ha aplicado dicho porcentaje del axil (%N), se procede a incrementar monótonicamente el desplazamiento en cabeza del elemento, manteniendo el desplazamiento longitudinal. El desplazamiento lateral genera

un esfuerzo cortante  $V$  y un momento flector  $M$ . Por equilibrio se pueden establecer las expresiones que gobiernan el sistema estructural (expresiones 4.6 a 4.8). Nótese que en el caso de la expresión de equilibrio de momentos (4.8), se incluyen los efectos de segundo orden.

$$\Sigma F_{\text{hor}} = 0 \rightarrow N_A = N_B \tag{4.6}$$

$$\Sigma F_{\text{ver}} = 0 \rightarrow V_A = V_B \tag{4.7}$$

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow M_A = M_B = \frac{V \cdot L}{2} + N \cdot \Delta \tag{4.8}$$

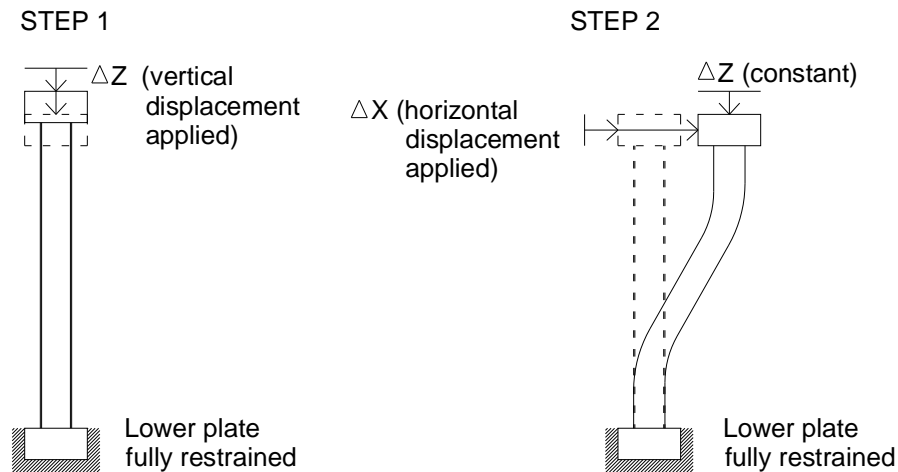


Figura 4.8 Aplicación de la carga en el análisis no lineal incremental.

Para cada incremento de carga, se resuelve la ecuación de movimiento, la cual en este caso es de carácter no lineal. Para garantizar un comportamiento cuasi-estático, se requiere discretizar la introducción de carga en miles de incrementos. El resultado es, pues, una curva de respuesta incremental que permite caracterizar el comportamiento de las pilas metálicas rellenas de hormigón sometidas a un desplazamiento en cabeza.

## 5 Base de datos numérica

### 5.1 Prototipos en estudio

El estudio se basa en una matriz hipotética de dos pilas metálicas circulares rellenas de hormigón con dimensiones inspiradas en geometrías reales de pilas de puentes integrales. Dichas pilas presentan proporciones típicas de elementos de puentes, con una relación entre su longitud y su diámetro  $L/D$  tal que las mismas permiten aprovechar su capacidad seccional sin que se vean afectadas por fenómenos de inestabilidad global. La longitud de ambas pilas en estudio es  $L=10$  metros. Además, los diámetros de las pilas y sus relaciones  $L/D$  son los siguientes:

- Diámetro exterior del tubo metálico  $D=1$  metro.  $L/D=10$
- Diámetro exterior del tubo metálico  $D=2$  metros.  $L/D=5$

De esta manera, con las relaciones  $L/D$  planteadas, se puede completar la base de datos experimental descrita en el capítulo 2 con prototipos ensayados numéricamente. A partir de estas geometrías, se ha planteado un estudio profuso que permite valorar la influencia de diferentes parámetros en la resistencia estructural de los CFT así como en la ductilidad de los mismos. Los principales parámetros de variación del estudio se presentan a continuación:

- Espesor de chapa del tubo de acero  $t$
- Límite elástico del acero que conforma el tubo metálico  $f_y$ .
- Axil concomitante aplicado  $N$  (que se plantea como un porcentaje del axil último plástico que soporta la pieza a compresión  $N_{pIRd}$ )

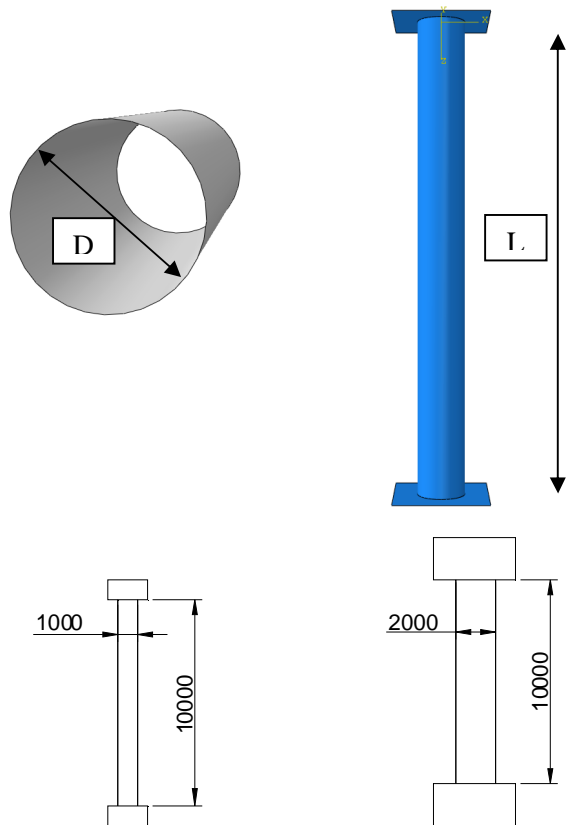


Figura 5.1 Vistas generales de los prototipos en estudio.

La tabla 5.1 presenta la casuística correspondiente.

Pila	Diámetro (m)	Espesor (mm)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	N (%N <sub>plRd</sub> )	Total casos
L10D1M	1	10-15-20-25-30-35	235-275-355-460	8 casos	192
L10D2M	2	20-30-40-50-60-80	355-460	8 casos	96
Total					288

Tabla 5.1 Base de datos numérica de pilas metálicas circulares rellenas de hormigón sometidas a un desplazamiento en cabeza.

Conviene señalar que siguiendo dicha casuística, se pueden obtener prototipos con diferentes valores de cuantía de acero, la cual se define con la expresión 5.1. En la misma, se presentan los límites de aplicabilidad de la formulación tomando como base la cuantía mecánica del acero.

$$\delta = \frac{A_s \cdot f_y}{A_s \cdot f_y + A_c \cdot f'_c} \quad 0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (5.1)$$

La figura 5.2 muestra un histograma de frecuencias que resume la cantidad de prototipos de la casuística planteada. Nótese que existe una profusa variación en dicho parámetro, encontrándose todos los casos dentro de los límites de aplicabilidad de la formulación.

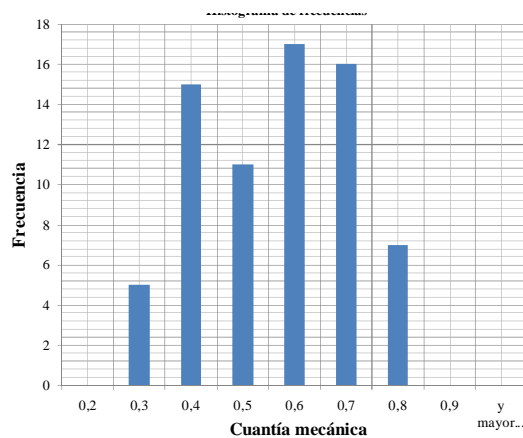


Figura 5.2 Histograma de frecuencias. Prototipos a analizar según la cuantías de acero

Por otra parte, dentro de la casuística planteada, se pueden encontrar algunos prototipos susceptibles de tener problemas de inestabilidad local (véase el capítulo 3, apartado 3.1, Reglas generales). Si bien estos últimos no se encuentran dentro del rango de aplicación del método simplificado, se incluyen en el estudio con el fin de valorar los mecanismos resistentes de dichos prototipos frente a la combinación de esfuerzos flectores y de compresión que se plantean. De esta manera, se pueden arrojar conclusiones relativas a la validez e idoneidad de los límites actuales de la formulación, para elementos robustos. La figura 5.3 muestra la relación  $D/t$  normalizada al límite de la misma según EN1994 como una función de la cuantía de acero. Se pueden observar dos grandes zonas. La primera, en la que se encuentran los prototipos que no son susceptibles a la abolladura local según EN1994 (la gran mayoría de ellos) y la segunda, en la cual se encuentran los elementos que pueden presentar abolladura local.

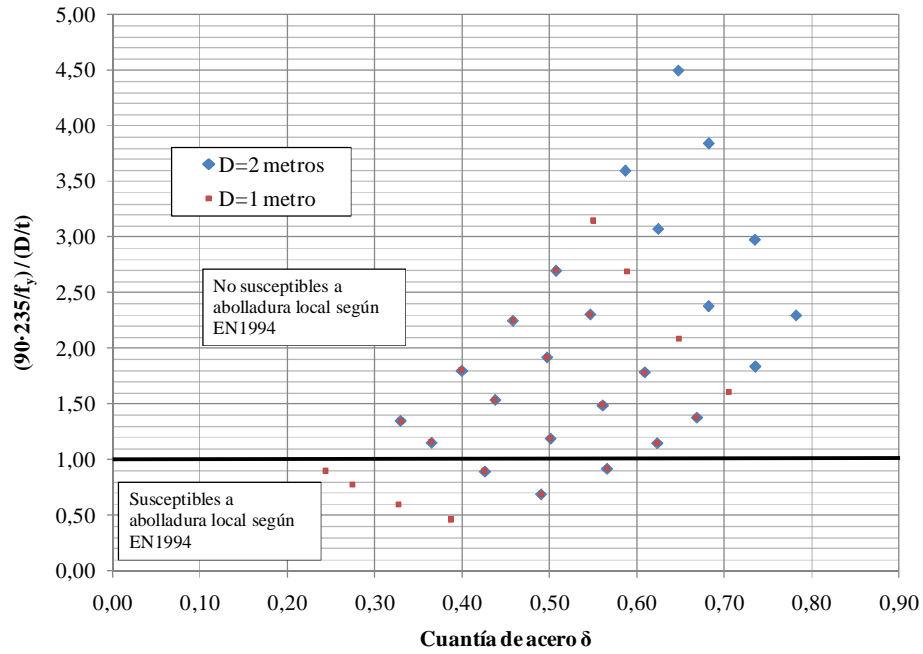


Figura 5.3 Prototipos a analizar para diferentes cantidades de acero. Abolladura local



## 6 Resultados y análisis

### 6.1 Introducción

En el presente capítulo se presentan los resultados numéricos y teóricos obtenidos sobre los prototipos de la base de datos descritos en el capítulo anterior así como un correspondiente análisis de los mismos. Primeramente, se presentan resultados que arrojan pistas sobre el **comportamiento fenomenológico** del caso en estudio. Seguidamente, se presentan los resultados relativos a las cargas últimas de los prototipos de manera tabulada. Con los mismos se analiza el **comportamiento a nivel seccional** de los CFTs. Se describen las geometrías de los mismos junto con sus cargas últimas a flexión pura que se induce cuando se aplica un desplazamiento en cabeza en ausencia de axil, y a compresión pura a través del axil aplicado en el primer paso de carga. Se incluyen algunos gráficos que permiten observar algunas las tendencias más importantes de los resultados y se estudia del efecto del confinamiento comparando los resultados con los derivados de EN1994 y otros modelos teóricos encontrados en la literatura. Es de destacar que se utilizan algunos resultados experimentales presentados en capítulos anteriores para efectos valorativos.

Posteriormente, se presenta un estudio de la **abolladura local** en los CFTs y así, la pertinencia de la formulación según el método simplificado de EN1994. Se hace especial hincapié en la influencia de la relación  $D/t$  para la definición de CFTs de paredes delgadas. Finalmente, se realiza un estudio detallado de la **ductilidad** de los CFT a partir de las curvas obtenidas *Momento flector-Desplazamiento en cabeza*.

### 6.2 Comportamiento fenomenológico

Como primer punto, se describe a grandes rasgos el comportamiento mecánico observado en los análisis numéricos. Para ello, se escogen algunos casos representativos dentro de la base de datos descrita que muestra el comportamiento fenomenológico de los CFTs cuando se someten a los escenarios de carga planteados. Se presentan algunas vistas sobre lo observado en casos de i) Compresión pura ii) Confinamiento iii) Tensiones radiales iv) Flexión pura v) fenómenos locales de abolladura vi) Tensiones de contacto entre superficies.

La figura 6.1 muestra las tensiones de von Mises en el tubo de acero de un CFT sometido a compresión axial en el incremento correspondiente a carga máxima (figura 6.1 (a)). Se observa como el acero se encuentra totalmente plastificado (para este CFT, el límite elástico del acero es  $f_y=460\text{N/mm}^2$ ). Por otra parte (figura 6.1 (b)), se muestran las tensiones longitudinales ( $\sigma_{33}$  según la nomenclatura de Abaqus) en el hormigón del mismo CFT en el incremento correspondiente a carga máxima. Se observa que las tensiones en el hormigón superan el valor de  $f_c'=30\text{N/mm}^2$  llegando a ser en algunas zonas puntuales iguales a  $\sigma_{33}=56,9\text{N/mm}^2$ . Se observa por tanto, un incremento sustancial de resistencia del hormigón por efecto del confinamiento que proporciona el tubo de acero.



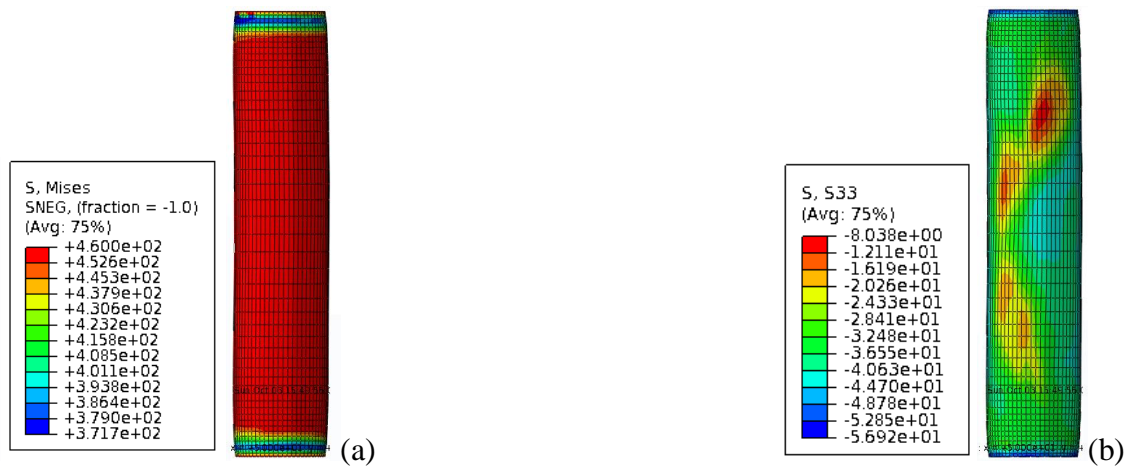


Figura 6.1 Fallo compresión pura (a) Tensiones de von Mises en el acero (b) Tensiones longitudinales en el hormigón

La figura 6.2 muestra un detalle de las tensiones en el hormigón y el acero al cambiar el sistema de coordenadas de referencia y plantearlo en términos de las componentes radial, angular y longitudinal (coordenadas cilíndricas). La figura 6.2 (a) muestra las tensiones en el hormigón según la componente radial. Se observa que las mismas son mayores en el núcleo (color naranja) que en la periferia (color verde) por el efecto del confinamiento. La figura 6.2 (b) muestra las tensiones circunferenciales en el tubo de acero, observándose el efecto que genera el hormigón sobre el mismo.

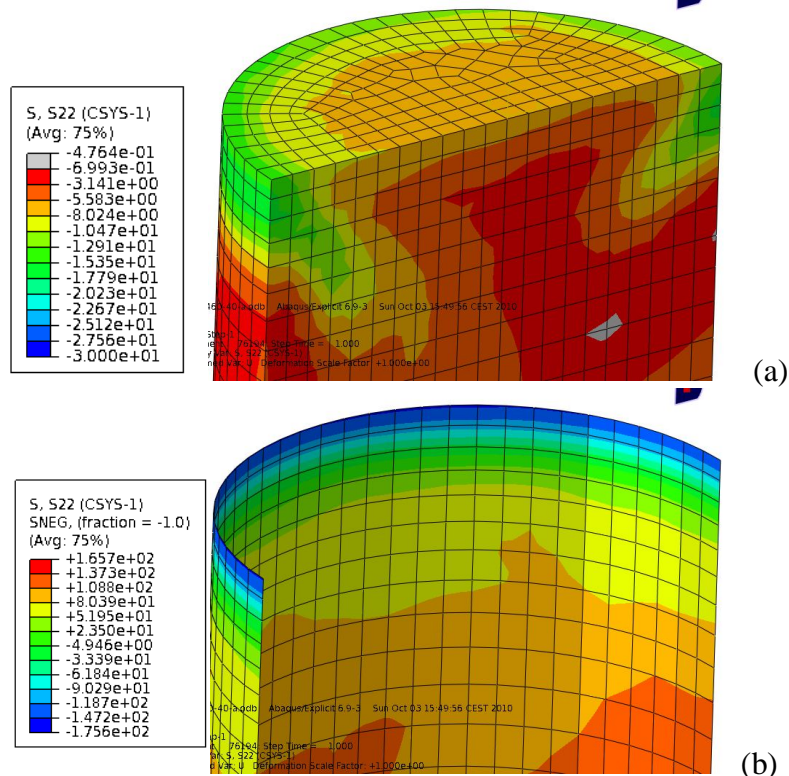


Figura 6.2 Fallo compresión pura (a) Tensiones radiales en el hormigón (b) Tensiones circunferenciales en el acero

Por otra parte, la figura 6.3 muestra el comportamiento del mismo CFT analizado anteriormente pero en este caso, sometido a un desplazamiento lateral en cabeza en el incremento correspondiente a carga máxima. De la misma manera que en el caso anterior, se muestran las tensiones de von Mises en el acero (figura 6.3 (a)) y las

tensiones longitudinales en el hormigón (figura 6.3 (b)). Se observa como el acero se encuentra totalmente plastificado en ambos empotramientos. Se forman dos rótulas plásticas en las zonas donde los esfuerzos internos de flexión son máximos. El comportamiento del hormigón en este caso es más difícil de observar ya que al fisurar, se pierde la linealidad y se redistribuyen las tensiones en el mismo. Sin embargo se observa un incremento sustancial de resistencia del hormigón por efecto del confinamiento que proporciona el tubo de acero. Asimismo se observa una zona comprimida y una zona traccionada en cada uno de los empotramientos.

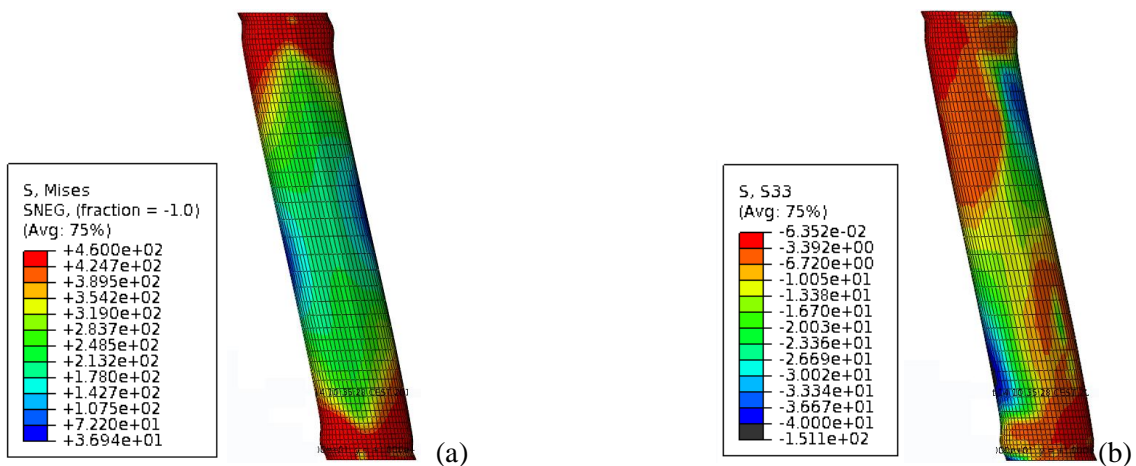


Figura 6.3 Fallo flexión pura (a) Tensiones de von Mises en el acero (b) Tensiones longitudinales en el hormigón

Al detallar la cabeza comprimida de un CFT con un tubo de acero de pared delgada (y por lo tanto, valores altos de  $D/t$ ), se observa como la pared del mismo abolla y ocurre un despegue entre el tubo de acero y el núcleo del hormigón. De esta manera se pierde el confinamiento y la resistencia del hormigón no se ve incrementada de la misma manera en que se ve incrementada en el caso de presentar un tubo de gran espesor. La figura 6.4 muestra un detalle del fenómeno descrito.

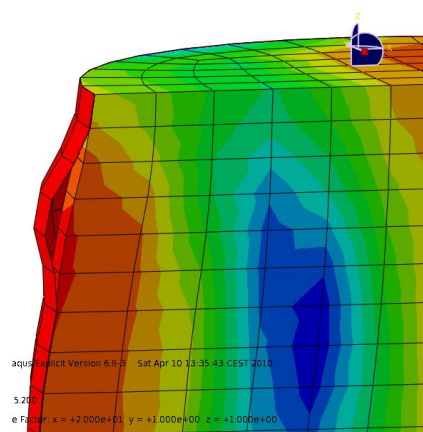


Figura 6.4 Fallo flexión pura. Abolladura de la chapa de acero en la cabeza comprimida

Si se analizan las tensiones de contacto entre ambas superficies para el nivel de carga en el cual ocurre la separación entre las mismas, se observa como las tensiones son nulas en la zona de separación y las mismas se concentran en los puntos aledaños (véase la figura 6.5). El modelo tridimensional reproduce adecuadamente los efectos locales.

Posteriormente se presentan resultados que cuantifican estos efectos observados. Es de hacer notar el despegue en la zona azul (no hay contacto, no hay tensión) y el contacto puntual en la zona verde-turquesa.

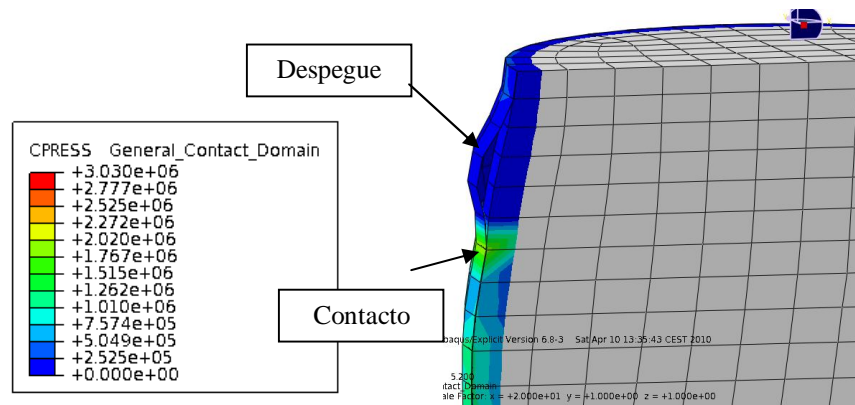


Figura 6.5 Fallo flexión pura. Tensiones de contacto entre superficies

Por otra parte, se presentan gráficos relativos a la respuesta estructural de las piezas cuando éstas se someten a un proceso incremental monótono creciente. Con el fin de ilustrar la influencia de algunos parámetros del estudio, se analizan de manera separada los resultados según el límite elástico del tubo, del espesor de chapa, del porcentaje de axil concomitante aplicado y la longitud de la pieza.

Las figuras 6.6 y 6.7 muestran las curvas Esfuerzo axil vs. Desplazamiento longitudinal y Momento flector vs. Desplazamiento lateral respectivamente, para dos prototipos analizados pertenecientes a la base de datos numérica. Las geometrías de los mismos se especifican en las figuras. Cabe destacar que según la nomenclatura planteada en capítulos anteriores, estos dos casos representan el punto A (resistencia a la compresión) y D (resistencia a la flexión) de la figura 3.2.

Nótese que en cada una de ellas se incluye una variación del límite elástico del acero, para un total de 4 análisis por figura. Dichas curvas representan la respuesta obtenida cuando se desarrolla un proceso monótonico en donde el desplazamiento controlado (bien sea longitudinal o lateral) se incrementa de manera creciente y se obtiene como resultado una reacción que se representa como esfuerzo axil o como momento flector. Tanto para un caso como para el otro, a partir de cierto valor de desplazamiento, la reacción obtenida no logra incrementarse y en este punto se considera que el elemento no puede soportar más carga. Sin embargo, el mismo tiene capacidad de deformación, y el desplazamiento se sigue incrementando. En ambos casos, la reacción máxima obtenida es función del límite elástico del acero, el cual mejora la resistencia a axil y a flexión de las pilas de manera considerable. Es de hacer notar la figura 6.7, en las cuales se observa una caída brusca de la carga para altos niveles de desplazamiento. Este efecto puede venir dado por algún fenómeno de inestabilidad local o global. En este caso, la relación  $D/t$  del prototipo analizado es especialmente alta ( $D/t=100$ ). Llama poderosamente la atención que dicho efecto ocurre en los especímenes con aceros S235 y S275, los cuales teóricamente se encuentran en mejores condiciones frente a la abolladura que los de acero S355 y S460 pero sin embargo, experimentan una caída abrupta de la carga.

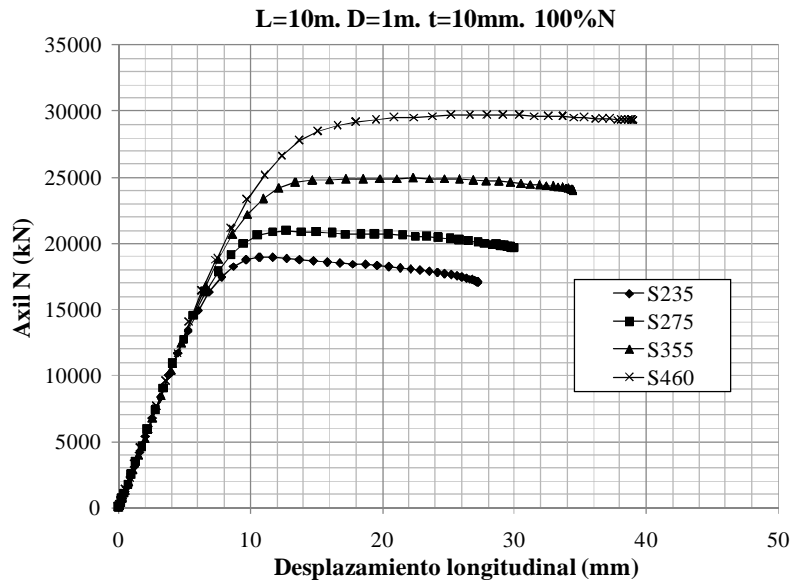


Figura 6.6 Capacidad a compresión de pilas analizadas con Abaqus.

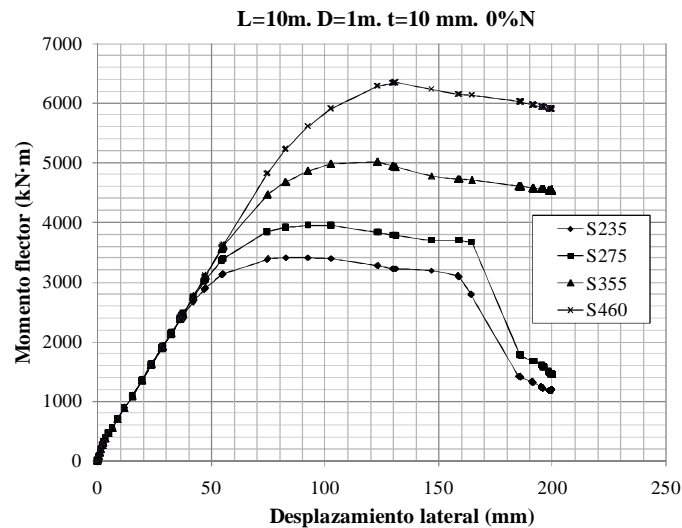


Figura 6.7 Capacidad a flexión de pilas analizadas con Abaqus.

Esta observación se podría explicar fenomenológicamente de la siguiente manera: A niveles elevados de carga, el hormigón se encuentra confinado por la presión pasiva que la proporciona el acero, mientras que el acero se encuentra traccionado circunferencialmente por la presión que ejerce el hormigón y comprimido longitudinalmente por los efectos de la flexo-compresión. Cuando se produce el agotamiento, las tensiones circunferenciales de tracción rigidizan a la chapa frente a abolladura. Si se sigue aumentando la deformación (y en algunos casos la tensión) longitudinal y el acero plastifica, su capacidad para resistir las tracciones que provienen de la presión interna que ejerce el hormigón disminuye. Así, la pared comprimida del tubo puede perder la rigidización que la tracción circunferencial le proporciona a la chapa frente a abolladura. Por tanto, y paradójicamente, los aceros con un límite elástico mayor se encuentran en mejores condiciones frente a la abolladura que aquellos de límites elásticos inferiores. Esta observación contradice lo expresado en EN1994. La figura 6.8 muestra diferentes estados de presión lateral, confinamiento, agotamiento y abolladura siguiendo lo descrito anteriormente. Es importante resaltar que para niveles bajos de carga no hay contacto entre las dos superficies (la separación  $S > 0$ ), posteriormente el contacto se alcanza para niveles medios de carga ( $S = 0$ ). Para estos

niveles de carga se genera un confinamiento pasivo y el acero tiene una componente circunferencial de tracción.

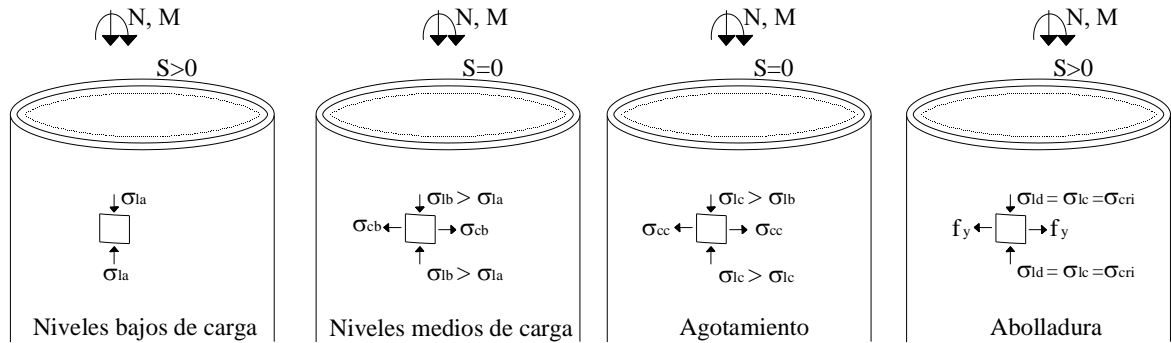


Figura 6.8 Comportamiento de chapas esbeltas en tubos de bajo límite elástico

Por otra parte, se presentan las figuras 6.9 y 6.10, las cuales muestran igualmente curvas Esfuerzo axial vs. Desplazamiento longitudinal y Momento flector vs. Desplazamiento lateral respectivamente, para dos prototipos analizados pertenecientes a la base de datos numérica. La figura 6.9 muestra los resultados sobre la pila de  $L/D=10$  y la figura 6.10 los resultados sobre la pila con  $L/D=5$ . En este caso, el parámetro en estudio es el espesor de los tubos de acero, fijando el límite elástico del mismo. Cabe destacar que como bien se puede esperar, conforme crece el espesor de los tubos, se incrementa sustancialmente tanto la capacidad a compresión como la capacidad a flexión. Se demuestra entonces cómo el binomio “área de acero”- “límite elástico” ( $A_s, f_y$ ) influye considerablemente en la capacidad y respuesta de las pilas. Como ya se ha descrito en capítulos anteriores, este binomio determina la cuantía mecánica del acero. La cuantía de acero representa un parámetro fundamental en el cálculo de la resistencia seccional de las pilas. Finalmente, se destaca que en todos los casos, a pesar de conseguir un punto de carga máxima resistente para cierto valor de deformación, se observa que los elementos pueden deformarse considerablemente una vez se alcanza el pico de la curva.

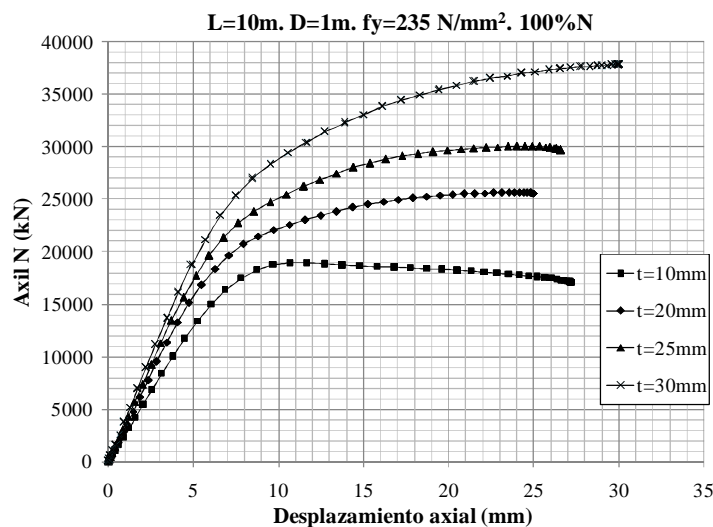


Figura 6.9 Capacidad a compresión de pilas analizadas con el modelo numérico.

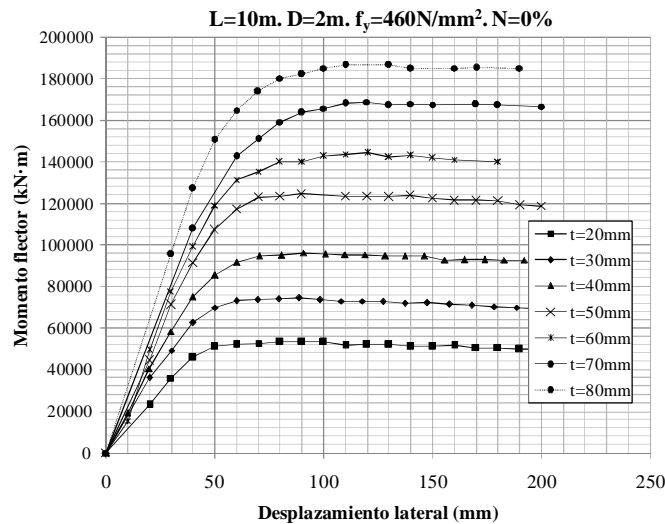


Figura 6.10 Capacidad a flexión de pilas analizadas con el modelo numérico.

Hasta este punto, los casos analizados sólo incluyen los extremos A y D del diagrama de interacción seccional planteado en la figura 3.2. La relación N-M de los ejemplos reales de pilas que cumplen la ecuación fundamental de diseño yacen en algún lugar del espacio de interacción N-M (dentro de la superficie encerrada por la capacidad seccional de cada pila). Consecuentemente, se ha incluido la variación del esfuerzo axial concomitante con la capacidad a flexión como parámetro fundamental, según lo descrito de manera detallada en el capítulo 4 y 5 de la presente tesina.

La figura 6.11 muestra la capacidad a flexión que se obtiene al seguir una curva de respuesta Cortante-Desplazamiento lateral para un prototipo dado (cuya geometría se indica). Nótese que en la figura se incluyen 6 curvas que corresponden a 6 valores de esfuerzo axial concomitante. El caso de 0% indica un resultado obtenido en un prototipo al cual no se le ha aplicado esfuerzo axial antes de comenzar el análisis de desplazamiento lateral. Para los demás casos, se ha aplicado un cierto porcentaje de axial previo al análisis de desplazamiento lateral. Los valores de estos últimos varían entre el 14%N y el 82%N del axial último de las pilas.

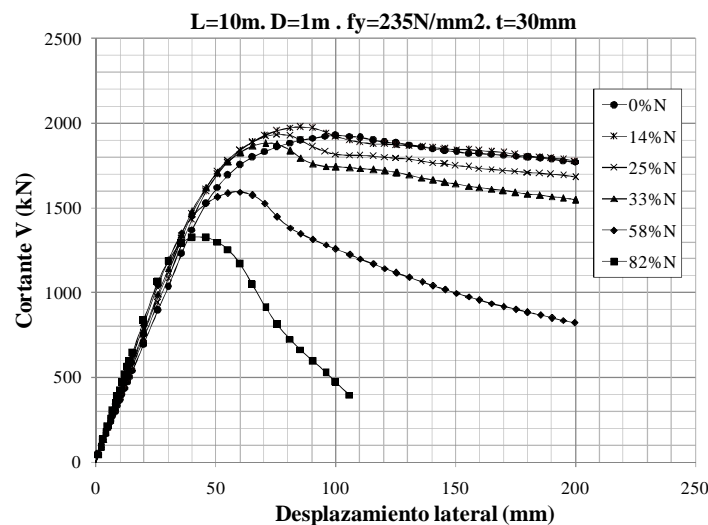


Figura 6.11 Capacidad a flexo-compresión de pilas analizadas con el modelo numérico



Se puede observar que la carga máxima obtenida varía para cada uno de los porcentajes de axil aplicado en el paso previo. El valor mayor de esfuerzo cortante se obtiene para el caso en el cual el axil aplicado es igual al 25% del axil último. Para valores superiores, el cortante decrece conforme se incrementa el valor de  $N$ . Es muy importante destacar que la ductilidad de las pilas sometidas a un desplazamiento en cabeza (uno de los objetivos principales del estudio) se encuentra estrechamente relacionada con el nivel de axil concomitante aplicado.

### 6.3 Capacidad seccional de los CFTs

Como se describe en el capítulo anterior, el estudio numérico planteado cuenta con una gran cantidad de simulaciones. Todas ellas arrojan valores relativos a la capacidad última de las piezas bien sea a compresión pura, a flexión pura o al par de esfuerzos  $N$ - $M$  que hace agotar la pieza. Adicionalmente, en el anexo A se recogen 526 valores de carga última a compresión y flexión obtenidos experimentalmente por diversos autores realizados en las últimas décadas. De los valores recogidos, 344 cumplen la relación  $D/t < 90\epsilon^2$ , por lo que teóricamente los mismos no presentan problemas de abolladura local de la pared del tubo.

Como primer punto, se muestran los resultados relativos a la capacidad última a compresión y la capacidad última a flexión de todas las piezas simuladas numéricamente en la tablas 6.1. Nótese que en la misma se presentan dos relaciones  $L/D$  ( $L/D=10$  y  $L/D=5$ ). Se considera pertinente analizar los resultados numéricos conjuntamente con los resultados obtenidos al aplicar la formulación de EN1994. De esta manera, se plantean comparaciones entre los mismos para así posteriormente, emitir un juicio crítico sobre lo observado.

La tablas 6.1 recoge la siguiente información:

- Geometría y materiales de los CFTs analizados.
- Capacidad última a axil según EN1994 sin tener en cuenta el confinamiento ( $N_{EN1994, no\ conf}$ ). En este caso la capacidad del hormigón es  $1,0 \cdot A_c \cdot f'_c$ .
- Capacidad última a axil según EN1994 teniendo en cuenta el confinamiento ( $N_{EN1994, conf}$ ). En este caso la capacidad del hormigón es  $n_c \cdot A_c \cdot f'_c$  y la capacidad del acero es  $n_s \cdot A_s \cdot f_s$ .
- Capacidad última a axil según el modelo numérico  $N_{num}$ .
- Capacidad última a flexión según EN1994 ( $M_{EN1994}$ )
- Capacidad última a flexión según el modelo numérico  $M_{num}$ .
- Cocientes entre las capacidades obtenidas numéricamente a compresión y flexión y las obtenidas con EN1994 para las diferentes alternativas.

Díámetro	Espesor	$f_y$	$f_c$	$\delta$	$N_{EN1994,no\ conf}$	$N_{EN1994,conf}$	$N_{num}$	$M_{EN1994}$	$M_{num}$	$N_{num}/N_{EN1994,no\ conf}$	$N_{num}/N_{EN1994,conf}$	$M_{num}/M_{EN1994}$
(m)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )		(kN)	(kN)	(kN)	(kN·m)	(kN·m)			
1	10	235	30	0,24	29937,15	31592,16	31541,60	2979,97	3411,13	1,05	1,00	1,14
	10	275	30	0,27	31181,11	33027,02	33182,40	3443,55	3955,10	1,06	1,00	1,15
	10	355	30	0,32	33669,03	35830,07	37327,20	4359,54	5030,81	1,11	1,04	1,15
	10	460	30	0,38	36934,42	39386,98	40778,20	5516,94	6350,27	1,10	1,04	1,15
	15	235	30	0,32	33076,45	35846,33	35500,00	4268,24	5036,75	1,07	0,99	1,18
	15	275	30	0,35	34932,97	37995,51	38942,20	4928,71	5829,26	1,11	1,02	1,18
	15	355	30	0,42	38646,00	42169,08	41720,40	6227,02	7337,12	1,08	0,99	1,18
	15	460	30	0,48	43519,35	47423,97	49068,20	7892,75	9084,36	1,13	1,03	1,15
	20	235	30	0,39	36183,56	40124,12	39000,00	5483,32	6606,20	1,08	0,97	1,20
	20	275	30	0,42	38646,35	42976,08	43132,80	6332,42	7627,57	1,12	1,00	1,20
	20	355	30	0,49	43571,92	48491,33	49423,60	8001,98	9502,55	1,13	1,02	1,19
	20	460	30	0,55	50036,74	55398,88	56310,80	10151,11	11874,96	1,13	1,02	1,17
	25	235	30	0,44	39258,47	44386,15	41982,60	6640,85	8147,24	1,07	0,95	1,23
	25	275	30	0,48	42321,25	47927,95	45916,20	7670,98	9346,27	1,08	0,96	1,22
	25	355	30	0,54	48446,80	54756,23	52172,20	9700,27	11636,62	1,08	0,95	1,20
	25	460	30	0,61	56486,59	63276,13	64857,70	12321,07	14661,60	1,15	1,02	1,19
	30	235	30	0,48	42301,18	48610,25	45840,60	7751,01	9637,64	1,08	0,94	1,24
	30	275	30	0,52	45957,67	52828,49	48833,20	8956,80	11062,78	1,06	0,92	1,24
	30	355	30	0,59	53270,64	60941,99	59071,20	11336,25	13802,70	1,11	0,97	1,22
	30	460	30	0,65	62868,91	71037,41	71122,20	14416,31	17464,39	1,13	1,00	1,21
	35	235	30	0,52	45311,69	52783,01	49436,80	8820,74	11156,62	1,09	0,94	1,26
	35	275	30	0,56	49555,60	57664,26	53043,20	10197,65	12760,95	1,07	0,92	1,25
	35	355	30	0,62	58043,42	67036,03	62959,60	12918,90	16036,56	1,08	0,94	1,24
	35	460	30	0,68	69183,69	78672,60	76547,00	16450,35	20416,13	1,11	0,97	1,24
	2	20	355	30	0,32	134676,10	157579,27	155011,00	34815,63	38895,00	1,15	0,98
20		460	30	0,38	147737,67	176383,13	168539,60	44130,99	49919,30	1,14	0,96	1,13
30		355	30	0,42	154583,99	189469,88	162251,00	49816,20	58940,00	1,05	0,86	1,18
30		460	30	0,48	174077,38	217359,21	193443,20	63141,98	67589,20	1,11	0,89	1,07
40		355	30	0,49	174287,69	221051,84	200612,00	64015,84	76462,40	1,15	0,91	1,19
40		460	30	0,55	200146,95	257831,60	236566,00	81208,88	94841,90	1,18	0,92	1,17
50		355	30	0,54	193787,21	252213,17	223196,00	77602,17	90812,00	1,15	0,88	1,17
50		460	30	0,61	225946,37	297698,40	266766,00	99123,33	119205,00	1,18	0,90	1,20
60		355	30	0,59	213082,54	282895,33	267310,00	90690,01	109261,00	1,25	0,94	1,20
60		460	30	0,65	251475,63	336908,11	315850,00	121363,14	140551,00	1,26	0,94	1,16
70		355	30	0,62	232173,69	313065,08	286710,00	103351,17	133756,00	1,23	0,92	1,29
70		460	30	0,68	276734,74	375432,56	340948,00	131639,97	164252,00	1,23	0,91	1,25
80		355	30	0,65	251060,66	342702,52	308398,00	115621,11	149297,00	1,23	0,90	1,29
80		460	30	0,71	301723,71	413255,63	370992,00	147382,77	186046,00	1,23	0,90	1,26

Tabla 6.1 Resultados numéricos y teóricos obtenidos relativos a la capacidad última de las piezas a flexión y axil.

Al observar con detalle los resultados obtenidos se infiere:

- Las capacidades últimas de las piezas a compresión obtenida con el modelo numérico ( $N_{num}$ ) y con EN1994 ( $N_{EN1994,no\ conf}$  y  $N_{EN1994,conf}$ ) aumentan con el espesor del tubo de acero y el límite elástico.
- En todos los casos, la capacidad última a compresión obtenida con el modelo numérico ( $N_{num}$ ) es mayor que la capacidad última obtenida con EN1994 si no se tiene en cuenta el posible confinamiento del hormigón ( $N_{EN1994,no\ conf}$ ). El cociente entre ambas magnitudes varía entre  $N_{num} / N_{EN1994,no\ conf} = 1,06$  y  $N_{num} / N_{EN1994,no\ conf} = 1,26$ . Esto indica que los resultados arrojados por EN1994 se encuentran del lado de la seguridad. Cabe resaltar que la formulación arroja resultados más conservadores para el caso de las pilas con  $L/D=5$ .
- En algunos casos, la capacidad última a compresión obtenida con el modelo numérico ( $N_{num}$ ) es menor que la capacidad última obtenida con EN1994 si se tiene en cuenta el posible confinamiento del hormigón ( $N_{EN1994,conf}$ ). El cociente entre ambas magnitudes varía entre  $N_{num} / N_{EN1994,no\ conf} = 0,89$  y  $N_{num} / N_{EN1994,no\ conf} = 1,02$ . Ello indica que en algunos casos, la formulación de EN1994 se encuentra del lado de la inseguridad. Cabe resaltar que la formulación arroja resultados inseguros para el caso de las pilas con  $L/D=5$ .



- Las capacidades últimas de las piezas a flexión obtenidas con el modelo numérico ( $M_{num}$ ) y con EN1994 ( $M_{EN1994}$ ) aumentan con el espesor del tubo de acero y el límite elástico.
- En todos los casos, la capacidad última a flexión obtenida con el modelo numérico ( $M_{num}$ ) es mayor que la capacidad última obtenida con EN1994 ( $M_{EN1994}$ ). El cociente entre ambas magnitudes varía entre  $M_{num} / M_{EN1994} = 1,14$  para cuantías bajas de acero y  $M_{num} / M_{EN1994, no\ conf} = 1,26$  para cuantías altas de acero. Esto indica que los resultados arrojados por EN1994 se encuentran del lado de la seguridad.

Con el objeto de ilustrar las tendencias observadas en la tabla, se presentan algunos gráficos adicionales sobre la capacidad seccional de las piezas sometidas a compresión y flexión pura. Primeramente, se presenta la figura 6.12 (a) y 6.12 (b), las cuales incluyen los valores de axil máximo resistente de las piezas, como una función de la cuantía de acero  $\delta$ . De las mismas se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- La capacidad de las piezas aumenta con la cuantía de acero en todos los casos analizados (tanto numéricos como teóricos) y las tendencias que se visualizan son muy similares al comparar los resultados numéricos con los derivados de la formulación de EN1994.
- Para valores bajos de cuantía de acero, los resultados numéricos y teóricos se ajustan bastante (tanto los que incluyen cierto nivel de confinamiento como los que solo incluyen el valor mínimo sugerido por EN1994). Los valores de la formulación de EN1994 que no tienen en cuenta el confinamiento son conservadores en todos los casos.
- Para valores altos de cuantía de acero, los resultados numéricos y teóricos no se ajustan de manera adecuada. Por una parte, los valores teóricos que no incluyen confinamiento son muy conservadores y distan mucho de los resultados numéricos y por otra, los resultados que si incluyen un cierto valor de confinamiento de acuerdo con EN1994 se encuentran del lado de la inseguridad. Las diferencias son más acusadas para el caso de  $L/D=5$ . Esta última conclusión confirma los resultados presentados por diferentes investigadores (Oliveira et al 2009, Beck et al, 2009).

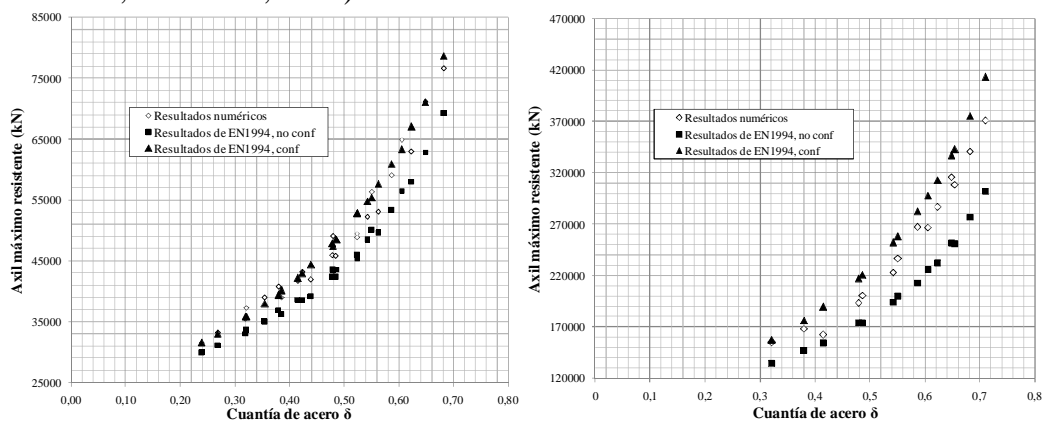


Figura 6.12. Capacidad a compresión de las piezas en función de la cuantía de acero. (a)  $L=10$  metros.  $D=1$  metro. (b)  $L=10$  metros.  $D=2$  metros.

La figura 6.13 muestra la relación entre el axil numérico y teórico tanto para el caso en el cual se tiene en cuenta el confinamiento según los coeficientes  $\eta$ , como para el caso en que no se tiene en cuenta tal incremento de resistencia del hormigón. Se incluyen asimismo, las líneas de tendencia de ambas series de datos. Se observa claramente la divergencia de ambas tendencias. Para el caso no confinado, se observa que conforme crece la cuantía de acero, la formulación de EN1994 se hace más conservadora (crece  $N_{num}/N_{EN1994}$ ). Por el contrario, para el caso confinado, se observa que conforme crece la cuantía de acero, la formulación de EN1994 se aleja de la seguridad.

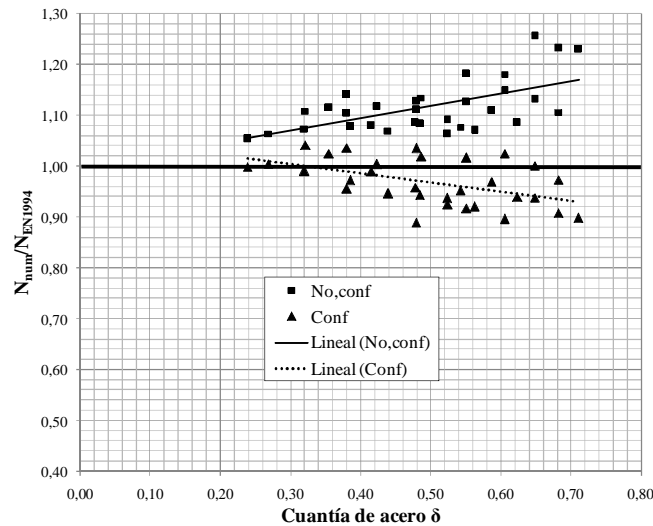


Figura 6.13. Relación  $N_{num}/N_{EN1994}$  en función de la cuantía de acero.

De igual manera, en la figuras 6.14 y 6.15 se presentan gráficos similares a los anteriores pero en este caso, con valores de momento máximo resistente.

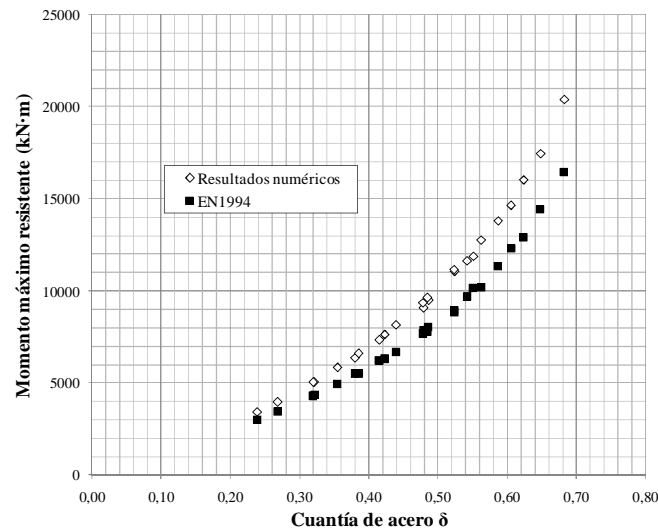


Figura 6.14. Capacidad a flexión de las piezas en función de la cuantía de acero.

$L=10$  metros.  $D=1$  metro

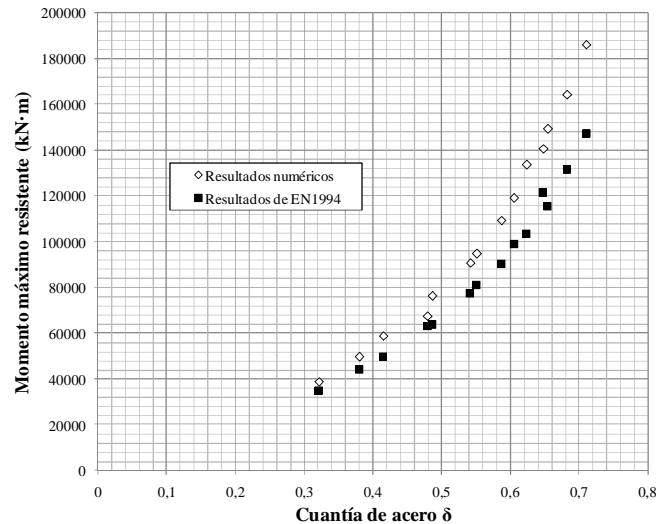


Figura 6.15. Capacidad a flexión de las piezas en función de la cuantía de acero.  
L=10 metros. D=2 metros

De las figuras anteriores, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- La capacidad de las piezas aumenta con la cuantía de acero en todos los casos analizados (tanto numéricos como teóricos) y las tendencias que se visualizan son muy similares al comparar los resultados numéricos con los derivados de la formulación de EN1994.
- Para valores bajos de cuantía de acero, los resultados numéricos y teóricos se ajustan bastante mientras que para valores altos de cuantía de acero, los resultados numéricos y teóricos no se ajustan de manera tan adecuada. No obstante, en todos los casos, la formulación de EN1994 se encuentra del lado de la seguridad.

Asimismo, se estudia la capacidad seccional de los CFTs utilizando el diagrama de interacción descrito en el capítulo 3 para las diferentes combinaciones del espacio N-M. El mismo se ha reproducido tanto con el modelo numérico (de manera discreta, para diferentes combinaciones axil-flector), como con EN1994 (de manera cuasi-continua, con el programa desarrollado en MathCad descrito en capítulos anteriores). Es importante resaltar la zona A, en la cual EN1994 permite tener en cuenta un posible confinamiento (para bajos valores de momento flector concomitante  $e/d = M_{Ed}/N_{Ed} < 0,1$ ).

En la figura 6.16 se presentan 4 diagramas de interacción construidos para 4 prototipos de la base de datos. La diferencia fundamental entre los diagramas para cada caso es el valor del espesor del tubo de acero y/o el límite elástico, lo que se traduce en diferentes valores de cuantía de acero  $\delta$ . Cabe resaltar que en los demás casos se obtienen resultados muy similares y no se incluyen en el cuerpo de la tesina.

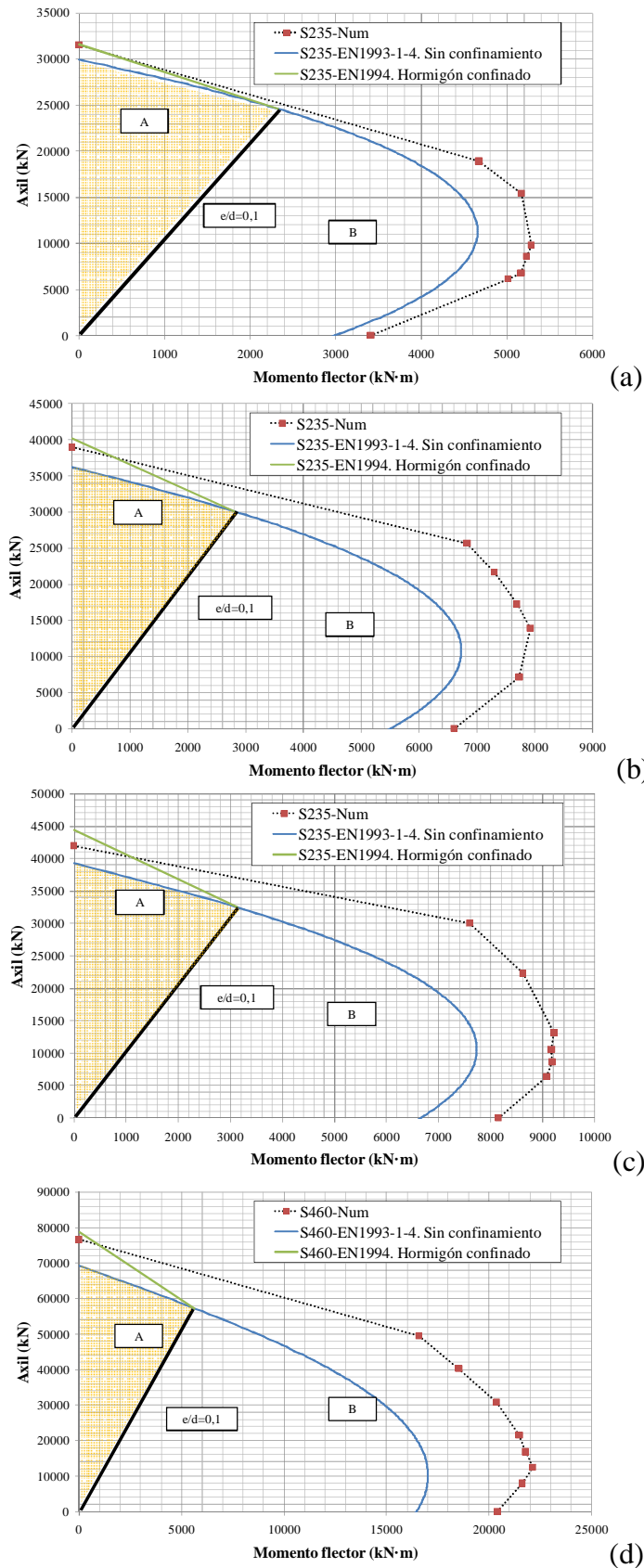


Figura 6.16. Diagramas de interacción. Longitud 10 metros. Diámetro 1 metro.

Al comparar los resultados numéricos y teóricos para todos los casos, se observa cómo ambos presentan una gran coincidencia tanto cualitativa como cuantitativa. Si se analiza

cada uno de ellos con más detalle, se señalan los siguientes aspectos. En la figura 6.16 (a), los valores que predice la formulación se acercan bastante a los valores realistas que arroja el modelo numérico. En este caso la cuantía mecánica del acero es relativamente baja y se espera que el incremento de resistencia del hormigón debida al confinamiento sea relativamente bajo (la pared del tubo no puede ejercer un confinamiento pasivo muy pronunciado). Sin embargo, se observa que la formulación que incluye cierto valor de incremento de resistencia por confinamiento se ajusta más a los resultados numéricos que la formulación que no tiene en cuenta este posible incremento. En lo que respecta a la capacidad a flexión, se observa igualmente que el cociente  $M_{num} / M_{EN1994} = 1,14$  se encuentra del lado de la seguridad, como se comentaba anteriormente.

Por otra parte, al comparar los resultados numéricos y teóricos para el segundo caso (figura 6.15 (b)), se observa cómo ambos presentan una gran coincidencia cualitativa, aunque la misma se aleja en términos cuantitativos. En este caso la cuantía mecánica del acero es mayor al caso anterior y se espera un mayor incremento de resistencia del hormigón debida al confinamiento. Se observa sin embargo, que la formulación que incluye cierto valor de incremento de resistencia por confinamiento queda del lado de la inseguridad y predice un valor superior de resistencia a compresión que el modelo numérico. En lo que respecta a la capacidad a flexión, se observa que el cociente  $M_{num} / M_{EN1994} = 1,20$ , encontrándose del lado de la seguridad, pero con valores más conservadores que el caso anterior.

Las figuras 6.15 (c) y 6.15 (d) muestran diagramas similares al anterior, en los cuales la formulación de EN1994 y los resultados numéricos presentan tendencias muy similares pero con valores menos ajustados. Los cocientes  $M_{num} / M_{EN1994}$  son bastante más conservadores en estos últimos casos  $M_{num} / M_{EN1994} = 1,23$  y  $M_{num} / M_{EN1994} = 1,26$ , respectivamente.

Como conclusión, se puede decir que la capacidad última seccional de los CFTs a compresión y flexión depende directamente de la cuantía de acero y que los modelos presentados en EN1994 no predicen de manera adecuada las resistencias obtenidas con el modelo numérico. Por otra parte, se observa que existen diferencias notables entre las pilas analizadas con una relación  $L/D=10$  y las que tienen una relación de  $L/D=5$ . Por tanto, es necesario incluir dicho parámetro en el estudio para detectar las posibles relaciones entre la capacidad seccional de las piezas y  $L/D$ . Desafortunadamente, solo se han realizado estudios numéricos de especímenes con relaciones  $L/D=10$  y  $L/D=5$ , sin embargo, la base de datos experimental recogida en el anexo A ha permitido ampliar el análisis de la capacidad seccional de los CFTs para diferentes valores de  $L/D$ .

Dicha base de datos experimental incluye 526 prototipos ensayados por diversos autores (apud en Goode, <http://web.ukonline.co.uk/asccs2>). Como se explica anteriormente, la base de datos recoge resultados de elementos robustos (cortos) ( $\chi \leq 1$ ) los cuales teóricamente no presentan problemas asociados a la inestabilidad global. Vale la pena recordar la figura 2.14, en la cual se presenta el histograma de frecuencias de los ensayos según la relación  $L/D$ . Cabe resaltar que para valorar la formulación de EN1994 utilizando la base de datos experimental, solo se incluyen los prototipos no susceptibles a la abolladura local (344 de 526 prototipos).

La figura 6.17 muestra los cocientes  $N_{exp} / N_{EN1994, no\ conf}$  y  $N_{exp} / N_{EN1994, conf}$  al aplicar la formulación a todos los especímenes de la base de datos experimental que no presentan proporciones  $D/t$  susceptibles a incurrir en problemas de abolladura local.

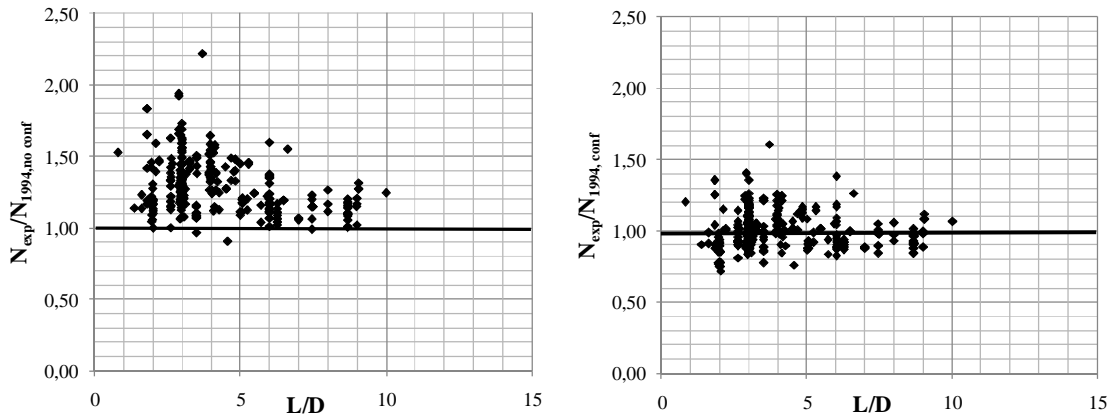


Figura 6.17. Relaciones entre los valores de axil máximo obtenidos experimentalmente y con EN1994. (a) EN1994 sin confinamiento. (b) EN1994 con confinamiento.

De la figura se puede inferir:

- Los valores de  $N_{exp} / N_{EN1994, no\ conf}$  se encuentran en su casi totalidad del lado de la seguridad ( $N_{exp} / N_{EN1994, no\ conf} \geq 1,0$ )
- Cerca de la mitad de los valores de  $N_{exp} / N_{EN1994, conf}$  son inferiores a la unidad, por lo que la predicción se encuentran del lado de la inseguridad.
- En líneas generales para ambos casos, valores bajos de  $L/D$  arrojan cocientes  $N_{exp} / N_{EN1994}$  mayores que para valores altos de  $L/D$ . Se puede concluir así que los elementos con relaciones  $L/D$  entorno a 3 presentan un comportamiento diferente a los elementos con una relación  $L/D$  entorno a 10. Esta observación confirma algunos estudios anteriores (Knowles y Park, 1970), en los cuales se presentan expresiones de diseño y confinamiento para CFTs con relaciones  $L/D < 5$  (véase la expresión 2.30).
- La tabla 6.2 muestra los indicadores estadísticos relativos a la muestra estudiada. Es de hacer notar el porcentaje de especímenes que arrojan resultados del lado de la inseguridad para una relación u otra.

N	EN1994,no conf	EN1994,conf
Media	1,29	1,00
D. típica	0,18	0,13
Variación	0,14	0,13
% Inseguro	1,16	54,94

Tabla 6.2 Resumen estadístico de la comparación  $N_{exp} / N_{EN1994}$ .  
Tamaño de la muestra  $n=344$

Se concluye entonces que sería interesante plantear la capacidad seccional de los CFTs teniendo en cuenta el confinamiento del hormigón que se encuentre del lado de la seguridad como una función de dos parámetros: i) La cuantía de acero  $\delta$  y ii) La

relación L/D. Como se ha descrito en el apartado 2.3.2.3 del capítulo 2 de la presente tesina, diversos autores han propuesto modelos de confinamiento del hormigón en CFTs que incrementan su capacidad seccional. Los modelos estudiados han sido propuestos por Susantha et al (2001), Johansson (2002) y Hatzigeorgiou (2008). De acuerdo a las observaciones detalladas en cada uno de los modelos se tiene:

- Los tres modelos estudiados se basan en una formulación mecánica obtenida a partir de observaciones fenomenológicas del modelo de Richard et al (1928). Los tres modelos incluyen parámetros empíricos que ayudan a calibrar la formulación.
- Para los tres modelos estudiados, el incremento de resistencia debida al confinamiento depende en cierta magnitud de la geometría del tubo y en algunos casos del límite elástico del mismo (lo que se puede traducir en un único parámetro cuantía de acero  $\delta$ ).
- Ninguno de los modelos tiene en cuenta la relación L/D para el incremento de resistencia del hormigón debido al confinamiento.

Si se aplica las diferentes formulaciones propuestas a las base de datos experimentales y numéricas en función de la relación L/D y de la cuantía (separadamente) se obtienen las figuras 6.18 a 6.20.

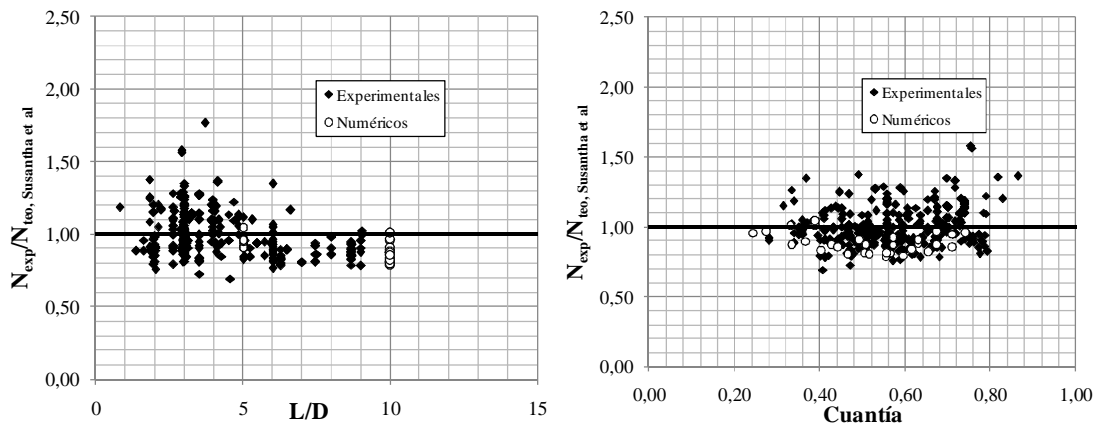


Figura 6.18. Relaciones entre los valores de axil máximo obtenidos experimental y numéricamente y con el modelo de Susantha et al. (2001)

(a) L/D (b) Cuantía de acero  $\delta$

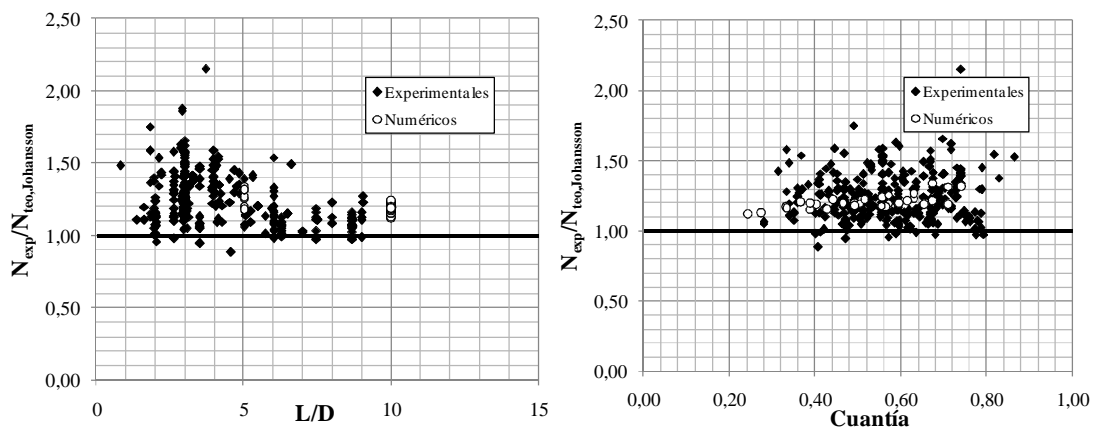


Figura 6.19. Relaciones entre los valores de axil máximo obtenidos experimental y numéricamente y con el modelo de Johansson (2002)

(a) L/D (b) Cuantía de acero  $\delta$

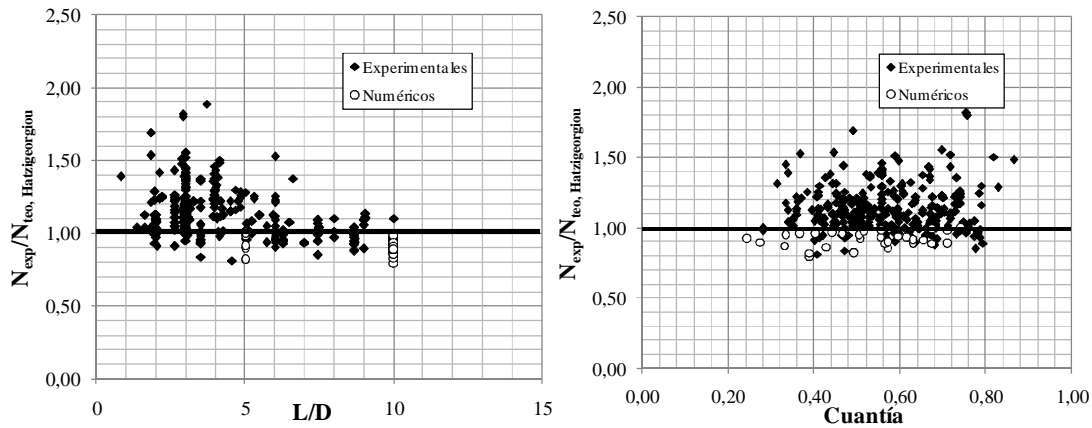


Figura 6.20. Relaciones entre los valores de axil máximo obtenidos experimental y numéricamente y con el modelo de Hatzigeorgiou (2008)  
(a)  $L/D$  (b) Cuantía de acero  $\delta$

La tabla 6.3 resume los indicadores estadísticos asociados a cada una de las muestras:

Estadísticos	$N_{\text{exp}}/N_{\text{susantha}}$	$N_{\text{exp}}/N_{\text{Johansson}}$	$N_{\text{exp}}/N_{\text{Hatzigeorgiou}}$
Media	1,00	1,25	1,14
Desviación	0,15	0,17	0,16
Variación	0,15	0,14	0,14
% Inseguro	58,14	2,91	16,86

Tabla 6.3 Resumen estadístico de la comparación  $N_{\text{exp}}/N_{\text{EN1994}}$ .  
Tamaño de la muestra  $n=382$  (344 experimentales y 38 numéricos)

Los resultados que se pueden visualizar en las gráficas indican ciertas características que se deben mencionar:

- Para los tres modelos estudiados, existen una gran dispersión de resultados cuando los mismos se grafican en función bien sea de la relación  $L/D$  o de la cuantía mecánica de acero.
- Si se observa detalladamente el modelo de Susantha et al, se concluye que el mismo arroja resultados bastante inseguros tanto si se comparan los valores numéricos como los experimentales. El porcentaje de valores  $N_{\text{exp}}/N_{\text{teo,Susantha}}$  que se encuentran por debajo de la unidad es bastante alto (58,14%). A pesar de la dispersión, se intuye que los prototipos de baja relación  $L/D$  arrojan resultados sensiblemente superiores a los de alta relación  $L/D$ .
- Si se analizan únicamente los resultados numéricos comparados con el modelo de Susantha (puntos blancos en la gráfica), se observa una dispersión considerable igualmente y en prácticamente todos los casos, se observan resultados inseguros.
- El modelo de Johansson arroja resultados bastante satisfactorios. El porcentaje de valores  $N_{\text{exp}}/N_{\text{teo,Johansson}}$  es mínimo (2,91%). Asimismo, a pesar de la dispersión se intuye que los prototipos de baja relación  $L/D$  arrojan resultados sensiblemente superiores a los de alta relación  $L/D$ .



- Si se analizan únicamente los resultados numéricos comparados con el modelo de Johansson (puntos blancos en la gráfica), se observa que la relación  $N_{\text{num}} / N_{\text{teo,Johansson}}$  presentan una tendencia decreciente con la relación  $L/D$  y creciente con la cuantía de acero. La relación  $N_{\text{exp,num}} / N_{\text{teo}}$  (que en cierto modo representa el factor de seguridad de la predicción teórica), no debería depender de la geometría y/o material de los CFTs.
- El modelo de Hatzigeorgiou arroja resultados inseguros tanto si se comparan los valores numéricos como los experimentales. El porcentaje de valores  $N_{\text{exp}} / N_{\text{teo,Susantha}}$  que se encuentran por debajo de la unidad es medianamente alto (16,86%). A pesar de la dispersión, se intuye que los prototipos de baja relación  $L/D$  arrojan resultados sensiblemente superiores a los de alta relación  $L/D$ .

Se concluye así, que el modelo que mejor predice la capacidad seccional de los CFTs es el modelo de Johansson (expresiones 2.8 a 2.15 en el capítulo 2). Sin embargo, se propone una corrección en el mismo a partir de un parámetro  $\xi$  que depende de la cuantía de acero y de la relación  $L/D$  (6.1). De esta manera, se puede obtener una predicción teórica (que proviene de una formulación mecánica) más ajustada a los resultados obtenidos (expresión 6.2). Para calibrar dicho coeficiente, se utilizan los resultados obtenidos con el modelo numérico, los resultados obtenidos con la predicción teórica y una regresión lineal que se realiza de manera separada para las variables independientes  $L/D$  y  $\delta$ . En la figura 6.21 se observan los resultados numéricos obtenidos y sus respectivas líneas de ajuste.

$$\xi = f\left(\frac{L}{D}; \delta\right) \quad (6.1)$$

$$N_{\text{teo,Johansson,corregido}} = \xi \cdot (A_c \cdot f_{cc} + A_s \cdot \sigma_{al}) \quad (6.2)$$

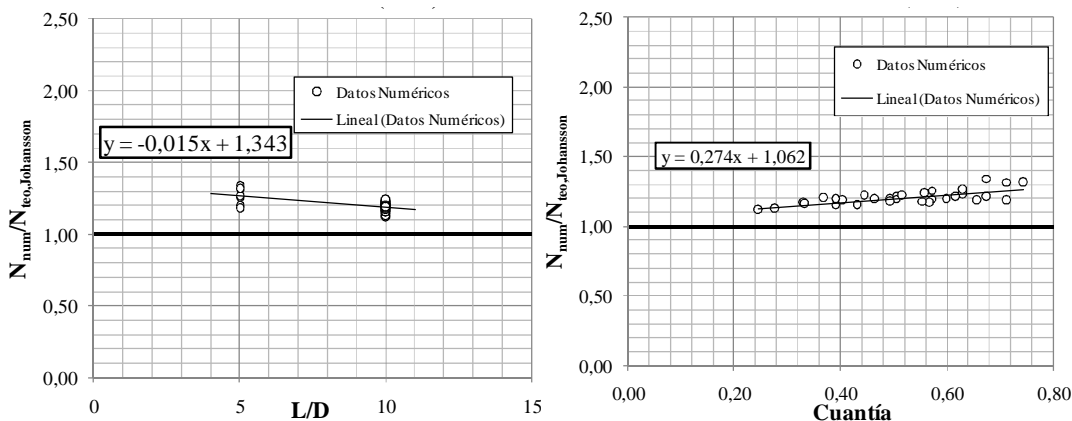


Figura 6.21. Relaciones entre los valores de axil máximo obtenidos numéricamente y con el modelo de Johansson (2002)  
(a)  $L/D$  (b) Cuantía de acero  $\delta$

Se plantea que el coeficiente de corrección  $\xi$  consta de la multiplicación de dos binomios cada uno de carácter lineal. El primero es una línea recta de pendiente negativa cuya variable independiente es  $L/D$  y es válida en el intervalo  $5 \leq L/D \leq 10$ . El

segundo es una línea recta de pendiente positiva cuya variable independiente es la cuantía de acero  $\delta$  y la misma es válida entre  $0,2 \leq \delta \leq 0,9$ . La multiplicación de binomios da lugar a un coeficiente  $\xi$  que sigue además los siguientes criterios:

$$\xi = \left( -m_1 \frac{L}{D} + b_1 \right) \cdot (m_2 \cdot \delta + b_2) \quad (6.3)$$

Para obtener las pendientes  $m_1$  y  $m_2$  se utilizan los resultados obtenidos en la regresión lineal redondeando los mismos con un criterio conservador. Para obtener las constantes  $b_1$  y  $b_2$ , se plantean las siguientes relaciones

- Si  $L/D=10 \rightarrow \left( -0,01 \frac{L}{D} + b_1 \right) = 1$
- Si  $\delta=0,2 \rightarrow (0,25 \cdot \delta + b_2) = 1$

El resultado final es la expresión 6.4 y la figura 6.22 muestra los resultados obtenidos después de aplicar el coeficiente de corrección.

$$\xi = \left( -0,01 \frac{L}{D} + 1,10 \right) \cdot (0,25 \delta + 0,95) \quad (6.4)$$

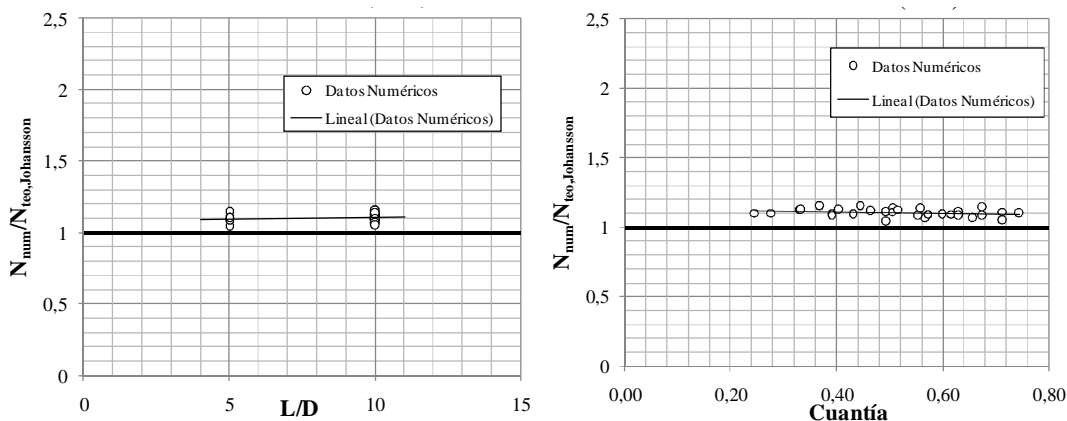


Figura 6.22. Relaciones entre los valores de axil máximo obtenidos numéricamente y con el modelo de Johansson corregido  
(a)  $L/D$  (b) Cuantía de acero  $\delta$

#### 6.4 Abolladura local

Los resultados presentados desde el punto de vista fenomenológico arrojan pistas sobre la abolladura que pueden experimentar las paredes del tubo cuando el mismo se somete a sollicitaciones de flexo-compresión. En un proceso incremental del desplazamiento en cabeza como los que se han simulado numéricamente en el que la pared del tubo no sea suficientemente robusta y abolle, se pueden detectar claramente tres situaciones de contacto entre el hormigón y el acero.

La figura 6.23 muestra una vista en perspectiva de una pila sometida a un desplazamiento en cabeza horizontal el cual genera una flexión en la misma que da origen a tensiones tanto de tracción como de compresión. Cabe destacar que la pila mostrada presenta una relación  $D/t=100$  y una relación  $L/D=10$  ( $L=10$  metros,  $D=1$

metro,  $t=10\text{mm}$ ,  $f_y=235\text{ N/mm}^2$ ). Se trata de una pila que no cumpliría las condiciones establecidas por EN1994 relativas a la abolladura de chapa ya que según los límites establecidos por dicha normativa la misma experimentaría fenómenos de inestabilidad local antes de alcanzar su capacidad máxima.

Se señala un detalle del empotramiento de la pila donde se generan tensiones de compresión de la chapa del tubo de acero. Se debe recalcar que en estados iniciales de carga, el desplazamiento lateral del hormigón y del acero en las secciones transversales cercanas al empotramiento es nulo (etapa a).

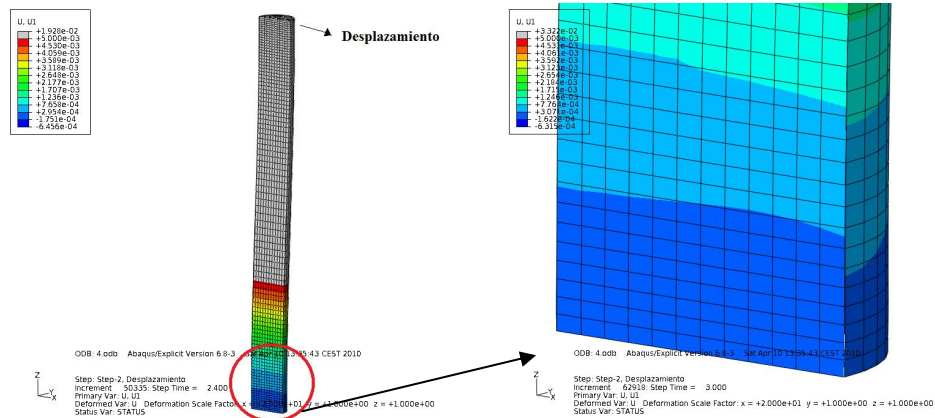


Figura 6.23. Pila sometida a desplazamiento lateral. Etapa a.

Seguidamente, a medida que aumenta el desplazamiento en cabeza, las tensiones de compresión aumentan en la chapa de acero haciendo que la misma abolle, el desplazamiento de la chapa de acero con respecto al hormigón es considerable (véase la figura 6.24. Etapa B). Durante esta etapa, se pierde el contacto entre ambas superficies y por tanto, el confinamiento que le provee el acero al hormigón. Seguidamente, el hormigón no confinado se desagrega y experimenta un desplazamiento radial acelerado alcanzándose así un nuevo contacto entre el hormigón y el acero (véase la figura 6.24. Etapa C).

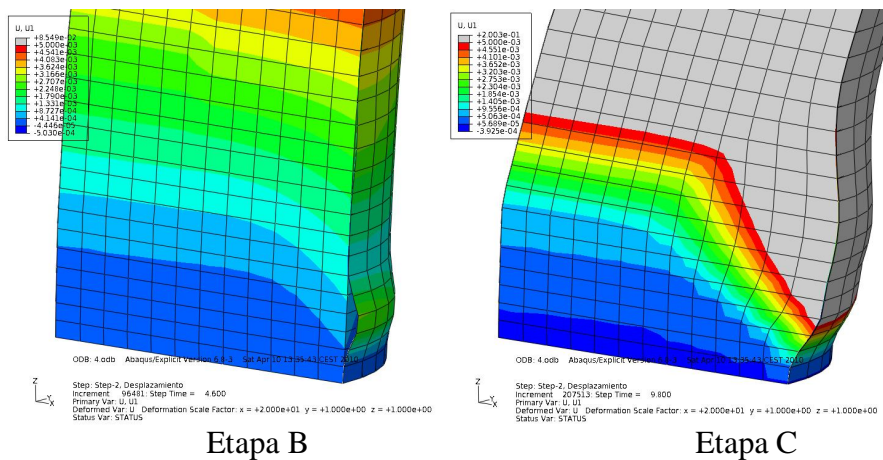


Figura 6.24. Pila sometida a desplazamiento lateral Etapa B Etapa C

Si se mide el desplazamiento que experimentan simultáneamente nodos contiguos de las superficies de hormigón y de acero en la zona de separación (o abolladura) se puede

cuantificar claramente la magnitud del mismo. La figura 6.25 muestra la magnitud del desplazamiento lateral de ambos nodos a lo largo del proceso de carga. Se confirma así de manera objetiva lo observado visualmente para cada etapa. En la etapa A, ambas superficies experimentan el mismo valor de desplazamiento (valores bajos que tienden a cero, como es de esperar en este caso). Súbitamente se despegan ambas superficies y se define entonces la etapa B, en la cual el desplazamiento relativo entre el hormigón y el acero es máximo. A lo largo de esta etapa, el desplazamiento del acero es mayor que el del hormigón para un nivel de carga dado. Finalmente, cuando el hormigón no se encuentra confinado, el mismo experimenta un desplazamiento lateral mayor que el acero y de esta manera ambos nodos se vuelven a juntar y experimentan el mismo desplazamiento. Cabe destacar que en esta etapa el acero no ejerce ningún confinamiento y la capacidad de carga de la pieza está completamente agotada.

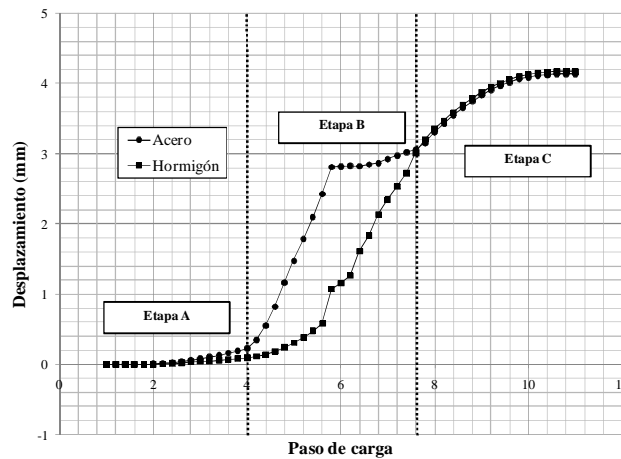


Figura 6.25. Evolución de los desplazamientos absolutos entre el hormigón y acero en la zona de abolladura

Para conocer el desplazamiento relativo máximo entre el hormigón y el acero, basta con graficar la diferencia entre las magnitudes mostradas en la figura 6.25. La figura 6.26 muestra dicha diferencia en función del paso de carga. Se observa claramente el pico de máximo desplazamiento relativo (1,82 milímetros aproximadamente). Recordando que la chapa de la pila en estudio tiene un espesor de 10 milímetros, se puede decir que dicho desplazamiento representa aproximadamente un 20% de su espesor.

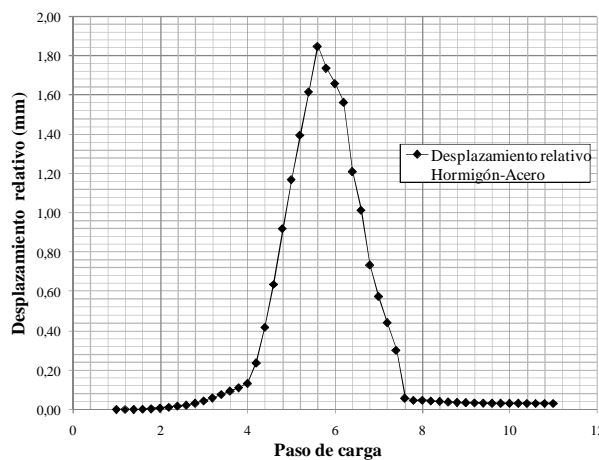


Figura 6.26. Desplazamientos relativo entre el hormigón y acero en la zona de abolladura

Si se realiza el mismo cálculo en todas las pilas estudiadas de dimensiones  $L/D=10$  y  $L/D=5$ , se puede obtener el valor máximo de desplazamiento relativo para todas las piezas. Si el mismo se normaliza al espesor de chapa de la pila, y se expresa en forma de porcentaje, se puede plantear una gráfica que presente dicho porcentaje obtenido como una función de la relación  $D/t$ . La figura 6.26 muestra la relación entre dichas magnitudes.

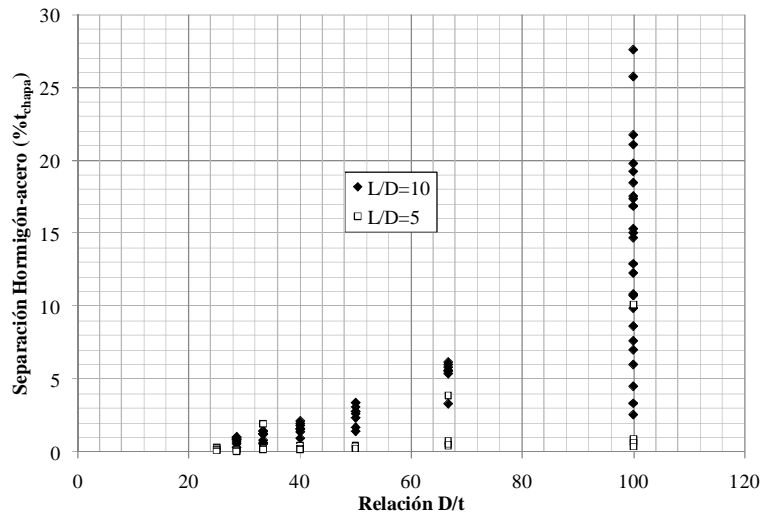


Figura 6.27. Desplazamientos relativo entre el hormigón y acero en la zona de abolladura normalizado al espesor de chapa del tubo de acero vs.  $D/t$ .

De la gráfica se pueden extraer varias conclusiones:

- En términos porcentuales, mientras más alta es la relación  $D/t$ , la separación entre la chapa de acero y el hormigón es más considerable. Esta observación confirma que las chapas de acero de alto espesor son menos susceptibles a la abolladura que las de espesor bajo.
- Los valores máximos de separación hormigón-acero para relaciones  $D/t=100$  llegan a 27% del espesor de chapa. Sin embargo, para dicho valor  $D/t$ , existe una gran dispersión en los resultados. Este detalle se podría explicar con el hecho de que en el estudio se han empleado chapas con diferentes límites elásticos y se han simulado diferentes combinaciones de esfuerzo axil-momento flector, parámetros que sin duda afectan la abolladura de chapa.
- Para valores inferiores de  $D/t$ , la separación hormigón-acero en términos porcentuales es inferior al 5% del espesor de la chapa.
- Para las pilas con relación  $L/D=5$ , la abolladura local es inferior a 5% del espesor de la chapa en prácticamente todos los casos.
- La tendencia de crecimiento de la separación hormigón-acero según la relación  $D/t$  parece exponencial. Para ilustrar de manera más adecuada esta conclusión, se presenta la figura 6.28, en la que solo se grafican las separaciones obtenidas para los CFTs con acero S235 y sin axil concomitante (de esta manera no hay dispersión de resultados y los mismos son absolutamente comparables) en una pila de relación  $L/D=10$  (las que parecen presentar problemas de abolladura local más acusados). Se incluye una línea de mejor ajuste de carácter

exponencial con su respectivo coeficiente de regresión. El mismo tiende a la unidad, lo que confirma que la relación entre ambas tiene carácter exponencial.

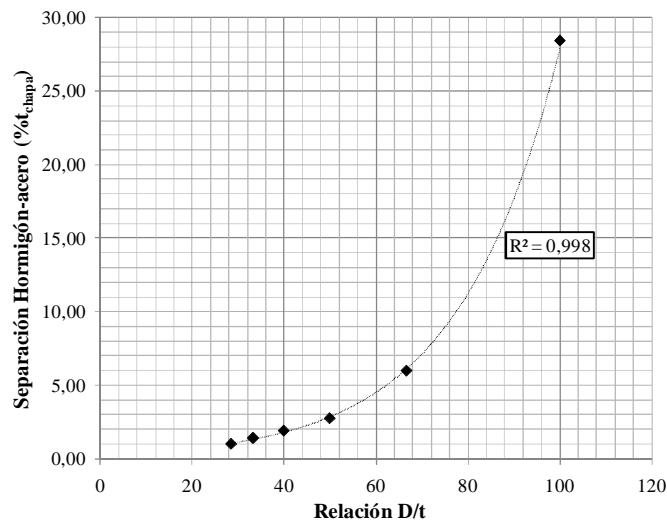


Figura 6.28. Desplazamientos relativo entre el hormigón y acero en la zona de abolladura normalizado al espesor de chapa del tubo de acero vs. D/t. S235. 0%N. D=1 metro

La dispersión de los datos observada en la figura 6.27 se explica por la gran variedad de porcentajes de axil concomitante aplicado en las pilas, de límites elásticos estudiados y de relación L/D. Dichos parámetros influyen significativamente en el valor de separación obtenido con el modelo numérico. Con el fin de ilustrar esta afirmación, se presentan las figuras 6.28 y 6.29, en las que se grafica la separación hormigón-acero en función del límite elástico del acero (figura 6.29, en este caso se fija el axil aplicado a  $N=0\%N_{ult.}$ ) y en función del porcentaje de  $N_{ult.}$  aplicado (figura 6.30, en este caso se fija el límite elástico a S460). Cabe resaltar que en ambos casos se grafican los resultados obtenidos con la pila cuya relación  $D/t=100$ .

De las mismas se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- La separación hormigón-acero disminuye con el límite elástico del tubo contrariamente a lo esperado. Es de notar que EN1994 coloca a los tubos de aceros superiores a S235 en peores condiciones en lo que respecta a la abolladura de chapa a través del parámetro  $\epsilon$ . Esta observación puede confirmar las conclusiones planteadas en el apartado 6.2, correspondiente al comportamiento fenomenológico, donde se infiere como los aceros de alto límite elástico pueden ayudar a rigidizar la chapa frente a abolladura debido a las tensiones circunferenciales de tracción que se generan en la chapa.
- La separación hormigón-acero disminuye con el porcentaje de axil aplicado a la sección transversal. Es de notar que EN1994 considera los límites de abolladura de chapa independientes de la distribución de las tensiones en la sección transversal, es decir, los elementos comprimidos, flectados y flexo-comprimidos tienen el mismo tratamiento).

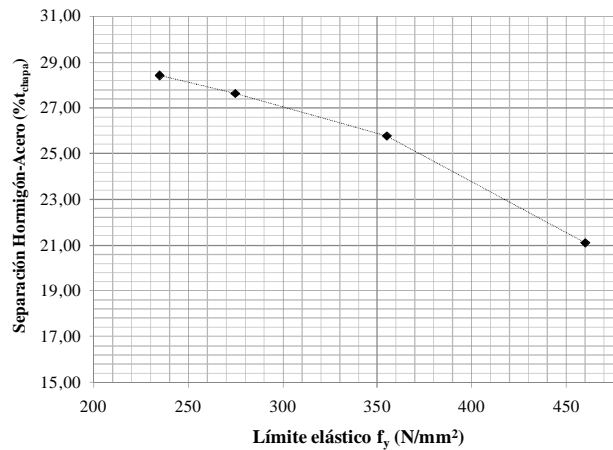


Figura 6.29. Desplazamientos relativo entre el hormigón y acero en la zona de abolladura normalizado al espesor de chapa del tubo de acero vs.  $f_y$ .  $D/t=100$ . 0%N.  $D=1$  metro

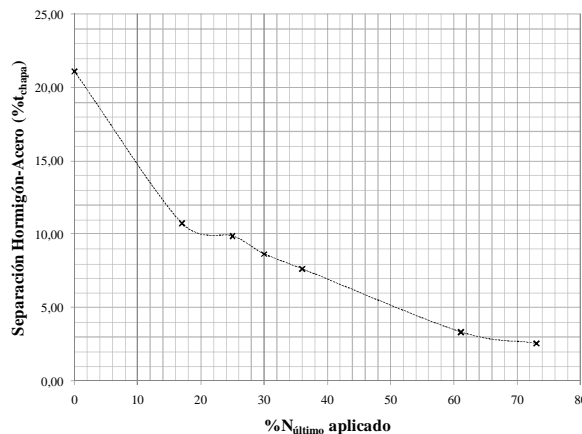


Figura 6.30. Desplazamientos relativo entre el hormigón y acero en la zona de abolladura normalizado al espesor de chapa del tubo de acero vs.  $f_y$ .  $D/t=100$ . S460.  $D=1$  metro

Por otra parte, se observa como existe una diferencia sustancial entre las pilas con una relación  $L/D=5$  y las pilas con  $L/D=10$ . La influencia de este parámetro parece también considerable y debe ser evaluada con más detalle en estudios posteriores.

Se muestra entonces, como la actual formulación de EN1994 puede ser refinada para el caso de CFTs sometidos a esfuerzos de flexo-compresión y de esta manera ajustar más los resultados. Para ello se requerirían hacer simulaciones numéricas adicionales así como análisis de autovalores y cargas críticas. La casuística de nuevos estudios paramétricos debería incluir el valor de la resistencia del hormigón (y así su módulo de elasticidad) como variable adicional en el estudio. Asimismo, es necesario plantear el valor objetivo que define la abolladura en función de la separación entre superficies (la cual se relaciona con el espesor de chapa del tubo).

En el siguiente apartado, se estudia la ductilidad de las pilas a partir de la capacidad de deformación de las mismas una vez agotan. En el mismo, se considera que las pilas incurren en algún fenómeno de inestabilidad local de chapa si y solo si el desplazamiento relativo entre el hormigón y el acero (la separación) es superior al 10%



del espesor del tubo. Para todos los demás casos se considerará que la pila no experimenta ningún fenómeno de abolladura.

### 6.5 Ductilidad en CFTs

La figura 6.11 muestra curvas esfuerzo cortante-desplazamiento lateral en CFTs que enseñan la respuesta de las piezas en función del axil concomitante aplicado. Tanto la capacidad última como la respuesta post-pico de los CFTs varía considerablemente en función de dicho axil. Si no se aplica ningún axil concomitante a las piezas, las mismas tienen una ductilidad sensiblemente superior a si se aplica un cierto valor de axil concomitante. La experiencia indica que en servicio, las pilas de puentes trabajan a valores bajos de axil (cuando se comparan con su axil plástico resistente).

Para analizar la ductilidad de los CFTs en el presente estudio, se utilizan los prototipos numéricos en donde el axil aplicado corresponda a un valor  $N_{apl}$  que se encuentre en el rango de 20% a 40% del axil plástico que puede soportar la pieza. Dicha suposición atiende al estudio en el cual se enmarca esta tesina. Como conclusión, se plantea un rango amplio de valores  $N$ , pero se limita el mismo a  $R[20\%N_{plRd}; 40\%N_{plRd}]$ .

Cabe resaltar que la ductilidad de los CFTs se ha definido como la capacidad que tiene la pieza a deformarse sin que ocurra alguna de las situaciones siguientes (todas referidas a la figura 2.11):

- La relación entre la deformación post-agotamiento en un punto ( $\delta_D$ ), ubicado trazando una recta horizontal por el punto (B), donde ocurre la primera plastificación del acero y la deformación en el mismo ( $\delta_B$ )  $\frac{\delta_D}{\delta_B}$
- La relación entre la deformación post-agotamiento en un punto ( $\delta_E$ ), cuando la carga decrece hasta un cierto valor (por ejemplo, un porcentaje de la carga máxima) y la deformación cuando se produce el agotamiento  $\delta_C$ ,  $\frac{\delta_E}{\delta_C}$
- La relación entre la deformación post-agotamiento en un punto ( $\delta_E$ ), cuando la carga decrece hasta un cierto valor (por ejemplo, un porcentaje de la carga máxima) y la deformación cuando se una primera pérdida de linealidad por plastificación del acero  $\delta_B$ .  $\frac{\delta_E}{\delta_B}$
- Si aplica, la relación entre la deformación en un punto ( $\delta_G$ ), cuando la pared del tubo abolla y la deformación en agotamiento ( $\delta_C$ ), o bien en el punto donde se pierde la linealidad de la curva ( $\delta_B$ ).  $\frac{\delta_G}{\delta_{C,B}}$

Desde el punto de vista del proyectista de puentes integrales (tema en el que se enmarca este estudio), es necesario conocer el desplazamiento máximo en cabeza que pueden experimentar las pilas para garantizar un comportamiento dúctil. De esta manera el mismo se puede comparar con las deformaciones y desplazamientos que experimenta el tablero del puente y así verificar que su comportamiento estructural y su capacidad para explotar los mecanismos de colapso hiperestáticos que se pueden desarrollar en Estados Límite Últimos (ELU). El proyectista de puentes puede contar con la siguiente información de partida al realizar las verificaciones planteadas en los CFTs.



- Geometría de las pilas y materiales de las mismas.
- Porcentaje aplicado del axil último de la pila (peso propio de la estructura) cuando el tablero experimenta una deformación longitudinal.
- Con los valores de  $N$  y las características geométricas de los CFTs, se puede realizar un análisis lineal elástico en teoría de vigas (o bien, con herramientas más sofisticadas basados en elementos finitos ante una formulación mas general) para detectar el desplazamiento en cabeza que hace que el acero plastifique  $\delta_B$ .

Para obtener las otras magnitudes de desplazamiento  $\delta_C$ ,  $\delta_D$ ,  $\delta_E$ ,  $\delta_G$ , se debe realizar un análisis no lineal computacionalmente costoso al cual probablemente el proyectista de puentes no tendría acceso. Sin embargo, se podrían encontrar expresiones simplificadas que relacionen los valores de  $\delta_B$  (conocidos *a priori*) y los desplazamientos  $\delta_C$ ,  $\delta_D$ ,  $\delta_E$ ,  $\delta_G$ , no conocidos previamente.

Desde el punto de vista de la ductilidad, es interesante conocer un valor objetivo de desplazamiento que se encuentre en el post-pico de la respuesta estructural. Por tanto, se utilizará como referencia el valor del desplazamiento en la rama de reblandecimiento cuando la carga cae hasta un valor igual a  $0,85 \cdot V_{max}$ , es decir, 85% de la carga máxima obtenida en el análisis no lineal  $\delta_{E,0,85}$ . Dicho valor ha sido utilizado por otros autores al definir la ductilidad de CFTs (Han 2008, 2009, 2010). En el presente estudio se denomina entonces índice de ductilidad al cociente:  $ID = \frac{\delta_{E,0,85}}{\delta_B}$

Por otra parte, es necesario establecer si dicho desplazamiento es mayor o menor al desplazamiento para el cual la chapa abolla  $\delta_G$ , el cual sería un límite máximo a establecer para que no ocurran fenómenos de carácter frágil como el observado en las pilas analizadas en la figura 6.7. Al comparar ambos desplazamientos, se tiene:

$$\begin{aligned} \text{si } \delta_E \leq \delta_G & \quad \text{no hay abolladura local previa al colapso de la estructura} \\ \text{si } \delta_E > \delta_G & \quad \text{El colapso de la estructura podría ser del tipo frágil atendiendo a fenómenos de abolladura} \end{aligned} \quad (6.5)$$

De los resultados del estudio numérico para los casos que cumplen el rango  $R[20\%N_{plRd}; 40\%N_{plRd}]$ , se extraen los valores relativos a las siguientes magnitudes:

- El desplazamiento para el cual se produce la primera plastificación en el acero ( $\delta_B$ )
- El desplazamiento post-agotamiento ( $\delta_{E,85}$ )
- El desplazamiento para el cual la chapa abolla ( $\delta_G$ ). En este estudio, se considera que la chapa abolla únicamente si la separación entre la superficie de acero y la superficie de hormigón es superior a 10% del espesor de la chapa del tubo.

Las tablas 6.4 muestra los resultados obtenidos para las pilas de longitud  $L=10$  metros y diámetro  $D=1$  metro ( $L/D=10$ ). Asimismo, se incluyen los valores obtenidos para la relación  $ID = \frac{\delta_{E,0,85}}{\delta_B}$ .

Espesor	$f_y$	N	$\delta$	$\delta_B$ ( $f_y$ en acero)	$\delta_E$ (85% de $V_{max}$ )	$\delta_G$ (abolladura)	$\delta_E/\delta_B$
(mm)	( $N/mm^2$ )	(% $N_{pl,Rd}$ )	Cuantía	(mm)	(mm)	(mm)	
10	235	27	0,244	64,0	97,0	112,0	1,52
10	235	31	0,244	60,0	92,0	112,0	1,53
10	275	27	0,274	68,0	101,0	112,0	1,49
10	275	34	0,274	64,0	87,5	112,0	1,37
10	355	33	0,328	72,0	99,0	112,0	1,38
10	460	25	0,387	80,0	182,0	N.A.	2,28
10	460	30	0,387	80,0	160,5	N.A.	2,01
10	460	36	0,387	80,0	131,0	N.A.	1,64
15	235	23	0,330	64,0	128,0	N.A.	2,00
15	235	33	0,330	60,0	93,5	N.A.	1,56
15	275	22	0,365	68,0	147,0	N.A.	2,16
15	275	32	0,365	64,0	108,0	N.A.	1,69
15	355	22	0,426	72,0	200,0	N.A.	2,78
15	355	27	0,426	72,0	185,0	N.A.	2,57
15	460	30	0,491	80,0	202,0	N.A.	2,53
20	235	36	0,400	60,0	123,5	N.A.	2,06
20	275	20	0,438	68,0	200,0	N.A.	2,94
20	275	31	0,438	64,0	138,0	N.A.	2,16
20	355	20	0,502	76,0	260,0	N.A.	3,42
20	355	25	0,502	76,0	254,0	N.A.	3,34
20	355	31	0,502	72,0	210,0	N.A.	2,92
20	460	29	0,566	80,0	330,0	N.A.	4,13
20	460	40	0,566	80,0	223,0	N.A.	2,79
25	235	31	0,458	60,0	150,0	N.A.	2,50
25	275	21	0,498	68,0	222,0	N.A.	3,26
25	275	33	0,498	64,0	173,5	N.A.	2,71
25	355	20	0,561	76,0	303,0	N.A.	3,99
25	355	26	0,561	76,0	308,0	N.A.	4,05
25	355	32	0,561	72,0	285,0	N.A.	3,96
25	460	29	0,624	80,0	418,0	N.A.	5,23
30	235	25	0,508	64,0	224,0	N.A.	3,50
30	235	33	0,508	60,0	171,0	N.A.	2,85
30	275	20	0,547	68,0	283,0	N.A.	4,16
30	275	26	0,547	68,0	267,5	N.A.	3,93
30	275	33	0,547	64,0	218,0	N.A.	3,41
30	355	35	0,609	72,0	275,5	N.A.	3,83
30	460	23	0,669	84,0	325,0	N.A.	3,87
30	460	30	0,669	80,0	262,0	N.A.	3,28
35	235	26	0,550	64,0	270,0	N.A.	4,22
35	235	33	0,550	64,0	213,0	N.A.	3,33
35	275	20	0,589	68,0	310,0	N.A.	4,56
35	275	26	0,589	68,0	314,0	N.A.	4,62
35	275	33	0,589	68,0	265,0	N.A.	3,90
35	355	24	0,649	76,0	450,0	N.A.	5,92
35	355	30	0,649	72,0	402,0	N.A.	5,58
35	460	40	0,705	80,0	402,0	N.A.	5,03

Tabla 6.4 Resultados numéricos relativos a los desplazamientos obtenidos.  $L/D=10$   
N.A. No aplica

De la tabla se pueden extraer como principal conclusiones:

- El desplazamiento post-agotamiento ( $\delta_{E,85}$ ) siempre es inferior al desplazamiento para el cual ocurre la abolladura ( $\delta_G$ ). Para otros casos esta conclusión no aplica ya que según el criterio establecido no se produce abolladura.
- Tanto los valores de  $\delta_B$  y  $\delta_{E,85}$ , como los de  $\delta_G$ , donde ello aplica, son muy superiores al desplazamiento límite  $\delta_L=30$  milímetros que plantea la normativa británica y la guía de diseño de puentes integrales mencionada en el capítulo 2 del presente estudio.
- Los valores  $ID = \frac{\delta_{E,0.85}}{\delta_B}$  varían entre  $\frac{\delta_{E,0.85}}{\delta_B} = 1,38$  para cuantías bajas de acero a  $\frac{\delta_{E,0.85}}{\delta_B} = 5,92$  para cuantías altas de acero. Si se grafican los valores de  $\frac{\delta_{E,0.85}}{\delta_B}$  en función de la misma, se obtiene una relación exponencial ajustada como se puede observar en la figura 6.31. En la misma, se incluye la línea de mejor ajuste según un criterio de mínimos cuadrados con su respectivo coeficiente de correlación. A lo largo del presente estudio, se ha insistido en la valoración del parámetro cuantía como indicador fundamental del comportamiento estructural de los CFTs. En lo que respecta a la ductilidad de las piezas, se demuestra que existe una relación bastante explícita entre ambas que se puede explotar desde el punto de vista proyectual. Para los valores de cuantía estudiados, no se obtienen resultados superiores a  $ID = \frac{\delta_{E,0.85}}{\delta_B} = 6$

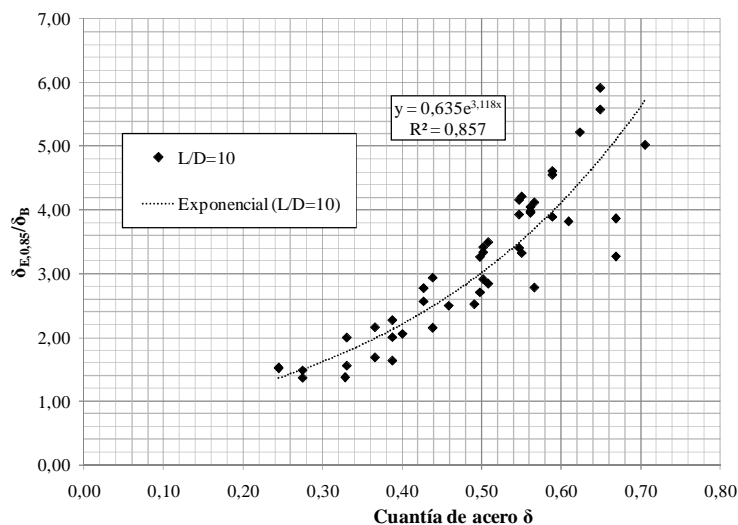


Fig. 6.31. Ductilidad  $DI = \frac{\delta_{E,0.85}}{\delta_B}$  vs cuantía de acero.  $L/D=10$

Según la expresión obtenida, se podría predecir el desplazamiento lateral último que puede experimentar el CFT en función de la cuantía de acero de la sección transversal y así, compararlo con los valores de desplazamiento y deformación del tablero del puente integral (que representan las “acciones” en este caso).

$$\delta_{E,0.85} = 0,635e^{3,11 \cdot \delta(\text{Cuantía})} \cdot \delta_B \quad (6.6)$$

Por otra parte, la tabla 6.5 muestra los valores obtenidos para la pila con relación  $L/D=5$ . De la misma, se puede decir.

- Los valores  $\frac{\delta_{E,0,85}}{\delta_B}$  varían entre  $\frac{\delta_{E,0,85}}{\delta_B}=5,48$  para cuantías bajas de acero a  $\frac{\delta_{E,0,85}}{\delta_B}=16,40$  para cuantías altas de acero. Dichos valores son sensiblemente superiores a los obtenidos para la pila de  $L/D=10$ . Por tanto, se puede concluir que las pilas más robustas presentan un incremento significativo de su ductilidad. El hiperstatismo de los puentes integrales puede así explotarse de manera sustancial.
- Para este caso, la relación entre cuantía y  $\frac{\delta_{E,0,85}}{\delta_B}$  no sigue la misma tendencia exponencial. La figura 6.32 muestra los resultados obtenidos en función de la cuantía dejando claro que en este caso no se pueden plantear las mismas tendencias. Sin embargo, se observa que prácticamente todos los casos de cuantía se encuentran por encima de  $\frac{\delta_{E,0,85}}{\delta_B}=6$ , recta horizontal que se indica en la gráfica.

Espesor (mm)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	N (%N <sub>pl,Rd</sub> )	$\delta$ Cuantía	$\delta_B$ ( $f_y$ en acero) (mm)	$\delta_E$ (85% de $V_{max}$ ) (mm)	$\delta_G$ (abolladura) (mm)	$\delta_E/\delta_B$
20	355	21	0,328	40,0	250,0	n.a.	6,25
20	355	41	0,328	20,0	190,0	n.a.	9,50
20	460	19	0,387	50,0	274,0	n.a.	5,48
20	460	38	0,387	40,0	350,0	n.a.	8,75
30	355	26	0,426	10,0	190,0	n.a.	19,00
30	355	43	0,426	30,0	250,0	n.a.	8,33
30	460	22	0,491	50,0	330,0	n.a.	6,60
30	460	36	0,491	40,0	440,0	n.a.	11,00
40	355	19	0,502	10,0	310,0	n.a.	31,00
40	355	38	0,502	20,0	320,0	n.a.	16,00
40	460	16	0,566	30,0	492,0	n.a.	16,40
40	460	32	0,566	40,0	500,0	n.a.	12,50
50	355	19	0,561	40,0	348,0	n.a.	8,70
50	355	40	0,561	30,0	450,0	n.a.	15,00
50	460	18	0,624	50,0	357,0	n.a.	7,14
50	460	31	0,624	40,0	657,0	n.a.	16,43
60	355	17	0,609	20,0	310,0	n.a.	15,50
60	355	34	0,609	30,0	425,0	n.a.	14,17
60	460	14	0,669	40,0	465,0	n.a.	11,63
60	460	29	0,669	40,0	408,0	n.a.	10,20
70	355	17	0,649	10,0	490,0	n.a.	49,00
70	355	34	0,649	30,0	430,0	n.a.	14,33
70	460	14	0,705	40,0	486,0	n.a.	12,15
70	460	28	0,705	40,0	443,0	n.a.	11,08
80	355	17	0,682	20,0	450,0	n.a.	22,50
80	355	34	0,682	30,0	430,0	n.a.	14,33
80	460	17	0,736	50,0	400,0	n.a.	8,00
80	460	32	0,736	40,0	410,0	n.a.	10,25

Tabla 6.5 Resultados numéricos relativos a los desplazamientos obtenidos.  $L/D=5$

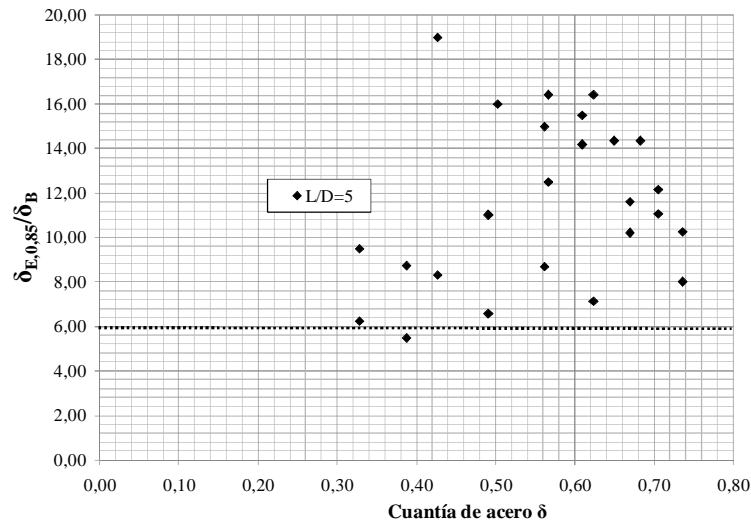


Fig. 6.32. Ductilidad  $DI = \frac{\delta_{E,0.85}}{\delta_B}$  vs cuantía de acero.  $L=10$  metros.  $D=2$  metros

Como consecuencia de los análisis realizados en las pilas con relaciones  $L/D=10$  y  $L/D=5$ , se tienen los siguientes resultados

- Para  $L/D=10$ , la expresión  $\delta_{E,0.85} = 0,635e^{3,11 \cdot \text{Cuantía}}$  predice de manera bastante adecuada los valores de desplazamiento lateral último admisible de los CFTs. Este caso representa en cierta manera un límite superior de relación  $L/D$ . Para relaciones mayores, los CFTs pueden experimentar problemas de inestabilidad global y no aplicaría nada de lo planteado en este estudio.
- Para  $L/D=5$ , no se encuentra una relación explícita de predicción, pero sin embargo se observa que los valores de  $\frac{\delta_{E,0.85}}{\delta_B}$  son muy altos (comportamiento muy dúctil) y en prácticamente todos los casos  $\frac{\delta_{E,0.85}}{\delta_B} \geq 6$ . Sin embargo, cabe resaltar que si se aplica la función de predicción para cuantías muy altas de acero, el valor máximo que se puede obtener es justamente el valor mínimo que se observa para esta relación  $ID = \frac{\delta_{E,0.85}}{\delta_B} = 6$ . Por otra parte, resulta improbable que una pila de un puente integral se proyecte con dimensiones tales que  $L/D < 5$ .

Para unificar los resultados obtenidos se podría proponer una alternativa simplificada del lado de la seguridad, para todas los valores de  $L/D$  (excluyendo claro está, aquellos donde la pieza sea susceptible a tener fenómenos de inestabilidad global). Nótese que se reducen los coeficientes para que se obtenga un carácter más compacto en la expresión propuesta insistiendo que dicha simplificación queda del lado de la seguridad. La expresión presenta unos límites de aplicación y la misma permite obtener valores un poco más realistas del desplazamiento en cabeza máximo que pueden experimentar las pilas. A pesar de las simplificaciones arbitrarias realizadas, los mismos quedan del lado de la seguridad.

$$\delta_{E,0.85} = 0,6e^{3\delta} \delta_B \leq 6\delta_B \quad \text{si } \frac{L}{D} \leq 10 \quad (6.7)$$





## 7 Conclusiones

En la presente tesina, se ha estudiado la respuesta estructural de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón CFT. El marco referencial del presente estudio es la utilización de dichos elementos estructurales como alternativa de pilas de puentes integrales. Al utilizar los CFT en estructuras monolíticas de puente, se pone especial atención en los esfuerzos que se generan cuando las pilas experimentan grandes desplazamientos laterales debidos a los movimientos longitudinales del tablero. En el **capítulo 2** del presente documento se incluyen dos apartados sobre los siguientes aspectos i) Puentes integrales ii) Perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón. Para el primer punto, se ha hecho especial hincapié en las diferentes normativas y prácticas sobre puentes integrales que se pueden encontrar actualmente en los países desarrollados. En el estudio del segundo punto, se presenta un análisis sobre el comportamiento mecánico de los CFT así como un estado del arte de diversos estudios experimentales, empíricos y numéricos sobre el tema. Cabe resaltar que se recogen en este documento 544 ensayos experimentales sobre CFT que presentan proporciones similares a las proporciones que tienen las pilas de puentes integrales proyectadas con CFT (**Anexo A**).

Seguidamente, en el **capítulo 3** se presenta una síntesis sobre la predicción teórica de la capacidad seccional de los CFT según EN1994. Para reproducir dicha capacidad, se presenta un programa realizado en MathCad que permite el cálculo del diagrama de interacción simplificado que se plantea en EN1994 (**Anexo B**).

A continuación y a partir de las observaciones realizadas en el desarrollo de los capítulos 2 y 3, se ha construido una base de datos numérica a partir de simulaciones hechas utilizando el código Abaqus (descrito en el **capítulo 4**). La base de datos numérica ha permitido completar la base de datos experimental a partir de una profusa variación paramétrica en geometrías realistas de CFT en pilas de puentes integrales. La misma se describe en el **capítulo 5**.

Posteriormente, se plantea el análisis fenomenológico y estructural de los resultados en el **capítulo 6**. Los mismos han permitido realizar un juicio crítico separado sobre los tres aspectos fundamentales del estudio: i) La capacidad seccional de los CFTs, ii) La abolladura local de los tubos de pared delgada y iii) La ductilidad de los CFT cuando se someten a un desplazamiento en cabeza debido al movimiento longitudinal de los tableros. Para el primer punto, se ha observado un significativo aumento de la capacidad seccional de los CFT debido al efecto del confinamiento. Para el segundo punto, se ha observado que la relación  $D/t$  de los tubos determina la susceptibilidad a incurrir en fenómenos de abolladura local. Para el tercer punto, se ha observado que tanto los valores de axil concomitante como la cuantía de acero de los tubos son parámetros fundamentales que determina la respuesta de los CFT ante los escenarios planteados. Para detallar un poco más sobre los puntos mencionados, se presentan las conclusiones más relevantes del estudio de manera separada:

### *7.1 Conclusiones relativas a la capacidad seccional de los CFTs*

La capacidad seccional a esfuerzo axil de compresión de los CFTs de acuerdo con EN1994 permite la utilización de sendos coeficientes  $n_a$  y  $n_c$  que permiten incluir el efecto del confinamiento que aportan los tubos al núcleo de hormigón. Si se calculan las



capacidades a compresión de los prototipos experimentales y numéricos analizados utilizando la expresión 7.1 de EN1994 y se comparan con las capacidades a compresión tanto experimentales como numéricas estudiadas se observan ciertas discrepancias entre unos y otro. En algunos casos, la comparación de resultados indica que la utilización de los coeficientes  $n_a$  y  $n_c$  puede arrojar valores que se encuentran del lado de la inseguridad.

$$N_{EN1994} = (n_c \cdot A_c \cdot f'_c + n_a \cdot A_s \cdot f_y) \quad (7.1)$$

Si por el contrario, se calculan las capacidades a compresión de los prototipos experimentales y numéricos analizados utilizando la expresión 7.2 de EN1994 sin tener en cuenta el confinamiento del hormigón y se comparan con las capacidades a compresión tanto experimentales como numéricas se observa que los resultados son bastante conservadores y no se explota el incremento de resistencia que proporciona el tubo de acero al núcleo de hormigón.

$$N_{EN1994} = (A_c \cdot f'_c + A_s \cdot f_y) \quad (7.2)$$

Con el fin de estudiar diferentes alternativas a la formulación de EN1994, se han analizado diferentes modelos de predicción del incremento de la capacidad seccional de los CFTs debido al efecto del confinamiento. Estudiando los diferentes modelos encontrados en la literatura y comparándolos con los valores numéricos y experimentales, se ha observado que el modelo planteado por Johansson predice de manera muy satisfactoria los resultados experimentales y numéricos presentados.

$$N_{teo, Johansson} = (A_c \cdot f_{cc} + A_s \cdot \sigma_{al}) \quad (7.3)$$

Sin embargo, se ha observado que dicho modelo es relativamente sensible a los dos parámetros  $L/D$  y cuantía de acero  $\delta$  descritos profusamente en el desarrollo del documento. Con el fin de corregir esta anomalía, en el presente trabajo se propone coeficiente de ajuste  $\xi$  que mejora la predicción planteada por Johansson y es función lineal de  $L/D$  y  $\delta$ .

$$N_{teo, Johansson, corregido} = \xi \cdot (A_c \cdot f_{cc} + A_s \cdot \sigma_{al}) \quad (7.4)$$

El coeficiente propuesto se ha obtenido a partir de sendas regresiones lineales sobre los resultados numéricos obtenidos y atiende a la expresión 7.5.

$$\xi = \left( -0,01 \cdot \frac{L}{D} + 1,10 \right) \cdot (0,25\delta + 0,95) \quad (7.5)$$

Finalmente, se ha observado que la capacidad a flexión y a flexo-compresión de los CFT se ve mejorada sustancialmente por efecto del confinamiento pero sin embargo, EN1994 no permite la posibilidad de incluir dicho efecto en los puntos mencionados del espacio N-M (diagrama de interacción) de los CFT.

## 7.2 Conclusiones relativas a la abolladura local de los CFTs

En EN1994 se plantea el límite geométrico para los CFT  $D/t < 90\epsilon^2$  ( $\epsilon^2 = 235/f_y$ ). Si se cumple dicha proporción, se puede suponer que los CFTs no incurrir en fenómenos de

inestabilidad local y la capacidad seccional se puede calcular siguiendo el método descrito a lo largo del documento. Tal como está planteado dicho límite, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Según EN1994 la susceptibilidad a abolladura local es independiente de la relación axil-momento aplicado.
- Asimismo, la susceptibilidad a abolladura local es independiente de la relación  $L/D$  de los tubos.
- Según EN1994, conforme crece  $f_y$ , la susceptibilidad a abolladura local de los tubos se incrementa.

En el estudio presentado, la abolladura local de los CFTs se ha estudiado utilizando el modelo numérico. Se ha monitorizado el despegue que se produce en dos nodos contiguos de la superficie de hormigón y de acero de las zonas comprimidas de los extremos de la pila siguiendo variaciones de la relación  $D/t$ , del límite elástico del acero y de las relaciones axil-momento aplicado. Analizando los resultados del mismo se obtiene que:

- Según los resultados numéricos, la susceptibilidad a abolladura local depende en gran medida de la relación axil-momento aplicado.
- Según los resultados numéricos, conforme crece  $f_y$ , la susceptibilidad a abolladura local de los tubos disminuye.
- Los valores obtenidos para pilas con  $L/D=10$  son relativamente diferentes a aquéllos con relación  $L/D=5$ .

Se constata entonces que la actual formulación de EN1994 debe refinarse para el caso de CFTs sometidos a esfuerzos de flexo-compresión y, de esta manera, ajustar más los resultados. Los límites actuales de la formulación, y los parámetros de los cuales dependen no reflejan los resultados observados numéricamente. Sin embargo, no se pueden ofrecer conclusiones proyectuales según lo observado y para ello, se requerirían hacer simulaciones numéricas adicionales así como análisis de autovalores y cargas críticas.

Se recomienda asimismo que dentro de la casuística de nuevos estudios paramétricos se incluyera el valor de la resistencia del hormigón, y su módulo de elasticidad como variable adicional en el estudio.

### 7.3 Conclusiones relativas a la ductilidad de los CFTs

La ductilidad de los CFTs ha sido estudiada a partir de las curvas de respuesta obtenidas con los análisis numéricos. Como primera observación, se ha puesto de manifiesto que la curva de respuesta de los CFT es sensiblemente diferente conforme varía el porcentaje de axil aplicado en la pieza. Por tanto, y adecuándose al marco referencial de la tesina, se ha limitado el estudio de la ductilidad de los CFTs a pilas cuyo axil concomitante con el desplazamiento impuesto en cabeza se encuentra en el rango  $R[20\%N_{pIRd}; 40\%N_{pIRd}]$ . Para caracterizar la ductilidad a partir de la curva de respuesta de un CFT, se han utilizado las siguientes magnitudes. El desplazamiento para el cual se produce la primera plastificación en el acero ( $\delta_B$ ) y el desplazamiento post-agotamiento ( $\delta_{E,85}$ ). Utilizando los datos obtenidos con el modelo numérico, se ha podido establecer una buena correlación empírica entre las dos magnitudes descritas para la pila de

$L/D=10$  metros. La variable fundamental que relaciona una magnitud con la otra es la cuantía de acero.

Debe indicarse que no se obtuvieron los mismos valores de correlación para la pila de  $L/D=5$ , pero sin embargo la misma se comportó sensiblemente de manera más dúctil que la pila de  $L/D=10$ . Para unificar los resultados obtenidos se ha propuesto una alternativa simplificada que arroja resultados del lado de la seguridad para todos los valores de  $L/D$  (excluyendo claro está, aquellos donde la pieza sea susceptible de presentar fenómenos de inestabilidad global). A pesar de las simplificaciones arbitrarias realizadas, los mismos son conservadores y más ajustados a la realidad que la actual limitación de  $\delta_L=30$  milímetros que plantea la guía de diseño de puentes integrales. La expresión propuesta es, así, la expresión 7.6, la cual consta de tres partes fundamentales que se indican posteriormente:

$$\delta_{E,0,85} = 0,6e^{3\delta} \delta_B \leq 6\delta_B \quad \text{si } \frac{L}{D} \leq 10 \text{ y } N_{apl} = [20\%;40\%]N_{pl,Rd} \quad (7.6)$$

donde:

- $\delta_{E,0,85} = 0,6e^{3\delta} \delta_B$  Corresponde al ajuste entre los dos desplazamientos obtenido empíricamente.
- $\delta_{E,0,85} \leq 6\delta_B$  Corresponde a la limitación planteada para extender la correlación a todos los valores de  $L/D$  dejando la misma del lado de la seguridad.
- si  $\frac{L}{D} \leq 10$  y  $N_{apl} = [20\%;40\%]N_{pl,Rd}$  Corresponde a los rangos de variación dentro de los cuales se ha planteado el estudio.

## 8. Referencias

- Abaqus FEA, Simulia© Dassault Systèmes, (2010).
- Beck A., de Oliveira W., Nardim S., El Debs A., (2009). Reliability-based evaluation of design code provisions for circular concrete-filled steel columns. *Engineering Structures*, Vol. 31 (10), pp 2299-2308.
- Baochun C., Hiroshi H., (2003). Eccentricity ratio effect on the behavior of eccentrically loaded CFST columns. *Proceedings ASSCCA'03 International Conference Advances in Structures (ASCCS-7)*, Sydney, Australia, pp. 973-978. Bridge R. O'Shea M. Australian composite code concrete filled steel tubes. *ASCCS Seminar on Concrete Filled Steel Tubes - A Comparison of International Codes and Practices*, International Conference on Composite Construction - Conventional and Innovative, Innsbruck, 1997, pp. 59-74. 1997
- Burr W., (1912). Composite columns of concrete and steel. *Minutes of the Proceedings*. Vol. 188 (1912), pp114-126.
- Cai S. H., Jiao Z. S. (1984) Behavior and ultimate strength of short concrete-filled steel tubular columns. *Journal of Building Structures*, Vol. 1984 (6) pp. 13-29, (en chino)
- Cai S. H., Di X. T. (1985). Behavior and ultimate strength of eccentrically loaded concrete-filled steel tubular columns. *Journal of Building Structures*, Vol. 1985 (4), pp. 32-41, (en chino)
- Cai S. H., Gu, W. L. (1985). Behavior and ultimate strength of long concrete-filled steel tubular columns. *Journal of Building Structures*. Vol 1985 (6), pp. 32-40, 1985 (en chino)
- Chacon R., Mirambell E., Marí A. (2007). Long-term response of concrete-encased composite columns. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Structures and Buildings* Vol 160 (SB5), p273-285.
- Cheng Y., Xu F., Xu Z., Xu X. (1988). Experimental research on dynamic behaviour of basic concrete filled steel tubular elements. *Proceedings 2nd ASCCS International Conference on Steel-Concrete Composite Structures*, Harbin, China, pp. 137-144.
- DMRB Design Manual for Roads and Bridges. *Standards for Highways*. Department of Transport, (2010).
- Dicleli M., Albhaisi S. (2004). Effect of cyclic thermal loading on the performance of H-piles in integral bridges with stub abutments. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 60 (2).pp. 161-182.
- Dicleni M., Albhaisi S. (2003). Maximum length of integral bridges supported on steel H-piles driven in sand. *Engineering Structures*. Vol. 25 (12), pp. 1491-1504.
- EHE. *Instrucción de Hormigon Estructural*. Ministerio de Fomento. España, (2008)
- Ellobody, E., Young B., Lam D., (2006) Behavior of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62 (7), pp. 706-715.
- Elremaily A., Azizinamini, A. (2002). Behavior and Strength of Circular Concrete-filled Tube Columns, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58 (12), pp. 1567-1591.
- El-Tawil S., Deierlein G. (2001). Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames. I: Element Formulation. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.127 (6), pp. 647-655.
- EN1993-1-1. Eurocode 3. Design of steel structures –Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN (2006)
- EN1993-1-5. Eurocode 3. Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements CEN. (2006)
- EN1994. Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures Part 1.1 General rules and rules for buildings. CEN. (2004)
- Feldmann M. et al. (2008). Economic and durable design of composite bridges with integral abutments. *Research Fund for Coal and Steel*. European Research Area.

- Florez J., (1999). Plasticidad y fractura en estructuras aporricadas. Monografías de Ingeniería Sísmica. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- Furlong R., (1968). Strength of Steel-encased concrete beam columns. Journal of the Structural Division Vol. 93(ST5), pp 113-124, 1967. Furlong RW. Design of steel encased concrete beam-columns. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94 (ST 1), pp. 267-291.
- Fujii, K., (1994). Structural Behavior of two types of mortar filled steel tubes. Proceedings 4th International Conference on Composite Construction, Kosice, Slovakia, pp. 194-197.
- Gardner L. (2008). The Continuous Strength Method. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Structures and Buildings. 161 (SB3) p. 127-133.
- Gardner N. J., Jacobson, R., (1967). Structural behavior of concrete filled steel tubes. ACI Journal, Vol 64 (7), pp. 404-413.
- Gardner N. J., (1968). Use of spiral welded steel tubes in pipe columns. ACI Journal, Vol 65 (11), pp. 937-942.
- Giakoumelis G., Lam D., (2004). Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. Journal of Constructional Steel research, Vol 60 (7), pp. 1049-1068.
- Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras y autopistas. Ministerio de Fomento, (2000)
- Hajjar J., Gourley B. 1996). Representation of Concrete-Filled Steel Tube Cross-Section Strength. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122 (11), pp. 1327-1336.
- Hajjar J., Gourley B. A., (1997). Cyclic Nonlinear Model for Concrete-Filled Tubes. I: Formulation. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123 (6) pp. 736-744.
- Hajjar J., Molodan A., Schiller P., (1998). A Distributed Plasticity Model for Cyclic Analysis of Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns and Composite Frames. Engineering Structures, Vol. 20 (4-6), pp. 398-412.
- Han L., Yan S., (2000). Experimental studies on the strength with high slenderness ratio concrete filled steel tubular columns. Proceedings 6th ASCCS Conference; Composite and Hybrid Structures, Vol. 1, pp. 419-426.
- Han L., (2000). The influence of concrete compaction on the strength of concrete filled steel tubes. Advances in Structural Engineering, Vol 3 (2), pp. 131-137.
- Han L, Yang Y., (2003). Analysis of thin-walled steel RHS columns filled with concrete under long-term sustained loads. Thin-Walled Structures Vol 41 (X), pp. 849-870.
- Han L., Yao G. (2003). Influence of concrete compaction on the strength of concrete-filled steel RHS columns. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 59 (6), pp. 751-767.
- Han L., Yao G., (2003). Behavior of concrete-filled hollow structural steel (HSS) columns with pre-load on the steel tubes. Journal of Constructional Steel Research. Vol.59 (X), pp. 1455-1475.
- Han L., Zhong T., Wei L., (2004). Effects of sustained load on concrete-filled hollow structural steel columns. Journal of Structural Engineering ASCE, September, pp. 1392-1404.
- Han L., Yao G., (2004). Experimental behavior of thin-walled hollow structural steel (HSS) columns filled with self-consolidating concrete (SCC). Thin-Walled Structures Vol. 42, pp. 1357-1377.
- Han L., Yao G., Zho X., (2004). Behavior and calculation on concrete-filled steel CHS (circular hollow section) beam columns. Steel and Composite Structures, Vol 4 (3), pp. 169-188.
- Hatzigeorgiou G., (2008). Numerical model for the behavior and capacity of circular CFT columns, Part I: Theory, Engineering Structures. Vol. 30 (6), pp. 1573–1578.

- Hatzigeorgiou G.,(2008). Numerical model for the behavior and capacity of circular CFT columns, Part II: Verification and extension, *Engineering Structures*. Vol. 30 (6) pp. 1579–1589.
- Hu H., Huang C., Wu M., Wu, Y., (2003). Nonlinear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129 (10), pp. 1322-1329.
- Inai E., Mukai A., Kai M., Tokinoya H., Fukumoto T., Mori K. (2004). Behaviour of Concrete-Filled Steel Tube Beam Columns. *Journal of Structural Engineering*. ASCE. February.
- Johansson M., (2002). The efficiency of passive confinement in CFT columns. *Steel and Composite Structures*. Vol 2 (5), pp. 379-396.
- Johansson M., Gylltoft K., (2002). Mechanical Behavior of Circular Steel–Concrete Composite Stub Columns. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128 (8), pp. 1073-1081.
- Kilpatrick A., (1994). Prediction of the non-linear behaviour of concrete-filled steel tubular columns. University of Southern Queensland, Tech. Report 20, Australia.
- Kitada T., (1998). Ultimate Strength and Ductility of state-of-the-art concrete-filled steel bridge piers in Japan. *Engineering Structures*. Vol 20(4-6), pp 347-354.
- Kloppel V., Goder W. (1957). An investigation of the load carrying capacity of concrete-filled steel tubes and development of design formulae. *Der Stahlbau*, Vol 26 (1), pp 44-50.
- Knowles R., Park R., (1969). Strength of Concrete Filled Steel Tubular Columns. *Journal of the Structural Division* Vol. 95(ST12), pp 2565-2587.
- Knowles R., Park R., (1970). Axial Load Design for Concrete-Filled Steel Tubes. *Journal of the Structural Division* Vol. 96(ST10), pp 2125-2153.
- Kuranovas A., Goode D., Kazimieras A., Zhong S., (2009). Load bearing capacity of concrete-filled steel columns. *Journal of Civil Engineering and Management*. Vol 15 (1). pp 21-33.
- Kwon Y., Seo S., Kang D., (2010). Prediction of the squash loads of concrete-filled tubular section columns with local buckling. *Thin-walled structures*. Vol 49 (1). 2011.
- Lakshmi B., Shanmugam N.E., (2002). Nonlinear analysis of in-filled steel- concrete composite columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.128 (7), 922-933.
- Liang Q., Fragomeni S. (2010) Nonlinear analysis of circular concrete-filled steel tubular short columns under eccentric loading. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol 66 (2). pp 159-169.
- Luksha L., Nesterovich A.,(1991). Strength testing of large-diameter concrete filled steel tubular members. *Proceedings 3rd ASCCS International Conference on Composite Construction*, Fukuoka, Japan, pp.67-70
- Maruri R., Petro S. The 2005 - FHWA Conference (IAJB 2005) // *Integral Abutments and Jointless Bridges (IAJB) 2004 Survey Summary*. - Baltimore, Maryland.
- Nakahara H., Sakino K., Inai E. (1998). Analytical Model for Compressive Behavior of Concrete Filled Square Steel Tubular Columns. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, V. 20, pp. 171-178.
- Nakamura S., Momiyama Y., Hosaka T., Homma K. (2002). New technologies of steel/concrete composite bridges. *Journal of Constructional Steel Research*. 58 (1), pp 99–130.
- Oliveira de W., Nardin S., El Debs A., El Debs M., (2009). Influence of concrete strength and length/diameter on the axial capacity of CFT columns. *Journal of Constructional Steel Research* 65 (12), pp. 2103–2110.
- Portolés J., (2010). Estudio experimental y numérico de soportes tubulares circulares de acero esbeltos rellenos de hormigón de alta resistencia. Tesis Doctoral. Universitat Jaume I de Castelló.



- Richart F., Brandzaeg A, Brown R. (1928). A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. University of Illinois Bulletin. Bulletin 185. Champaign (IL, USA): University of Illinois Engineering Experimental Station.
- Romero M., Bonet J., Ivorra S. (2002). Review of Nonlinear Analysis Models for Concrete-Filled Tubular (CFT) columns. Proceedings in Innovation in Civil and Structural Engineering Computing. Rome, Italy, Saxe-Coburg Publications.
- 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 (2), pp. 180-188.
- Schneider S., (1998). Axially loaded concrete-filled steel tubes. *Journal of Structural Engineering, ASCE* 124 (10), pp. 1125–1138.
- Shams M., Saadeghvaziri M., (1997). State of the art of concrete-filled steel tubular columns. *ACI journal*. Vol. 94 (5), pp 558-571.
- Shams M., Saadeghvaziri M., (1999). Nonlinear response of concrete-filled steel tubular columns under axial loading. *ACI journal*. Vol. 96 (6), pp 1009-1017.
- Shanmugam N., Lakshmi B., (2001). State of the art report on steel–concrete composite columns, *Journal of Constructional Steel Research* 57 (10), pp. 1041–1080.
- Spacone E., El-Tawil S.,(2004) Nonlinear analysis of steel-concrete composite structures: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*. Vol 130, pp 159-168.
- Susantha K., Ge H., Usami T., (2001). A capacity prediction procedure for concrete-filled steel columns, *Journal of Earthquake Engineering* 5 (4), pp. 483–520.
- Tang G., Zhao B., Zhu H., Shen, X., (1982). Study on the fundamental structural behaviour of concrete filled steel tubular columns. *Journal of Building Structures*, Vol. 1, China (en chino), pp 13-31.
- Tan K., Pu X., Cai S., (1999) Study on mechanical properties of extra-strength concrete encased in steel tubes. *Journal of Building Structures*, 20 (1) (en chino), pp 10-15.
- Tomii M., Sakino K., (1979). Elasto-Plastic Behavior of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns. *Transactions of the Architectural Institute of Japan*. Vol. 280, pp. 111-120.
- [www.theconstructor.org](http://www.theconstructor.org)
- Tsuji B., Wakabayashi M., Sugahara M., (1991). Ultimate strength of composite beam-columns. Proceedings 3rd ASCCS International Conference on Composite Construction, Fukuoka, Japan, pp.275-280.
- Uy, B., (2000). Strength of Concrete Filled Steel Box Columns Incorporating Local Buckling. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 126 (3), pp. 341-352.
- Varma A., Ricles J., Sause R., Li L. (2002). Development and validation of fiber model for high strength square concrete filled steel tube beam-columns. *ACI journal*. Vol. 128, pp73-84.
- Wang Z., Yang S., (1985). Experimental research of comprehensive strength and comprehensive modulus of elasticity of concrete filled steel tube. Proceedings 1st ASCCS International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, Harbin, China, pp. 74-80.
- White II H., Pétursson H., Collin P., (2010). Integral Abutment Bridges: The European Way. Practice periodical on structural design and construction. *ASCE*. Vol. 15 (3), pp 201-208.

## Anexos

### A Ensayos experimentales encontrados en la literatura

#### A.1 Prototipos sometidos a axil únicamente

Ref. No.	D	t	f <sub>y</sub>	f <sub>c</sub>	L	D/t	L/D	Ultimate load N <sub>u</sub> (kN)
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)			

Gardner N.(1968)

1a	168,8	2,6	302	18,2	305	63,9	2	1326
2a	168,8	2,6	302	34,7	305	63,9	2	1219
3a	169,3	2,6	338	37,1	305	64,6	2	1308
4a	169,3	2,6	338	34,1	305	64,6	2	1330
5a	168,3	3,6	288	27	305	46,8	2	1557
6a	168,3	3,6	288	33,3	305	46,8	2	1432
6b	168,3	3,6	288	33,3	305	46,8	2	1463
7a	168,8	5,0	200	33,4	305	33,8	2	1966
7b	168,8	5,0	200	33,4	305	33,8	2	1970
8a	168,8	5,0	200	27,9	305	33,8	2	1984
8b	168,8	5,0	200	27,9	305	33,8	2	1984

Tsuji B. et al. (1991)

1	114,3	3,5	350	33,4	229	32,7	2	969
2	114,3	4,5	339	33,4	229	25,4	2	1069

Sakino K. and Hayashi H. (1991)

L-20-1	178	9,0	283	22,2	360	19,8	2	2120
L-20-2	178	9,0	283	22,2	360	19,8	2	2060
H-20-1	178	9,0	283	45,4	360	19,8	2	2720
H-20-2	178	9,0	283	45,4	360	19,8	2	2730
L-32-1	179	5,5	249	22,1	360	32,5	2	1410
L-32-2	179	5,5	249	23,9	360	32,5	2	1560
H-32-1	179	5,5	249	43,7	360	32,5	2	2080
H-32-2	179	5,5	249	43,7	360	32,5	2	2070
L-58-1	174	3,0	266	23,9	360	58,0	2	1220
L-58-2	174	3,0	266	23,9	360	58,0	2	1220
H-58-1	174	3,0	266	45,7	360	58,0	2	1640
H-58-2	174	3,0	266	45,7	360	58,0	2	1710

Luksha L. and Neshterovich A.(1991)

SB 1	159	5,1	382	41,5	477	31,4	3	2230
SB 2	630	7,0	291	36	1890	90,0	3	16650
SB 6	630	7,6	350	35	1890	82,8	3	18000
SB 7	630	8,4	350	34,5	1890	74,6	3	18600
SB 3	630	10,2	323	38,4	1890	61,7	3	20500
SB 4	630	11,6	347	46	1890	54,3	3	24400
SB 8	720	8,3	312	15	2160	86,7	3	15000
SB 5	820	8,9	331	45	2460	91,8	3	33600
SB 9	1020	9,6	336	16,9	3060	105,8	3	30000
SB 10	1020	13,3	369	28,9	3060	77,0	3	46000

Gardner N and Jacobson R (1967)

\*

20	76,4	1,73	369	41,5	610	44,2	8	411
21	76,5	1,73	369	26,3	609	44,2	8	330



Ref. No.	D	t	f <sub>y</sub>	f <sub>c</sub>	L	D/t	L/D	Ultimate load N <sub>u</sub> (kN)
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)			

Cheng Y. et al. (1988)

1-3Y6	165	4,5	254	33,2	660	36,7	4	1647
2-3Y4	114	4,5	271	33,2	456	25,3	4	1033
3-3Y3	88,5	4,0	232	33,2	354	22,1	4	602
4-3Y2	60	3,5	223	33,2	240	17,1	4	334
5-3Y1.5	48	3,5	304	33,2	192	13,7	4	273

Wang Z. and Yang S.(1985)

No. 2	131,8	2,4	235	17,4	264	55,4	2	535
No. 3	134,3	3,1	235	26,6	264	43,0	2	681
No. 4	130,6	4,3	235	26,6	264	30,4	2	725
No. 5	132,5	5,3	235	26,6	264	25,2	2	872
No. 6	134,1	6,2	235	26,6	264	21,6	2	1006

Sakino K. et al

S3LA	101,8	2,9	320	18	200	34,6	2	628
S3HA	101,8	2,9	320	37,4	200	34,6	2	660
S6LA	101,8	5,7	305	18	200	17,9	2	954
S6HA	101,8	5,7	305	37,4	200	17,9	2	971
SPLA 1-3Av	100	0,5	244	18	200	192,3	2	239
SPHA 1-3Av	100	0,5	244	37,4	200	192,3	2	396

Goode C. (1989)

TWC1	86,49	2,7	227	30,2	270	31,6	3	412
NWC1	89,27	4,0	227	30,2	270	22,3	3	491
TWC2	86,54	2,8	227	48	270	31,0	3	489
NWC2	89,19	4,1	227	48	270	22,0	3	605

Matsui C. et al (1995)

4-0	165,2	4,2	359	40,9	660,8	39,6	4	1594
-----	-------	-----	-----	------	-------	------	---	------

Kilpatrick A. (1994)

M1a	76	2,2	390	57	266	34,5	4	470
M2a	76	2,2	390	57	266	34,5	4	480
M3a	76	2,2	390	57	266	34,5	4	420
M-FC1	76	2,2	390	57	266	34,5	4	465
M4a	101,7	2,4	380	57	356	42,4	4	770
M5a	101,7	2,4	380	57	356	42,4	4	775
M6a	101,7	2,4	380	57	356	42,4	4	740
M7a	101,7	2,4	380	57	356	42,4	4	690
M-FC2	101,7	2,4	380	57	356	42,4	4	775

Uenaka K. et al (2003)

t10-000	158,7	0,9	221	18,7	450	176,3	3	699,7
t16-000	157,5	1,5	308	18,7	450	105,0	3	815,4
t23-000	157,7	2,1	286	18,7	450	73,7	3	907,5

Ref. No.	D	t	fy	fc	L	D/t	L/D	Ultimate load $N_u$ (kN)
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)			

Bridge R. and O'Shea M. (1997)

S30CS50B	165	2,8	363	48,3	580,5	58,5	4	1661,6
S20CS50A	190	1,9	256	41	663,5	97,9	3	1678,2
S16CS50B	190	1,5	306	48,3	664,5	125,0	4	1694,8
S12CS50A	190	1,1	186	41	664,5	168,1	4	1376,6
S10CS50A	190	0,9	211	41	659	220,9	3	1349,9
S30CS80A	165	2,8	363	80,2	580,5	58,5	4	2295
S20CS80B	190	1,9	256	74,7	663,5	97,9	3	2592
S16CS80A	190	1,5	306	80,2	663,5	125,0	3	2602
S12CS80A	190	1,1	186	80,2	662,5	168,1	3	2295
S10CS80B	190	0,9	211	74,7	663,5	220,9	3	2451
S30CS10A	165	2,8	363	108	577,5	58,5	4	2673
S20CS10A	190	1,9	256	108	660	97,9	3	3360
S16CS10A	190	1,5	306	108	661,5	125,0	3	3260
S12CS10A	190	1,1	186	108	660	168,1	3	3058
S10CS10A	190	0,9	211	108	662	220,9	3	3070

Han (letter) (1995)

HSC1-1	111,3	2,0	355	60,8	339	55,7	3	855
HSC2-Av.3	113,6	3,2	355	60,8	338	35,5	3	1145
HSC3-Av.3	114,8	3,9	358	60,8	338	29,4	3	1116
HSC4-Av.4	115,9	4,9	310	60,8	356	23,7	3	1174
HSC5-1	130,6	2,3	324	60,8	396	56,8	3	1250
HSC6-1	133,1	4,5	324	60,8	397	29,6	3	1535
HSC7-Av.3	141,8	4,3	433	60,8	419	33,0	3	1618
HSC8-Av.3	159,8	6,3	483	60,8	476	25,4	3	3123
HSC9-Av.3	165,7	5,1	373	60,8	497	32,5	3	2309

Cai S. and Gu W. (1985)

Cai-1	108	4,0	339	28,99	324	27,0	3	1117,2
Cai-2	108	4,0	339	28,99	324	27,0	3	1058,4
Cai-3	108	4,0	339	28,99	324	27,0	3	1073,1
Ref. No.	D	t	fy	fc	L	D/t	L/D	Ultimate load $N_u$ (kN)
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)			

Tan K. et al (1999)

Tan-1	125	1,0	232	106,02	438	125,0	4	1275
Tan-2	125	1,0	232	106,02	438	125,0	4	1239
Tan-3	127	2,0	258	106,02	445	63,5	4	1491
Tan-4	127	2,0	258	106,02	445	63,5	4	1339
Tan-5	133	3,5	352	106,02	465	38,0	4	1995
Tan-6	133	3,5	352	106,02	465	38,0	4	1991
Tan-7	133	3,5	352	106,02	465	38,0	4	1962
Tan-8	133	4,7	352	106,02	465	28,3	4	2273
Tan-9	133	4,7	352	106,02	465	28,3	4	2158
Tan-10	133	4,7	352	106,02	465	28,3	4	2253
Tan-11	127	7,0	429	106,02	445	18,1	4	3404
Tan-12	127	7,0	429	106,02	445	18,1	4	3370
Tan-13	127	7,0	429	106,02	445	18,1	4	3364

Ref. No.	D	t	f <sub>y</sub>	f <sub>c</sub>	L	D/t	L/D	Ultimate load N <sub>u</sub> (kN)
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)			

Zhong S. (1999)

1	101,3	1,5	265	21,9	310	67,5	3	370
2	102,3	1,5	265	21,9	310	67,3	3	485
3	104,2	2,4	265	21,9	310	42,7	3	450
4	105	2,1	265	18,4	310	51,0	3	539
5	105,1	2,9	265	18,4	310	36,9	3	550
6	107,9	4,3	265	18,4	310	25,0	3	686
7	107,9	4,3	265	18,4	424	25,0	4	727
8	107,9	4,3	265	18,4	424	25,0	4	734
9	107,9	4,3	265	18,4	424	25,0	4	803
10	153,9	1,8	356	18,4	470	85,5	3	981
11	154,2	2,7	356	18,4	470	58,2	3	1294
12	155,6	2,6	356	23	470	59,2	3	1300
13	159,3	5,3	356	21,9	470	30,3	3	1577
14	160,2	5,4	356	21,9	470	29,7	3	1775
15	159,8	5,1	356	21,9	470	31,5	3	1746
16	264,6	4,6	323	21,9	812	58,2	3	3579
17	265	4,8	323	21,9	812	55,8	3	3789
18	264,4	4,5	323	21,9	812	58,8	3	3357
19	111,3	2,0	355	42,7	399	55,7	4	840
20	113,6	3,2	355	42,7	337	35,5	3	1141
21	113,6	3,2	355	42,7	338	35,5	3	1091
22	113,6	3,2	355	42,7	336	35,5	3	1139
23	114,8	3,9	358	42,7	335	29,4	3	1041
24	114,8	3,9	358	42,7	338	29,4	3	1110
25	114,8	3,9	358	42,7	343	29,4	3	1030
26	115,9	4,9	310	42,7	356	23,7	3	1122
27	115,9	4,9	310	42,7	344	23,7	3	1234
28	115,9	4,9	310	42,7	340	23,7	3	1102
29	115,9	4,9	310	42,7	357	23,7	3	1140
30	130,1	2,3	324	42,7	396	56,6	3	1240
31	133,1	4,5	324	42,7	397	29,6	3	1440

Zhang S. and Liu J. (2007)

c1 c-133-5-70-a	133,1	5,0	351	70,8	399	26,6	2	1890
c2 c-140-3-70-a	138,5	3,2	332	70,8	417	42,7	2	1851
c1 c-133-5-70-b	133,3	5,0	351	70,8	399	26,6	2	2004
c1 c-133-5-70-c	133,1	5,1	351	70,8	399	26,4	2	2514
c2 c-140-3-70-b	139,3	3,4	332	70,8	417	41,5	2	1920
c2 c-140-3-70-c	138,3	3,3	332	70,8	417	41,4	2	2330
m3 c-133-5-75-b1	133,3	4,9	351	75,3	400	27,1	2	2347
m3 c-133-5-75-b2	133,2	5,1	351	75,3	400	26,4	2	2366
m3 c-133-5-75-b3	133,4	5,4	351	75,3	400	24,7	2	2324
m4 c-133-6-75-b1	133,2	6,1	392	75,3	400	21,9	2	2234
m4 c-133-6-75-b2	133,3	6,2	392	75,3	400	21,6	2	2267
m4 c-133-6-75-b3	133,3	6,1	392	75,3	400	21,8	2	2275
m5 c-140-3-75-b1	139,4	3,3	332	75,3	418	42,6	2	2120
m5 c-140-3-75-b2	138,7	3,2	332	75,3	416	42,9	2	2147
m5 c-140-3-75-b3	138,7	3,3	332	75,3	416	42,4	2	2185
m6 c-160-5-75-b1	158,6	5,2	356	75,3	477	30,7	2	3198
m6 c-160-5-75-b2	158,9	5,1	356	75,3	477	31,0	2	3095
m6 c-160-5-75-b3	159,1	5,1	356	75,3	477	31,1	2	3031

Ref. No.	D	t	f <sub>y</sub>	f <sub>c</sub>	L	D/t	L/D	Ultimate load N <sub>u</sub> (kN)
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)			

Cai S. Jiao Z (1984)

Cai-1	273	8,0	307	29,62	1100	34,1	4	5576
Cai-2	273	8,0	307	40,28	1100	34,1	4	5194
Cai-3	273	8,0	307	40,28	1100	34,1	4	5292
Cai-4	204	2,0	235	28,45	840	102,0	4	1294
Cai-5	204	2,0	235	39,53	840	102,0	4	1637
Cai-6	204	2,0	235	40,28	840	102,0	4	1691
Cai-7	96	5,0	411	28,45	450	19,2	5	1044
Cai-8	96	5,0	411	28,45	450	19,2	5	1166
Cai-9	96	5,0	411	39,53	400	19,2	4	1176
Cai-10	96	5,0	411	39,53	400	19,2	4	1171
Cai-11	96	5,0	411	39,53	400	19,2	4	1073
Cai-12	96	5,0	411	39,53	405	19,2	4	1122
Cai-13	166	5,0	274	26,56	660	33,2	4	1744
Cai-14	166	5,0	274	26,56	660	33,2	4	1695
Cai-15	166	5,0	274	29,62	660	33,2	4	1862
Cai-16	166	5,0	274	29,62	660	33,2	4	1872
Cai-17	166	5,0	274	29,62	660	33,2	4	1695
Cai-18	166	5,0	274	29,62	660	33,2	4	1735
Cai-19	166	5,0	274	29,62	660	33,2	4	2029
Cai-20	166	5,0	274	29,62	660	33,2	4	2107
Cai-21	121	12,0	294	28,45	500	10,1	4	2421
Cai-22	121	12,0	294	40,28	500	10,1	4	2587
Cai-23	166	5,0	274	29,62	350	33,2	2	1784
Cai-24	166	5,0	274	29,62	350	33,2	2	2038
Cai-25	166	5,0	274	29,62	500	33,2	3	1999
Cai-26	166	5,0	274	29,62	500	33,2	3	2043
Cai-27	166	5,0	274	29,62	660	33,2	4	1975
Cai-29	320	7,0	250	46,57	260	45,7	1	7909
Cai-30	320	7,0	250	46,57	440	45,7	1	5900
Cai-31	320	7,0	250	46,57	520	45,7	2	5890
Cai-32	320	7,0	250	46,57	520	45,7	2	6380

Yamamoto T. et al (2000)

I' tests = Concrete loaded

C10A-2I-1	101,6	3,0	371	23,2	305	33,5	3	635
C10A-2I-2	101,8	3,0	371	23,2	305	33,6	3	679
C10A-2I-3	101,8	3,0	371	23,2	305	33,6	3	632
C20A-2I	216,5	6,6	452	24,3	650	32,8	3	3568
C30A-2I	318,5	10,4	335	24,2	955	30,7	3	6901
C10A-3I-1	101,6	3,0	371	40,2	305	33,5	3	864
C10A-3I-2	101,7	3,0	371	40,2	305	33,6	3	803
C20A-3I	216,5	6,6	452	38,2	650	32,8	3	4200
C30A-3I	318,4	10,4	335	39,2	955	30,7	3	7742
C10A-4I-1	101,5	3,0	371	51,3	305	33,5	3	859
C10A-4I-2	101,9	3,0	371	51,3	305	33,6	3	926
C20A-4I	216,4	6,6	452	46,7	650	32,7	3	4283
C30A-4I	318,3	10,4	335	52,2	955	30,7	3	9297

Matsui C. et al (1995)

8-0	165,2	4,17	359	40,9	1322	39,6	8	1445
-----	-------	------	-----	------	------	------	---	------

Ref. No.	D	t	fy	fc	L	D/t	L/D	Ultimate load $N_u$ (kN)
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)			

Tang G. et al (1982)

Tang-12	100	2,5	433	45,77	300	40,0	3	828
Tang-14	100	3,0	426	35,17	300	33,3	3	777
Tang-19	210	2,5	237	26,56	630	84,0	3	1637
Tang-20	100	2,5	244	34,85	300	40,0	3	670
Tang-21	100	2,0	236	34,85	300	50,0	3	537
Tang-22	100	1,5	232	34,85	300	66,7	3	505
Tang-23	92	3,0	261	23,37	276	30,7	3	538
Tang-26	108	4,0	332	41,17	324	27,0	3	970
Tang-27	100	2,5	433	48,35	300	40,0	3	828
Tang-28	210	2,5	237	27,82	630	84,0	3	1637
Tang-29	100	2,5	244	36,19	300	40,0	3	670
Tang-30	100	1,5	232	36,19	300	66,7	3	505
Tang-31	100	2,0	236	36,19	300	50,0	3	537
Tang-32	106	3,0	299	43,21	278	35,3	3	848
Tang-33	101,5	3,4	603	32,68	203	29,9	2	1080
Tang-34	153	3,2	414	21,54	322	47,8	2	1191
Tang-35	76,5	1,7	362	24,37	153	45,0	2	344
Tang-36	300	3,0	274	9,9	1000	100,0	3	2636
Tang-37	300	3,0	274	28,72	1000	100,0	3	3420
Tang-38	300	3,0	267	24,12	1000	100,0	3	3038
Tang-52	92	3,0	261	20,71	276	30,7	3	538
Tang-56	108	4,5	260	20,22	324	24,0	3	931
Tang-62	108	4,0	332	39,23	324	27,0	3	970
Tang-69	108	4,2	260	20,54	324	25,7	3	916
Tang-72	210	2,5	237	26,56	630	84,0	3	1637
Tang-75	106	3,0	299	36,14	418	35,3	4	736

Yamamoto T. et al (2000)

A' tests = load on steel &amp; concrete

C10A-2A-1	101,4	3,0	371	23,2	305	33,5	3	660
C10A-2A-2	101,9	3,0	371	23,2	305	33,6	3	649
C10A-2A-3	101,8	3,0	371	23,2	305	33,6	3	682
C20A-2A	216,4	6,6	452	24,3	649	32,7	3	3568
C30A-2A	318,3	10,4	335	24,2	955	30,7	3	6565
C10A-3A-1	101,7	3,0	371	40,2	305	33,6	3	800
C10A-3A-2	101,3	3,0	371	40,2	305	33,4	3	742
C20A-3A	216,4	6,6	452	38,2	649	32,7	3	4023
C30A-3A	318,3	10,4	335	39,2	955	30,7	3	7933
C10A-4A-1	101,9	3,0	371	51,3	305	33,6	3	877
C10A-4A-2	101,5	3,0	371	51,3	305	33,5	3	862
C20A-4A	216,4	6,6	452	46,8	649	32,7	3	4214
C30A-4A	318,5	10,4	335	52,2	955	30,7	3	8289

SSRC Task group 20 (1979)

5'	120,9	3,76	312	21,1	1050	32,2	9	721
7'	120,9	5,53	343	21,1	1050	21,9	9	1010
8'	120,9	5,53	343	24,2	1050	21,9	9	1090

Ref. No.	D	t	f <sub>y</sub>	f <sub>c</sub>	L	D/t	L/D	Ultimate load N <sub>u</sub> (kN)
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)			

Han L. and Yao G. (2003) (2004)

Self-compacting concrete

scsc1-1	100	3,0	304	46,8	300	33,3	3	708
scsc1-2	100	3,0	304	46,8	300	33,3	3	820
sch1-1	100	3,0	304	46,8	300	33,3	3	766
sch1-2	100	3,0	304	46,8	300	33,3	3	820
scv1-1	100	3,0	304	46,8	300	33,3	3	780
scv1-2	100	3,0	304	46,8	300	33,3	3	814
scsc2-2	200	3,0	304	46,8	600	66,7	3	2320
scsc2-2	200	3,0	304	46,8	600	66,7	3	2330
sch2-1	200	3,0	304	46,8	600	66,7	3	2160
sch2-2	200	3,0	304	46,8	600	66,7	3	2160
scv2-1	200	3,0	304	46,8	600	66,7	3	2383
scv2-2	200	3,0	304	46,8	600	66,7	3	2256

Zhong S. Wang Y. (1978)

1	108	4,5	410	28,6	240	24,0	2	1244,6
2	108	4,5	410	28,6	240	24,0	2	1234,8
3	108	4,5	410	28,6	285	24,0	3	1254,4
4	108	4,5	410	28,6	290	24,0	3	1225
5	108	4,5	410	28,6	340	24,0	3	1161,3
6	108	4,5	410	28,6	380	24,0	4	1166,2
7	108	4,5	410	28,6	380	24,0	4	1210,3
10	108	4,5	410	28,6	400	24,0	4	1871,8

Giakoumelis G. and Lam D. (2004)

C3	114,4	4,0	343	25,1	300	28,8	2	948
C4	114,6	4,0	343	74,9	300	28,7	2	1308
C5g	114,4	3,8	343	27,8	300	30,0	2	929
C6g	114,3	3,9	343	77,8	300	29,1	2	1359
C7	114,9	4,9	343	27,8	300,5	23,4	2	1380
C8	115	4,9	343	83,9	300	23,4	2	1787
C9	115	5,0	343	46,1	300,5	22,9	2	1413
C10g	114,5	3,8	343	46,1	299,3	30,5	2	1038
C11	114,3	3,8	343	46,1	300	30,5	2	1067
C12	114,3	3,9	343	25,5	300	29,7	2	998
C13g	114,1	3,9	343	25,5	300,5	29,6	2	948
C14	114,5	3,8	343	79,1	300	29,8	2	1359
C15g	114,4	3,9	343	79,1	299,5	29,7	2	1182

Ellobody E. et al (2006)

CC6-C-2	239	4,5	507	25,4	717	52,6	2	3035
CC6-C-4-2	238	4,5	507	40,5	714	52,4	2	3647
CC6-C-8	238	4,5	507	77	714	52,4	2	5578
CC6-D-2	361	4,5	525	35,4	1083	79,5	2	5633
CC6-D-4-1	361	4,5	525	41,1	1083	79,5	2	7260
CC6-D-8	360	4,5	525	85,1	1080	79,3	2	11505

Ref. No.	D	t	fy	fc	L	D/t	L/D	Ultimate load $N_u$ (kN)
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)			

Bai G. and Li B. (2003)

GZSJ-1	164	3,8	342	24,2	520	43,2	2	1639
GZSJ-2	164	3,8	342	24,2	520	43,2	2	1639
GZSJ-3	164	3,8	342	24,2	520	43,2	2	1639
GZSJ-4	159	4,8	366	24,2	520	33,1	2	1907
GZSJ-5	159	4,8	366	24,2	520	33,1	2	1907
GZSJ-6	159	4,8	366	24,2	520	33,1	2	1907
GZSJ-7	159	5,2	379	24,2	520	30,6	2	2037
GZSJ-8	159	5,2	379	24,2	520	30,6	2	2037
GZSJ-9	159	5,2	379	24,2	520	30,6	2	2037
GZSJ-10	159	6,3	360	24,2	520	25,2	2	2177
GZSJ-11	159	6,3	360	24,2	520	25,2	2	2177
GZSJ-12	159	6,3	360	24,2	520	25,2	2	2177

Zhang S. (2003)

L-A-1-92h	167,4	3,3	354	40,6	503	50,4	2	1704
L-A-2-99h	167,3	3,4	354	40,6	502	49,9	2	1668
L-A-3-98h	167,5	3,3	354	40,6	503	50,3	2	1700
L-B-1-85h	138,9	3,3	332	35,7	419	42,2	2	1140
L-B-2-88h	139	3,3	332	35,7	419	42,2	2	1220
L-B-3-89h	139,5	3,4	332	35,7	419	41,4	2	1180
L-C-1-87h	139,9	3,6	325	35,7	416	39,1	2	1222
L-C-2-101h	139,9	3,5	325	35,7	421	39,5	2	1242
L-C-3-30h	139,9	3,5	325	35,7	419	40,2	2	1300
L-E-1-15h	133,4	5,2	351	37,2	396	25,6	2	1612
L-E-2-25h	133,2	5,1	351	37,2	397	26,3	2	1580
L-E-3-13h	133,4	5,2	351	37,2	398	25,5	2	1640
M-A-1-97h	167	3,4	354	56,5	503	49,6	2	2075
M-A-2-100h	167,1	3,3	354	56,5	503	50,2	2	2105
M-A-3-95h	167,8	3,3	354	56,5	504	50,4	2	2055
M-B-1-20h	138,6	3,3	332	50	418	41,9	2	1490
M-B-2-26h	138,9	3,4	332	50	420	41,3	2	1520
M-B-3-90h	138,6	3,3	332	50	420	42,0	2	1500
M-C-1-120h	140,3	3,6	325	49,1	418	38,8	2	1582
M-C-2-96h	140	3,6	325	49,1	418	38,9	2	1582
M-C-3-86h	139,7	3,6	325	49,1	420	38,7	2	1540
M-E-1-21h	133,4	5,2	351	56,5	396	25,8	2	1810
M-E-2-27h	133,2	5,0	351	56,5	396	26,5	2	1770
M-E-3-23h	133,2	5,1	351	56,5	397	26,3	2	1835
H-B-1-310h	138,9	3,3	332	61,7	420	42,3	2	1688
H-B-2-309h	138,7	3,3	332	61,7	418	42,3	2	1680
H-B-3-312h	139	3,3	332	61,7	418	42,2	2	1629
H-D-1-311h	159,3	5,4	356	61,7	477	29,7	2	2480
H-D-2-308h	160,2	5,0	356	61,7	476	32,0	2	2440
H-D-3-324h	159,3	5,1	356	61,7	478	31,4	2	2460
H-E-1-322h	133,3	5,1	351	61,7	396	26,1	2	1930
H-E-2-306h	133,4	5,2	351	61,7	396	25,7	2	1955
H-E-3-323h	133,1	5,0	351	61,7	397	26,4	2	1955
H-F-1-307h	133,3	5,4	392	61,7	397	24,5	2	1820
H-F-2-313h	133,1	5,4	392	61,7	397	24,5	2	1915
H-F-3-314h	133,1	5,4	392	61,7	397	24,5	2	1930

Ref. No.	D	t	f <sub>y</sub>	f <sub>c</sub>	L	D/t	L/D	Ultimate load N <sub>u</sub> (kN)
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)			
Bai and Li (2006)								
GZJ1-1	219	7	273	38,2	990	31,3	5	3278
GZJ1-2	219	7	273	38,2	990	31,3	5	3278
GZJ1-3	219	7	273	38,2	990	31,3	5	3278
GZJ2-1	219	7	273	38,2	1200	31,3	6	3200
GZJ2-2	219	7	273	38,2	1200	31,3	6	3200
GZJ2-3	219	7	273	38,2	1200	31,3	6	3200
GZJ3-1	219	7	273	38,2	1420	31,3	7	3070
GZJ3-2	219	7	273	38,2	1420	31,3	7	3070
GZJ3-3	219	7	273	38,2	1420	31,3	7	3070
GZJ4-1	219	7	273	38,2	1640	31,3	8	2956
GZJ4-2	219	7	273	38,2	1640	31,3	8	2956
GZJ4-3	219	7	273	38,2	1640	31,3	8	2956

Sakino K. et al (2004)

(assumed)

CC4-A-2	149	3,0	308	25,4	447	50,3	2	941
CC4-A-4-1	149	3,0	308	40,5	447	50,3	2	1064
CC4-A-4-2	149	3,0	308	40,5	447	50,3	2	1080
CC4-A-8	149	3,0	308	77	447	50,3	2	1781
CC4-C-2	301	3,0	279	25,4	903	101,7	2	2382
CC4-C-4-1	300	3,0	279	41,1	900	101,4	2	3277
CC4-C-4-2	300	3,0	279	41,1	900	101,4	2	3152
CC4-C-8	301	3,0	279	80,3	903	101,7	2	5540
CC4-D-2	450	3,0	279	25,4	1350	152,0	2	4415
CC4-D-4-1	450	3,0	279	41,1	1350	152,0	2	6870
CC4-D-4-2	450	3,0	279	41,1	1350	152,0	2	6985
CC4-D-8	450	3,0	279	85,1	1350	152,0	2	11665
CC6-A-2	122	4,5	576	25,4	366	26,9	2	1509
CC6-A-4-1	122	4,5	576	40,5	366	26,9	2	1657
CC6-A-4-2	122	4,5	576	40,5	366	26,9	2	1663
CC6-A-8	122	4,5	576	77	366	26,9	2	2100
CC6-C-2	239	4,5	507	25,4	717	52,6	2	3035
CC6-C-4-1	238	4,5	507	40,5	714	52,4	2	3583
CC6-C-4-2	238	4,5	507	40,5	714	52,4	2	3647
CC6-C-8	238	4,5	507	77	714	52,4	2	5578
CC6-D-2	361	4,5	525	25,4	1083	79,5	2	5633
CC6-D-4-1	361	4,5	525	41,1	1083	79,5	2	7260
CC6-D-4-2	360	4,5	525	41,1	1080	79,3	2	7045
CC6-D-8	360	4,5	525	85,1	1080	79,3	2	11505
CC8-A-2	108	6,5	853	25,4	324	16,7	2	2275
CC8-A-4-1	109	6,5	853	40,5	327	16,8	2	2446
CC8-A-4-2	108	6,5	853	40,5	324	16,7	2	2402
CC8-C-8	108	6,5	853	77	324	16,7	2	2713
CC8-C-2	222	6,5	843	25,4	666	34,3	2	4964
CC8-C-4-1	222	6,5	843	40,5	666	34,3	2	5638
CC8-C-4-2	222	6,5	843	40,5	666	34,3	2	5714
CC8-C-8	222	6,5	843	77	666	34,3	2	7304
CC8-D-2	337	6,5	823	25,4	1011	52,1	2	8475
CC8-D-4-1	337	6,5	823	41,1	1011	52,1	2	9668
CC8-D-4-2	337	6,5	823	41,1	1011	52,1	2	9835
CC8-D-8	337	6,5	823	85,1	1011	52,1	2	13776



Ref. No.	D	t	f <sub>y</sub>	f <sub>c</sub>	L	D/t	L/D	Ultimate load N <sub>u</sub> (kN)
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)			

Kloppel V. and Goder W. (1957)

41	95	3,66	332	25,3	860	26,0	9	656
43	95	3,4	340	25,3	860	27,9	9	656
83	121	3,66	300	21,4	1050	33,1	9	695
84	121	3,73	333	21,4	1050	32,4	9	746
85	121	3,76	313	24,6	1050	32,2	9	837
86	121	3,99	332	24,6	1050	30,3	9	867
89	121	5,61	349	21,4	1050	21,6	9	998
90	121	5,41	348	21,4	1050	22,4	9	1018
91	121	5,46	336	24,6	1050	22,2	9	1099
92	121	5,56	327	24,6	1050	21,8	9	1079

Furlong R. (1967) (1968)

\*

-1	114,3	3,18	420	29,4	914	35,9	8	712
-2	114,3	3,18	420	29,4	914	35,9	8	756
-3	127	2,41	294	35,6	914	52,7	7	627
-4	127	2,41	294	35,6	914	52,7	7	623
-5	127	2,41	294	35,6	914	52,7	7	658
-6	152,4	1,55	336	21,4	914	98,3	6	682
-7	152,4	1,55	336	26,3	914	98,3	6	721
-8	152,4	1,55	336	26,3	914	98,3	6	733

Chapman J. Neogi P. (1966)

\*

A1	355,6	11,18	361	38,6	1880	31,8	5	11460
A4	355,6	11,18	361	33,3	1880	31,8	5	10710
A5	355,6	4,72	281	21,3	1880	75,3	5	3517
A6	355,6	7,98	361	23,8	2083	44,6	6	7433
B1	127,3	1,63	376	67,2	711	78,1	6	1285
B1X	127,3	1,63	334	67,2	711	78,1	6	1285
B2	127,1	2,95	376	67,2	711	43,1	6	1305
B2X	127,1	2,95	334	67,2	711	43,1	6	1305
DF1	140,1	9,68	270	32,6	406	14,5	3	2949
DF1X	140,1	9,68	273	32,6	406	14,5	3	2949
DF2	140,4	4,93	293	33,2	406	28,5	3	1824
DF2X	140,4	4,93	302	33,2	406	28,5	3	1824
SC1	168,2	4,52	302	31,9	813	37,2	5	2006
SC2	168,4	4,52	302	43,8	813	37,3	5	2233
SC3	168,2	4,52	302	43,8	813	37,2	5	2113
SC4	168,3	4,47	302	23,4	813	37,7	5	1744

Fujii K. (1994)

Loaded on concrete U=Unbonded B=Bonded

U 60-16	114	1,96	266	37	850	58,2	7	588
U 60-35	114	3,3	291	37	850	34,5	7	834
U 60-45	114	4,68	332	37	850	24,4	7	1049
U 60-60	114	6,34	486	37	850	18,0	7	1608
B 60-16	114	1,79	266	37	850	63,7	7	515
B 60-35	114	3,35	291	37	850	34,0	7	785
B 60-45	114	4,44	332	37	850	25,7	7	902
B 60-60	114	6	486	37	850	19,0	7	1334

Ref. No.	D	t	f <sub>y</sub>	f <sub>c</sub>	L	D/t	L/D	Ultimate load N <sub>u</sub> (kN)
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)			

Tang G. et al (1982)

Tang-1	104	2	344	32,65	524	52,0	5	540
Tang-2	105	2,5	344	35,65	530	42,0	5	613
Tang-3	106	3	344	33,47	536	35,3	5	674
Tang-4	107	3,5	380	31,87	542	30,6	5	835
Tang-5	107	4	380	31,87	542	26,8	5	889
Tang-6	108	4,5	344	33,5	548	24,0	5	917
Tang-7	108	5	380	33,5	548	21,6	5	1084
Tang-8	160	2,5	433	32,22	960	64,0	6	1426
Tang-9	140	2,5	433	38,88	840	56,0	6	1124
Tang-10	140	3	426	33,06	840	46,7	6	1208
Tang-11	100	2,5	433	45,77	600	40,0	6	750
Tang-13	100	3	426	29,13	600	33,3	6	723
Tang-15	200	2	237	24,24	980	100,0	5	1411
Tang-16	210	2,5	237	27,07	1040	84,0	5	1607
Tang-17	210	3	233	27,07	1040	70,0	5	1705
Tang-18	180	3	233	24,24	860	60,0	5	1352
Tang-24	250	7	243	46,57	1480	35,7	6	4116
Tang-25	240	10	269	49,8	1440	24,0	6	5135
Tang-39	166	5	288	54,33	1040	33,2	6	1862
Tang-40	166	5	288	43,89	1040	33,2	6	1764
Tang-41	166	5	288	26,73	1040	33,2	6	1372
Tang-42	166	5	288	29,72	1040	33,2	6	1495
Tang-43	166	5	288	23	1040	33,2	6	1392
Tang-44	166	5	288	44,11	1040	33,2	6	1695
Tang-45	166	5	288	55,65	1040	33,2	6	1852
Tang-46	166	5	288	37,75	1040	33,2	6	1627
Tang-47	140	5,3	378	21,86	840	26,4	6	1326
Tang-48	140	5	378	30,58	840	28,0	6	1379
Tang-49	140	5	378	34,92	840	28,0	6	1501
Tang-50	140	5,3	378	51,5	840	26,4	6	1664
Tang-51	140	5	378	42,25	840	28,0	6	1539
Tang-53	92	3	261	20,71	460	30,7	5	501
Tang-54	92	3	261	20,71	920	30,7	10	431
Tang-57	108	4,5	260	20,22	648	24,0	6	665
Tang-58	108	4,5	260	20,22	972	24,0	9	666
Tang-63	108	4	327	39,23	540	27,0	5	836
Tang-64	108	4	338	35,33	756	27,0	7	785
Tang-65	108	4	338	33,54	972	27,0	9	736
Tang-70	108	4,2	260	20,54	648	25,7	6	722
Tang-71	108	4,2	260	22,84	972	25,7	9	640
Tang-73	210	2,5	237	27,07	1040	84,0	5	1607
Tang-74	210	2,5	237	26,56	1670	84,0	8	1323

Knowles R. and Park R (1969)

5'	88,9	5,84	406	41,5	508	15,2	6	991,9
6'	88,9	5,84	406	41,5	508	15,2	6	889,6
11'	82,55	1,4	490	41,5	508	59,0	6	489,3

Ref. No.	D	t	f <sub>y</sub>	f <sub>c</sub>	L	D/t	L/D	Ultimate load N <sub>u</sub> (kN)
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)			
Zhong S. Wang Y. (1978)								
69*	108	4	332	40,4	540	27,0	5	835,9
8*	108	4,5	410	28,6	445	24,0	4	970,2
9*	108	4,5	410	28,6	485	24,0	5	1205,4
17*	140	5	378	45,1	840	28,0	6	1667
23*	108	4,5	260	32,2	970	24,0	9	740,9
26*	152	7	283	42,9	912	21,7	6	1693,4
27*	140	5,5	333	42,9	840	25,5	6	1379,8
31*	95	3,5	349	26,2	860	27,1	9	665,4
33*	121	4	311	22,2	1050	30,3	9	702,7
34*	121	4	317	26,5	1050	30,3	9	851,6
35*	121	6	349	22,2	1050	20,2	9	1007,4
36*	121	6	326	26,5	1050	20,2	9	1088,8
56*	210	2,5	235	27,7	1670	84,0	8	1323
70*	108	4	338	36,3	756	27,0	7	785
74*	140	5	378	23,1	840	28,0	6	1283,8
75*	140	5	378	31,6	840	28,0	6	1391,6
76*	140	5	378	45,1	840	28,0	6	1685,6
77*	140	5	178	51	840	28,0	6	1705,2
84*	100	2,5	244	43,4	600	40,0	6	686
86*	100	2	236	36,7	600	50,0	6	558,6
89*	100	2	236	36,7	600	50,0	6	512,5
Gu (1993)								
D-0-1	169	7,5	360	70,8	690	22,5	4	3080
D-0-2	169	7,5	360	70,8	690	22,5	4	4190
Baochun C. and Hiroshi H. (2003)								
A1	219	6	325	58	1000	36,5	5	2989
B2	219	4	325	47,6	1000	54,8	5	1931
C1	219	4	325	52,3	1000	54,8	5	1980
Masuo K. et al (1991)								
1A2-1-3	190,7	6	505	55,9	1150	31,8	6	3064
1G2-1,2	190,7	6	505	48,4	1150	31,8	6	3150
2A2-1-3	267,4	7	461	55,9	1600	38,2	6	5180
2G2-1,2	267,4	7	461	48,4	1600	38,2	6	5190
Cai S. and Di X. (1985)								
Cai-28 '84	166	5	274	29,62	1100	33,2	7	1985
Cai-1	166	5	277	39,06	710	33,2	4	1656,2
Cai-2	166	5	277	42,24	710	33,2	4	1906,1
Cai-3	166	5	314	42,24	870	33,2	5	1827,7
Cai-4	166	5	284	42,24	870	33,2	5	1862
Cai S. and Gu W. (1985)								
Cai-4	108	4	339	28,99	648	27,0	6	825,16
Cai-5	108	4	339	28,99	648	27,0	6	828,1
Cai-6	108	4	339	28,99	864	27,0	8	766,36
Cai-7	108	4	339	28,99	864	27,0	8	801,64
Cai-8	108	4	339	28,99	864	27,0	8	869,26

## A.2 Prototipos sometidos a axil y momento flector

Ref. No.	D	t	$f_y$	$f_c$	L	D/t	L/D	$e_t$	$e_b$	$N_{max}$	$M_{end}$
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	mm			mm	mm	mm	(kN)

Rangan B. and Joyce M. (1992)

14	76,1	2,6	341	85	520	29,3	7	10	10	425	4,3
----	------	-----	-----	----	-----	------	---	----	----	-----	-----

Matsui C. et al (1995)

4-21	165,2	4,17	358,7	40,9	661	39,6	4	21	21	1265	26,6
4-63	165,2	4,17	358,7	40,9	661	39,6	4	63	63	767	48,3
4-105	165,2	4,17	358,7	40,9	661	39,6	4	105	105	558	58,6
8-21	165,2	4,17	358,7	40,9	1322	39,6	8	21	21	1076	22,6
8-63	165,2	4,17	358,7	40,9	1322	39,6	8	63	63	688	43,3
8-105	165,2	4,17	358,7	40,9	1322	39,6	8	105	105	448	47

Gopal S. and Manoharan P. (2003)

A1	76	2	275	41,6	645	38,0	8	15	15	290	4,4
B1	76	2	275	41,6	645	38,0	8	15	15	275	4,1

Baochun C. and Hiroshi H. (2003)

A1	219	6	325	58	1000	36,5	5	0	0	2989	0
A2	219	6	325	56,1	1000	36,5	5	25	25	2450	61,3
A3	219	6	325	59,4	1000	36,5	5	50	50	1862	93,1
A4	219	6	325	58	1000	36,5	5	75	75	1333	100
A5	219	6	325	54,1	1000	36,5	5	100	100	960	96
A6	219	6	325	54,1	1000	36,5	5	125	125	770	96,3
B1	219	4	325	47,6	1000	54,8	5	0	0	1931	0
B2	219	4	325	48,3	1000	54,8	5	25	25	1646	41,2
B3	219	4	325	49,3	1000	54,8	5	50	50	1236	61,8
B4	219	4	325	49,3	1000	54,8	5	75	75	987	74
B5	219	4	325	48,3	1000	54,8	5	100	100	669	66,9
B6	219	4	325	48,3	1000	54,8	5	125	125	579	72,4
C1	219	4	325	52,3	1000	54,8	5	0	0	1980	0
C2	219	4	325	54,2	1000	54,8	5	25	25	1695	42,4
C3	219	4	325	54,2	1000	54,8	5	50	50	1521	76,1
C4	219	4	325	52	1000	54,8	5	75	75	1017	76,3
C5	219	4	325	54,1	1000	54,8	5	100	100	825	82,5

Tang G. et al (1978)

P-78-2	106	3	298,9	37,1	418	35,3	4	7	7	602,7	4,2
P-78-3	106	3	298,9	37,1	418	35,3	4	14	14	531,16	7,4
P-78-4	106	3	298,9	37,1	418	35,3	4	24	24	404,74	9,7
P-78-5	106	3	298,9	37,1	418	35,3	4	32	32	344,96	11
P-78-6	106	3	298,9	37,1	418	35,3	4	45	45	255,78	11,5
P-78-7	106	3	298,9	37,1	418	35,3	4	60	60	199,92	12

Zhong S. (1994)

—	106	3	299	35,2	451	35,3	4	7,4	7,4	602,7	4,5
—	106	3	299	35,2	451	35,3	4	14,8	14,8	531,2	7,9
—	106	3	299	35,2	451	35,3	4	25,4	25,4	404,7	10,3
—	106	3	299	35,2	451	35,3	4	33,9	33,9	345	11,7
—	106	3	299	35,2	451	35,3	4	47,7	47,7	254,8	12,2
—	106	3	299	35,2	451	35,3	4	63,6	63,6	199,9	12,7

Ref. No.	D	t	f <sub>y</sub>	f <sub>c</sub>	L	D/t	L/D	e <sub>t</sub>	e <sub>b</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>end</sub>
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	mm			mm	mm	(kN)	(kN·m)

Zhong S. (1983)

—	108,6	4,6	271,9	30,7	326	23,6	3	10,78	10,78	674	7,3
—	108,6	4,6	271,9	30,7	326	23,6	3	16,19	16,19	612	9,9
—	108,6	4,6	271,9	30,7	326	23,6	3	21,61	21,61	551	11,9
—	108,6	4,6	271,9	30,7	326	23,6	3	27,02	27,02	431	11,6
—	108,6	4,6	271,9	30,7	326	23,6	3	32,39	32,39	433	14
—	108,6	4,6	271,9	30,7	326	23,6	3	35,52	35,52	445	15,8
—	108,6	4,6	271,9	30,7	326	23,6	3	37,8	37,8	433	16,4
A1	108,1	4,21	300,86	21,5	351	25,7	3	5,41	5,41	776,16	4,2
A2	103	2	300,86	21,5	335	51,5	3	10,4	10,4	284,5	3
A3	108	4,21	300,86	21,5	351	25,7	3	16,25	16,25	623,28	10,1
A4	108,5	4,75	300,86	21,5	353	22,8	3	16,38	16,38	669,34	11
A5	103	1,81	300,86	21,5	335	56,9	3	15,55	15,55	333,2	5,2
A6	108,1	4,33	300,86	21,5	351	25,0	3	21,73	21,73	562,52	12,2
A7	103	4,83	300,86	21,5	335	21,3	3	25,9	25,9	289,1	7,5
A8	103,3	2,02	300,86	21,5	336	51,1	3	26,03	26,03	313,6	8,2
A9	105,3	3,1	300,86	21,5	342	34,0	3	31,91	31,91	352,8	11,3

Cai S. and Di X. (1985)

PA2-3	166	5	277,34	38,2	710	33,2	4	10	10	1641,5	16,4
PA2-4	166	5	277,34	38,2	710	33,2	4	10	10	1568	15,7
PA2-5	166	5	329,28	38,2	710	33,2	4	20	20	1568	31,4
PA2-6	166	5	294	41,1	710	33,2	4	20	20	1568	31,4
PA2-7	166	5	286,16	41,1	710	33,2	4	30	30	1127	33,8
PA2-8	166	5	248,92	41,1	710	33,2	4	30	30	1200,5	36
PA2-9	166	5	313,6	38,2	710	33,2	4	40	40	1038,8	41,6
PA2-10	166	5	279,3	38,2	710	33,2	4	40	40	989,8	39,6
PA2-11	166	5	279,3	38,2	710	33,2	4	60	60	735	44,1
PA2-12	166	5	295,96	38,2	710	33,2	4	60	60	842,8	50,6
PA2-13	166	5	295,96	41,1	710	33,2	4	100	100	563,5	56,4
PA2-14	166	5	295,96	41,1	710	33,2	4	100	100	509,6	51
PA3-3	166	5	289,1	41,1	870	33,2	5	20	20	1430,8	28,6
PA3-4	166	5	295,96	41,1	870	33,2	5	20	20	1523,9	30,5
PA3-5	166	5	297,92	41,1	870	33,2	5	40	40	1019,2	40,8
PA3-6	166	5	279,3	41,1	870	33,2	5	40	40	1038,8	41,6
PA3-7	166	5	295,96	41,1	870	33,2	5	60	60	815,36	48,9
PA3-8	166	5	295,96	41,1	870	33,2	5	60	60	798,7	47,9
PA3-9	166	5	313,6	41,1	870	33,2	5	100	100	509,6	51
PA3-10	166	5	303,8	41,1	870	33,2	5	100	100	490	49

Gu W. et al (1993)

D-20	169	7,5	360	70,8	760	22,5	4	20	20	2240	44,8
D-40	169	7,5	360	70,8	760	22,5	4	40	40	1580	63,2
D-60	169	7,5	360	70,8	760	22,5	4	60	60	1234	74
D-100	169	7,5	360	70,8	760	22,5	4	100	100	820	82

## B Cálculo de la capacidad seccional de los CFT. Programa realizado en MathCad

### Datos de entrada

$d_s$ =diámetro externo  
 $t_s$ =espesor de chapa  
 $E_c$ =Módulo de elasticidad del hormigón  
 $E_s$ =Módulo de elasticidad del acero  
 $f_c$ =Resistencia del hormigón  
 $f_y$ =límite elástico del acero  
 $l$ =longitud de la pieza  
 $d_c$ =diámetro interno  
 $d_s$ =diámetro externo  
 $d_s$ =diámetro externo

Se utiliza un coeficiente  $\beta=0,5$  y una curva de pandeo "a" con  $\alpha=0,21$

Area de hormigón (mm<sup>2</sup>)

$$A_c := \frac{1}{4} \pi \cdot d_c^2$$

Inercia de la sección de hormigón sin tener en cuenta efectos diferidos (mm<sup>4</sup>)

$$I_c := \frac{\pi \cdot d_c^4}{64}$$

Area de acero (mm<sup>2</sup>)

$$A_s := [(d_s - t_s) \pi \cdot t_s]$$

Inercia de la sección de acero (mm<sup>4</sup>)

$$I_s := \frac{(\pi) \cdot (d_s^4 - d_c^4)}{64}$$

Area a cortante  $A_v$  del tubo (mm<sup>2</sup>)

$$a_v := 2 \cdot \frac{A_s}{\pi}$$

$$m_{max} := \left( \frac{1}{1000 \cdot 1000} f_c \cdot A_c \cdot 4 \cdot \frac{500}{2 \cdot 3 \cdot \pi} \right) + \frac{1}{1000 \cdot 1000} f_y \cdot A_s \cdot 2 \cdot 4 \cdot \frac{510}{3 \cdot \pi \cdot 2}$$

### Cálculos

#### Verificación de abolladura local 1=Hay abolladura 0=No hay abolladura

$$\frac{d_s}{t_s} = 100$$

$$a_l := 90 \cdot \frac{235}{f_y}$$

$$d_{al} := \text{if} \left( \frac{d_s}{t_s} > a_l, 1, 0 \right)$$

$$d_{min} := d_s \cdot \frac{f_y}{90 \cdot 235}$$

#### Capacidad a compresión según EN1994 (kN)

$$n_{plrd} := \frac{(A_s \cdot f_y + A_c \cdot f_c)}{1000}$$

$$d_{es} := n_{plrd} \cdot \frac{1 \cdot 1000}{(E_s \cdot A_s + E_c \cdot A_c)}$$

**Verificación de cuantía de acero**

$$\delta := A_s \cdot \frac{f_y}{n_{plrd} \cdot 1000}$$

$$\delta = 0.33$$

$$\text{ver} := \text{if}(0.2 < \delta < 0.9, 1, 0)$$

**Inercia equivalente**

$$e_{ieff} := E_s \cdot I_s + k_o \cdot E_c \cdot I_c$$

**Carga crítica (kN)**

$$n_{cr} := \pi^2 \cdot \frac{e_{ieff}}{((\beta \cdot l))^2 \cdot 1000}$$

**Capacidad (valores característicos)**

$$n_{plrk} := n_{plrd}$$

**Esbeltez**

$$\lambda := \sqrt{\frac{n_{plrk}}{n_{cr}}}$$

**Coefficientes de confinamiento**

$$n_a := \text{if}[\lambda < 0.5, 0.25(3 + 2 \cdot \lambda), 1]$$

$$n_c := \text{if}(\lambda < 0.5, 4.9 - 18.5\lambda + 17 \cdot \lambda^2, 1)$$

**Función de resistencia**

$$\phi := 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

**Cortante plástico**

$$V_{plrd} := a_v \cdot \frac{f_y}{1000 \sqrt{3}}$$

**Desplazamiento máximo**

$$\text{des} := n_{plrd} \cdot \frac{l \cdot 1000}{(E_s \cdot A_s + E_c \cdot A_c)}$$

***Diagrama de interacción seccional*****Definición de variables de cálculo auxiliares (vectores)**

$$i := 0..100$$

$$h_{n_i} := 0.0099999999999999 \cdot d_c \cdot \frac{i}{2}$$

$$y := \sqrt{\left(\frac{d_c}{2}\right)^2 - h_{n_i}^2}$$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{h_{n_i}}{y}\right)$$

$$c\theta := \frac{\pi}{2} - \theta$$

**Area sector circular de hormigón**

$$asch := c\theta \cdot \left(\frac{dc}{2}\right)^2$$

**Centro de gravedad sector circular medido desde el centro del círculo**

$$cgsch := \left[ \left( \frac{\sin(c\theta)}{c\theta} \right) \right] \cdot 2 \cdot \frac{dc}{2 \cdot 3}$$

**Area del triángulo**

$$ath := (hn \cdot y)$$

**Centro de gravedad del triángulo**

$$cgth := 2 \cdot \frac{hn}{3}$$

**Area comprimida de hormigón**

$$ach := asch - ath$$

**Centro de gravedad del área comprimida del hormigón (medido desde la línea media)**

$$cgch := \left[ \frac{((cgsch \cdot asch - ath \cdot cgth))}{(asch - ath)} \right]$$

**Area comprimida de acero**

$$ascs := c\theta \cdot \left(\frac{ds}{2}\right)^2 - c\theta \cdot \left(\frac{dc}{2}\right)^2$$

**Area sector circular externo**

$$asce := c\theta \cdot \left(\frac{ds}{2}\right)^2$$

**Centro de gravedad sector circular acero externo medido desde el centro del círculo**

$$cgsce := \left[ \left( \frac{\sin(c\theta)}{c\theta} \right) \right] \cdot 2 \cdot \frac{ds}{2 \cdot 3}$$

**Centro de gravedad corona circular acero comprimido medido desde el centro del círculo**

$$cgcs := \left[ \frac{((cgsce \cdot asce - cgsch \cdot asch))}{(asce - asch)} \right]$$

**Area de la sección traccionada de acero**

$$asts := As - ascs$$

**Centro de gravedad corona circular acero traccionada medido desde el centro del círculo**

$$cgts := \left[ \frac{((-cgcs \cdot ascs))}{(As - ascs)} \right]$$

**Componente del hormigón a compresión (kN) (sin tener en cuenta el 0,85)**

$$Fhc := ach \cdot \frac{fc}{1000}$$

**Componente del acero a compresión (kN)**

$$Fsc := ascs \cdot \frac{fy}{1000}$$

**Componente del acero a tracción (kN)**

$$Fst := asts \cdot \frac{fy}{1000}$$





**Centro de gravedad del área traccionada del hormigón (medido desde la línea media)**

$$cgtrh2 := \left[ \frac{((cgsch2 \cdot asch2 - ath2 \cdot cgth2))}{(asch2 - ath2)} \right]$$

**Centro de gravedad del área comprimida del hormigón (medido desde la línea media)**

$$cgcrh2 := \left[ \frac{((-cgtrh2 \cdot atrh2))}{\left[ \pi \cdot \left( \frac{dc}{2} \right)^2 - atrh2 \right]} \right]$$

**Centro de gravedad del área traccionada de acero externo**

$$cgsce2 := \left( \left( \frac{\sin(c\theta2)}{c\theta2} \right) \right) \cdot 2 \cdot \frac{ds}{2 \cdot 3}$$

**Centro de gravedad corona circular acero traccionada medido desde el centro del círculo**

$$cgts2 := \left[ \frac{((cgsce2 \cdot asc2 - cgsch2 \cdot asch2))}{(asc2 - asch2)} \right]$$

**Centro de gravedad corona circular acero comprimido medido desde el centro del círculo**

$$cgcs2 := \left[ \frac{((-cgts2 \cdot ast2))}{(As - ast2)} \right]$$

**Componente del hormigón a compresión (kN) (sin tener en cuenta el 0,85)**

$$Fhc2 := acrh2 \cdot \frac{fc}{1000}$$

**Componente del acero a compresión (kN)**

$$Fsc2 := asc2 \cdot \frac{fy}{1000}$$

**Componente del acero a tracción (kN)**

$$Fst2 := ast2 \cdot \frac{fy}{1000}$$

**Equilibrio interno**

$$N2 := Fhc2 + Fsc2 - Fst2$$

**Momento flector (kN\*m) (El signo negativo es necesario para que se cancele con el signo del cgts)**

$$M2 := \left( (-Fhc2 \cdot cgcrh2 \cdot 0.001 - Fsc2 \cdot cgcs2 \cdot 0.001 + Fst2 \cdot cgts2 \cdot 0.001) \right)$$