



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

TESIS DOCTORAL

*Estudio numérico de la capacidad portante
de columnas mixtas de doble tubo rellenas de hormigón*

Autor:

David Pons Aliaga

Dirigida por:

Dr. Manuel L. Romero García

Dra. Ana Espinós Capilla

DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE LOS MEDIOS CONTINUOS
Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS

Valencia, diciembre 2015

*“Si quieres correr, corre una milla.
Si quieres experimentar una vida diferente, corre maratones”*

Emil Zátopek

*“Todos tus sueños se pueden hacer realidad,
si tienes el valor para perseguirlos”*

Walt Disney

*A tí, a vosotros y a ellos,
por regalarme vuestro tiempo.*

Agradecimientos

Expresar el más sincero agradecimiento a mis directores de tesis, Dr. Manuel Luis Romero García y Dra. Ana Espinós Capilla, por su valiosa, consensuada e inestimable ayuda. En particular, a Manolo, por la confianza depositada en mí al proponerme el reto de realizar esta tesis y, a ambos, por sus sabios y acertados consejos que han marcado una diferencia en la misma.

Asimismo, extender mi gratitud a Vicente Alberó por sus convergentes lecciones de Abaqus, su disponibilidad y colaboración. Al personal y técnicos de la Universitat Jaume I y de la Universitat Politècnica de València del grupo de investigación, liderado por el profesor Romero García, por llevar a cabo la campaña experimental del proyecto BIA33144.

A Andrés, Toni *y col.* por la resolución de cuestiones, los gratos momentos y la buena camaradería.

También, agradecer a la Dirección y a la Secretaría del Departamento el respaldo recibido.

Y, a toda mi familia, por su incondicional y constante apoyo.

A todos, gracias.

David

Resumen

Las columnas tubulares de acero rellenas de hormigón compuestas de una sección de doble tubo son de reciente creación. Son el resultado de aplicar la técnica utilizada en la construcción de túneles sumergidos, de construir una sección compuesta tipo sándwich, a base de acero-hormigón-acero.

Además de las ventajas propias de las columnas tubulares de acero rellenas de hormigón (CFST), las columnas de doble tubo poseen otras ventajas adicionales que las hace muy interesantes para proyectistas e ingenieros como son, por ejemplo: menor peso, mayor ductilidad, mayor absorción de energía, y sobretodo, mejor resistencia a fuego. Por otra parte, la mejora de la técnica de fabricación de hormigones de altas resistencias hace que su utilización en columnas de doble tubo produzca una sinergia idónea para diseñar elementos estructurales esbeltos.

Sin embargo, la rápida evolución y desarrollo de la construcción mixta hace que las normas actuales no tengan las expresiones analíticas ni las recomendaciones de diseño actualizadas. Debido a ello y por la relativa solución innovadora de esta configuración, así como la complejidad de realizar ensayos experimentales, existen pocos trabajos experimentales y estudios analíticos acerca de esta tipología de columnas.

Es por esto que el estudio numérico de columnas de doble tubo rellenas de hormigón sea, desde el punto de vista científico, interesante.

El comportamiento mecánico de columnas de doble tubo rellenas de hormigón se estudia en esta tesis a través de un modelo realista tridimensional de elementos finitos. Los valores adoptados de las variables del modelo son el resultado de un amplio análisis de sensibilidad. La precisión del modelo numérico se verifica con ensayos experimentales y, una vez se dispone de un modelo validado, se desarrolla un extenso estudio paramétrico con el fin de evaluar la influencia de los principales factores que afectan la respuesta mecánica de las mismas y poder establecer recomendaciones de diseño. Con esa información, se realiza una comparativa con los resultados de aplicar el método de cálculo de columnas mixtas del Eurocódigo 4 - Parte 1.1, con el propósito de evaluar la validez del método en columnas de doble tubo comprimidas y flexo-comprimidas rellenas de hormigón de ultra alta resistencia.

El alcance de esta tesis queda limitado a columnas circulares esbeltas de doble tubo rellenas de hormigón de resistencia normal y ultra alta resistencia sometidas a carga monotónica centrada y excéntrica de momento uniforme.

Resum

Les columnes tubulars d'acer emplenades de formigó compostes d'una secció de doble tub són de recent creació. Són el resultat d'aplicar la tècnica utilitzada en la construcció de túnels submergits, de construir una secció composta tipus sandvitx, a base d'acer-formigó-acer.

A més dels avantatges propis de les columnes tubulars d'acer emplenades de formigó (CFST), les columnes de doble tub posseeixen altres avantatges addicionals que les fa molt interessants per a enginyers com són, per exemple: menor pes, major ductilitat, major absorció d'energia, i sobretot, millor resistència a foc. D'altra banda, la millora de la tècnica de fabricació de formigons d'altres resistències fa que la seva utilització en columnes de doble tub produïska una sinergia idònia per dissenyar elements estructurals verticals esvelts.

No obstant això, la ràpida evolució i desenvolupament de la construcció mixta fa que les normes actuals no tinguin les expressions analítiques ni les recomanacions de disseny actualitzades. Per aquest motiu i per la relativa solució innovadora d'aquesta configuració, així com la complexitat de realitzar assajos experimentals, existeixen pocs treballs experimentals i estudis analítics sobre aquesta tipologia de columnes.

És per això que l'estudi numèric de columnes de doble tub farcides de formigó siga, des del punt de vista científic, interessant.

El comportament mecànic de columnes de doble tub emplenades de formigó s'estudia en aquesta tesi mitjançant un model realista tridimensional d'elements finits. Els valors adoptats per a les variables del model són el resultat d'una extensa anàlisi de sensibilitat. La precisió del model numèric es verifica amb assajos experimentals i, una vegada es disposa d'un model validat, es desenvolupa un extens estudi paramètric amb la finalitat d'avaluar la influència dels principals factors que afecten la resposta mecànica de les columnes i poder establir recomanacions de disseny. Amb aquesta informació, es realitza una comparativa amb els resultats d'aplicar el mètode de càlcul de columnes mixtes del Eurocódigo 4-Part 1.1, amb el propòsit d'avaluar la validesa del mètode en columnes de doble tub comprimides i flexo-comprimides emplenades de formigó d'ultra alta resistència.

L'abast d'aquesta tesi queda limitat a columnes circulars esveltes de doble tub emplenades de formigó normal i d'ultra alta resistència sotmeses a càrrega monotònica centrada i excèntrica amb moment uniforme.

Abstract

Concrete-filled steel tubular columns composed of double-tube sections are a recent development. This type of sections is the result of applying a technique used in the construction of immersed tunnels, by forming a sandwich composite section made up of steel-concrete-steel.

Apart from the own advantages of concrete-filled steel tubular (CFST) columns, double-tube columns present other additional advantages which make them of great interest for designers and engineers, such as: reduced weight, higher ductility, improved energy absorption and, above all, an enhanced fire resistance. In turn, the improvements in the manufacturing technique of high strength concrete makes their use in double-tube columns create the suitable synergy for the design of slender structural members.

Nevertheless, the fast evolution and development of composite construction has led to a situation where the current design guidance cannot provide updated analytical expressions and recommendations. Give this situation, and due to the innovative nature of this configuration, as well as the complexity of experimental testing, few experimental and analytical works can be found on this typology of columns.

This makes the numerical investigation of concrete-filled double-tube columns interesting from the scientific point of view.

The mechanical behavior of concrete-filled double-tube columns is studied in this thesis through a realistic three-dimensional finite element model. The values adopted for the variables of the model are the result of a comprehensive sensitivity analysis. The accuracy of the numerical model is verified against experimental tests and, once the numerical model is validated, an extensive parametric study is developed, with the aim of studying the influence of the main factors which affect the mechanical response of this columns and being able to provide design recommendations. With this information, a comparative study is carried out with the results of the application of the current calculation method for composite columns in Eurocode 4-Part 1.1, in order to evaluate the validity of the method for double-tube columns subjected to axial compression and combined compression and uniaxial bending, infilled with ultra-high strength concrete.

The scope of this thesis is limited to slender circular double-tube columns filled with normal and ultra-high strength concrete subjected to monotonic concentric or eccentric axial load of uniform bending moment.

Índice general

AGRADECIMIENTOS.....	I
RESUMEN.....	III
RESUM.....	V
ABSTRACT.....	VII
ÍNDICE GENERAL.....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XV
ÍNDICE DE TABLAS.....	XXIII
NOTACIÓN.....	XXV
Capítulo 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.2. OBJETIVO DE LA TESIS.....	4
1.2.1. <i>Objetivos específicos</i>	4
1.3. ESTRUCTURA DE LA TESIS.....	5
Capítulo 2 CONSTRUCCIÓN MIXTA CON DOBLE TUBO.....	7
2.1. INTRODUCCIÓN.....	9
2.2. VENTAJAS DEL DOBLE TUBO.....	10
2.3. SECCIONES DE DOBLE TUBO.....	12
2.4. EJEMPLOS DE USO.....	14
2.5. COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN COLUMNAS MIXTAS.....	16
2.5.1. <i>Columnas CFST</i>	16
2.5.2. <i>Columnas CFDSST</i>	17
2.6. MATERIALES.....	18
2.6.1. <i>Acero</i>	18
2.6.2. <i>Hormigón</i>	18
2.7. INTERACCIÓN ACERO-HORMIGÓN-ACERO.....	22
2.7.1. <i>Confinamiento pasivo</i>	22

Capítulo 3 ESTADO DEL ARTE.....	25
3.1. INTRODUCCIÓN	27
3.2. MODELOS ANALÍTICOS	27
3.2.1. Columnas cortas.....	27
3.2.2. Columnas esbeltas.....	32
3.2.3. Columnas con UHSC.....	33
3.3. MODELOS NUMÉRICOS	34
3.3.1. Columnas cortas.....	34
3.3.2. Columnas esbeltas.....	36
3.3.3. Columnas CFST.....	36
Capítulo 4 DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO	39
4.1. INTRODUCCIÓN	41
4.2. GEOMETRÍA.....	42
4.3. MALLADO DEL MODELO	44
4.4. MATERIALES.....	47
4.4.1. Acero.....	47
4.4.2. Hormigón	52
4.5. INTERACCIONES	64
4.5.1. Contacto normal.....	64
4.5.2. Contacto tangencial.....	64
4.6. PROCESO DE ANÁLISIS	66
4.6.1. Imperfección geométrica de la columna	66
4.6.2. Análisis mecánico no lineal	66
Capítulo 5 VALIDACIÓN, ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD Y RESPUESTA MECÁNICA	69
5.1. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES	71
5.2. VALIDACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO	76
5.3. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD	86
5.3.1. Modelo constitutivo uniaxial del acero.....	86
5.3.2. Modelo constitutivo uniaxial del hormigón	88
5.3.3. Módulo de elasticidad del hormigón.....	91
5.3.4. Imperfección geométrica inicial.....	95

5.3.5. Densidad de malla.....	96
5.3.6. Coeficiente de fricción.....	98
5.4. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA MECÁNICA DE COLUMNAS ESBELTAS	99
5.4.1. Columnas con carga centrada	99
5.4.2. Columnas con carga excéntrica	103
5.4.3. Distribución de la carga en la sección de doble tubo	105
5.5. ÍNDICES DE RENDIMIENTO	107
5.5.1. Índice de contribución del hormigón y del acero interior	107
5.5.2. Índice de rendimiento del hormigón interior	111
5.6. CONCLUSIONES	114
Capítulo 6 ESTUDIO PARAMÉTRICO	115
6.1. INTRODUCCIÓN	117
6.2. VALORES LIMITANTES SEGÚN NORMATIVA VIGENTE.....	118
6.3. DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE ANÁLISIS	121
6.4. RESULTADOS DE LOS CASOS DE ANÁLISIS	125
6.4.1. Carga máxima (N_{max})	126
6.4.2. Índice de resistencia (SI).....	143
6.4.3. Índice de contribución del acero y hormigón interior (CSCR)	154
6.4.4. Índice de rendimiento del hormigón interior (CCR)	165
6.5. CONCLUSIONES	168
Capítulo 7 ESTUDIO COMPARATIVO CON EL EUROCÓDIGO 4	171
7.1. INTRODUCCIÓN	173
7.2. MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO DEL EUROCÓDIGO 4	174
7.2.1. Limitaciones del Eurocódigo 4 adaptadas a columnas doble tubo.....	174
7.2.2. Resistencia de columnas comprimidas.....	177
7.2.3. Resistencia de columnas flexo-comprimidas	178
7.3. COMPARATIVA DE RESULTADOS	181
7.3.1. Columnas con carga centrada	181
7.3.2. Columnas con carga excéntrica	188
7.4. CONCLUSIONES	193

Capítulo 8 CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	195
8.1. CONCLUSIONES GENERALES	197
8.2. CONCLUSIONES PARTICULARES	197
8.3. APORTACIONES ORIGINALES	203
8.4. FUTURAS INVESTIGACIONES	204
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	205
Anexo I MODELOS CONSTITUTIVOS DE MATERIALES	213
I.1. ACERO	215
I.1.1. Modelo elasto-plástico perfecto	215
I.1.2. Modelo de Menegotto-Pinto	216
I.2. HORMIGÓN	218
I.2.1. Modelos de compresión	218
I.2.2. Modelos de tracción	223
Anexo II RESULTADOS EXPERIMENTALES Y NUMÉRICOS	227
II.1. DIAGRAMA DE CAJAS	229
II.2. COLUMNAS CENTRADAS	230
II.3. COLUMNAS EXCÉNTRICAS	236
Anexo III RESULTADOS DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO	243
III.1. CARGA MÁXIMA (NMAX)	245
III.1.1. Excentricidad relativa (e')	245
III.1.2. Longitud (L)	246
III.1.3. Esbeltez adimensional (λ)	246
III.1.4. Resistencia del hormigón del anillo (f_{co})	247
III.1.5. Resistencia del hormigón del núcleo (f_{ci})	248
III.1.6. Combinaciones de f_{co} - f_{ci} en la sección	249
III.2. ÍNDICE DE RESISTENCIA (SI)	251
III.2.1. Excentricidad relativa (e')	251
III.2.2. Esbeltez adimensional (λ)	252
III.2.3. Resistencia del hormigón del anillo (f_{co})	254
III.2.4. Resistencia del hormigón del núcleo (f_{ci})	255

III.3. ÍNDICE DE CONTRIBUCIÓN DEL ACERO Y HORMIGÓN INTERIOR (CSCR)	256
III.3.1. Excentricidad relativa (e').....	256
III.3.2. Esbeltez adimensional (λ).....	256
III.3.3. Resistencia del hormigón del anillo (f_{co}).....	257
III.3.4. Resistencia del hormigón del núcleo (f_{ci}).....	258
III.3.5. Combinaciones de f_{co} - f_{ci} en la sección.....	259
III.4. ÍNDICE DE RENDIMIENTO DEL HORMIGÓN INTERIOR (CCR)	260
III.4.1. Excentricidad relativa (e').....	260
III.4.2. Esbeltez adimensional (λ).....	260
III.4.3. Combinaciones de f_{co} - f_{ci} en la sección.....	261

Índice de figuras

Figura 2-1. Secciones mixtas circulares más utilizadas en columnas.....	10
Figura 2-2. Secciones más usuales de doble piel (Zhao, X.L. y col., 2002a)	13
Figura 2-3. Vista esquemática: nuevas secciones en doble piel.....	13
Figura 2-4 Vista esquemática: Pilas circulares en doble piel (Li, W. y col., 2012a).....	14
Figura 2-5. Monoposte <i>mixto</i> de sección variable circular en doble piel (Li, W. y col., 2012b).	15
Figura 2-6. Vista esquemática: Columna de doble piel en edificación (Li, W. y col., 2012a).	15
Figura 2-7 Diagrama tensión-deformación de compresión del hormigón (<i>fib</i> , 2013)	20
Figura 3-1. Formación de grietas en el hormigón a flexo-tracción (Li, W. y col., 2014b)	32
Figura 4-1. Ensamblaje de las partes del modelo en columna doble piel (CFDSST).....	42
Figura 4-2. Detalle de la articulación real y del modelo.	42
Figura 4-3. Ensamblaje de las partes del modelo en columna doble tubo (CFDST).	43
Figura 4-4. Ensamblaje de las partes del modelo en columna monotubo (CFST).	43
Figura 4-5. Detalle de aplicación de la carga centrada y excéntrica en el modelo.....	44
Figura 4-6. Elementos finitos empleados en el modelo numérico (ABAQUS, 2014).....	45
Figura 4-7. Tamaño de malla y tipos EF utilizados en el modelo de carga centrada.....	46
Figura 4-8. Tamaño de malla y tipos EF utilizados en el modelo de carga excéntrica.....	46
Figura 4-9. Modelo uniaxial de acero de Menegotto-Pinto.	48
Figura 4-10. Estado multiaxial de tensiones de un tubo de acero.	51
Figura 4-11. Modelo uniaxial de compresión (Tao, modificado) para hormigón ($f_c=30\text{MPa}$).	55
Figura 4-12. Modelo uniaxial de compresión (Tao, modificado) para hormigón ($f_c=141\text{MPa}$). ...	55
Figura 4-13. Modelo uniaxial de tracción σ - ε (Código Modelo) para hormigón ($f_c=45,4\text{MPa}$). ...	57
Figura 4-14. Modelo uniaxial de tracción σ - w (Código Modelo) para hormigón ($f_c=45,4\text{MPa}$). 57	
Figura 4-15. Modelo de Drucker-Prager (ABAQUS, 2014).	59
Figura 4-16. Modelo de Concrete Damaged Plasticity (ABAQUS, 2014)	62
Figura 4-17. Modelo friccional isotrópico de Coulomb (ABAQUS, 2014)	65

Índice de figuras

Figura 5-1. Dimensiones de la secciones doble tubo de las columnas experimentales	73
Figura 5-2. Dimensiones de las secciones monotubo de las columnas experimentales	74
Figura 5-3. Representación de los valores experimentales y numéricos en columnas centradas. ..	79
Figura 5-4. Representación de los valores experimentales y numéricos en columnas excéntricas.	79
Figura 5-5. Valores de ξ_{E-N} en columnas centradas, por agrupación de hormigones.....	80
Figura 5-6. Valores de ξ_{E-N} en columnas excéntricas, por agrupación de hormigones.....	80
Figura 5-7. Curvas experimental y numérica, NR01- C200-3-30_C114-8-00_00	81
Figura 5-8. Curvas experimental y numérica, NR10- C200-6-150_C114-3-00_00	82
Figura 5-9. Curvas experimental y numérica, NR03- C200-3-30_C114-8-150_00	82
Figura 5-10. Curvas experimental y numérica, NR12- C200-6-150_C114-3-150_00.....	83
Figura 5-11. Curvas experimental y numérica, NR19- C200-3-150_C114-8-00_50	84
Figura 5-12. Curvas experimental y numérica, NR22- C200-6-150_C114-3-00_50	84
Figura 5-13. Curvas experimental y numérica, NR17- C200-6-30_C114-3-30_50	85
Figura 5-14. Curvas experimental y numérica, NR18- C200-6-30_C114-3-150_50	85
Figura 5-15. Comparativa de diversos modelos constitutivos del acero.....	87
Figura 5-16. Comparativa de la respuesta experimental frente a la numérica empleando varios modelos σ - ϵ de acero	88
Figura 5-17. Representación de los modelos constitutivos uniaxiales de hormigón para NSC	89
Figura 5-18. Representación de los modelos constitutivos uniaxiales de hormigón para UHSC ..	89
Figura 5-19. Comparativa de las curvas experimental y numéricas de diferentes	90
Figura 5-20. Comparativa de las curvas experimental y numéricas de diferentes	90
Figura 5-21. Representación de las expresiones para estimar E_c	92
Figura 5-22. Comparativa de las curvas experimental y numéricas del modelo de Tao con distintas E_c obtenidas con NSC.....	93
Figura 5-23. Comparativa de las curvas experimental y numéricas del modelo de Tao con distintas E_c obtenidas con UHSC.....	93
Figura 5-24. Comparativa de las curvas experimental y numérica con diferentes imperfecciones.	95
Figura 5-25. Comparativa de las curvas experimental y numérica con diferentes tamaños de EF.	97
Figura 5-26. Representación de la geometría deformada en una columna centrada.....	99

Figura 5-27. Respuesta mecánica @0,5L de una columna centrada.	100
Figura 5-28. Tensiones longitudinales en carga máxima @0,5L de una columna centrada.	102
Figura 5-29. Representación de la geometría deformada en una columna excéntrica.....	103
Figura 5-30. Tensiones longitudinales en carga máxima en @0,5L de una con columna carga excéntrica.	104
Figura 5-31. Distribución de la carga en una columna centrada doble piel (<i>fino-grueso</i>).....	105
Figura 5-32. Valores del índice CSCR experimental en columnas con carga centrada.	108
Figura 5-33. Valores del índice CSCR experimental en columnas con carga excéntrica.....	110
Figura 5-34. Valores del índice CCR experimental en columnas con carga centrada.	112
Figura 5-35. Valores del índice CCR experimental en columnas con carga excéntrica.....	113
Figura 6-1. Representación del índice de confinamiento de las secciones analizadas	124
Figura 6-2. Influencia de la excentricidad sobre Nmax ($\bar{\lambda}=0,5$).....	127
Figura 6-3. Influencia de la excentricidad sobre Nmax ($\bar{\lambda}=1,5$).....	128
Figura 6-4. Efecto de la longitud sobre la Nmax en columnas centradas (C31).	129
Figura 6-5. Influencia de la longitud sobre Nmax en columnas centradas (C31-C32).....	130
Figura 6-6. Influencia de la longitud (L) sobre Nmax en columnas excéntricas (C31).....	130
Figura 6-7. Efecto de la esbeltez sobre la carga máxima en columnas centradas.	131
Figura 6-8. Influencia de la esbeltez adimensional sobre Nmax en columnas excéntricas.....	132
Figura 6-9 Influencia f_{co} sobre Nmax en columnas centradas.....	133
Figura 6-10 Influencia f_{co} sobre Nmax en columnas excéntricas.....	133
Figura 6-11. Influencia de f_{ci} sobre Nmax en columnas centradas.	134
Figura 6-12. Influencia de f_{ci} sobre Nmax en columnas excéntricas.	135
Figura 6-13. Tendencia de Nmax con la combinación f_{co} - f_{ci} en columnas centradas (C31) ...	136
Figura 6-14. Tendencia de Nmax con la combinación f_{co} - f_{ci} en columnas centradas (C32). ..	137
Figura 6-15. Tendencia de Nmax con la combinación f_{co} - f_{ci} en columnas excéntricas.....	137
Figura 6-16. Influencia de la distribución de espesores en la sección sobre la carga máxima.....	139
Figura 6-17. Influencia del índice de confinamiento sobre la carga máxima.....	141
Figura 6-18. Representación del índice de confinamiento en función de f_{co}	141

Índice de figuras

Figura 6-19. Influencia de la excentricidad sobre el índice de resistencia.....	145
Figura 6-20. Efecto de la excentricidad de la carga sobre el índice de resistencia (SI).....	146
Figura 6-21. Curvas SI- λ en columnas de doble tubo centradas.	147
Figura 6-22. Efecto de la esbeltez adimensional sobre la SI en columnas centradas.....	149
Figura 6-23. Efecto de la esbeltez sobre la SI en columnas excéntricas	150
Figura 6-24 Influencia f_{co} sobre SI en columnas centradas.	150
Figura 6-25 Influencia f_{co} sobre SI en columnas excéntricas.	151
Figura 6-26. Influencia de f_{ci} sobre SI en columnas centradas.....	152
Figura 6-27. Influencia de f_{ci} sobre SI en columnas excéntricas.	152
Figura 6-28. Influencia de la combinación f_{co} - f_{ci} sobre SI.....	153
Figura 6-29. Efecto de la excentricidad sobre CSCR.....	155
Figura 6-30. Efecto de la excentricidad de la carga sobre CSCR.....	157
Figura 6-31. Efecto de la esbeltez adimensional sobre CSCR.....	158
Figura 6-32. Efecto de la esbeltez adimensional sobre CSCR en columnas $e'=0$ - $f_{co}=30$ MPa....	159
Figura 6-33. Efecto de la esbeltez adimensional sobre CSCR en columnas $e'=0$ - $f_{co}=90$ MPa....	159
Figura 6-34. Efecto de la esbeltez adimensional sobre CSCR en columnas $e'=0$ $f_{co}=150$ MPa..	160
Figura 6-35 Influencia f_{co} sobre CSCR en columnas centradas.	160
Figura 6-36 Influencia f_{co} sobre CSCR en columnas excéntricas.	161
Figura 6-37. Influencia de f_{ci} sobre CSCR en columnas centradas.....	162
Figura 6-38. Influencia de f_{ci} sobre CSCR en columnas excéntricas.	162
Figura 6-39. Influencia de la combinación f_{co} - f_{ci} sobre CSCR.	163
Figura 6-40. Influencia de la excentricidad sobre CCR en columnas.....	166
Figura 6-41. Influencia de f_{co} - f_{ci} sobre CCR en columnas centradas.	166
Figura 6-42. Influencia de la distribución de espesores sobre CCR en columnas centradas.	167
Figura 7-1. Diagrama de interacción simplificada M-N y sus distribuciones de tensiones correspondientes (AENOR, 2013d)	180
Figura 7-2. Representación de valores N_{num} y N_{Ec4} en columnas centradas.....	182
Figura 7-3. Valores de ξ_{N-Ec4} , agrupados por esbelteces en columnas centradas.	183

Figura 7-4. Valores de ξ_{N-Ec4} agrupados por secciones en columnas centradas.....	184
Figura 7-5. Valores de ξ_{N-Ec4} agrupados por sección y esbeltez en columnas centradas.....	186
Figura 7-6. Valores de ξ_{N-Ec4} agrupados por combinación de f_{co} - f_{ci}	187
Figura 7-7. Representación de valores de N_{NUM} y N_{Ec4} en columnas excéntricas.....	189
Figura 7-8. Valores de ξ_{N-Ec4} agrupados por esbelteces en columnas excéntricas.....	190
Figura 7-9. Valores de ξ_{N-Ec4} , agrupados por secciones, en columnas excéntricas.....	191
Figura 7-10. Valores de ξ_{N-Ec4} con las combinaciones f_{co} - f_{ci} en columnas excéntricas.....	192

ANEXO I

Figura I-1. Modelo elasto-plástico perfecto (sin endurecimiento por deformación).....	215
Figura I-2. Modelo elasto-plástico de Menegotto-Pinto con endurecimiento por deformación.	216
Figura I-3. Modelo valores <i>verdaderos</i> frente a <i>ingeniería</i> .(AENOR, 2013c)	217
Figura I-4. Representación del modelo de Tao (Tao, Z. y col., 2013).....	220
Figura I-5. Representación del modelo de Han.(Han, L.-H. y col., 2007)	221
Figura I-6. Representación del modelo de Hajjar (Hajjar, J. y Gourley, B., 1996).....	223
Figura I-7. Modelo uniaxial σ - ε de tracción para hormigón ($f_c=45,4\text{MPa}$).....	224
Figura I-8. Modelo uniaxial σ - w de tracción para hormigón ($f_c=45,4\text{MPa}$).....	225

ANEXO II

Figura II-1. Diagrama de caja (Romero, R. y Zúnica, L.R., 2005).....	229
Figura II-2. NR01 C200-3-30_C114-8-00_00.....	230
Figura II-3. NR02 C200-3-30_C114-8-30_00.....	230
Figura II-4. NR03 C200-3-30_C114-8-150_00.....	231
Figura II-5. NR04 C200-6-30_C114-3-00_00.....	231
Figura II-6. NR05 C200-6-30_C114-3-30_00.....	232
Figura II-7. NR06 C200-6-30_C114-3-150_00.....	232
Figura II-8. NR07 C200-3-150_C114-8-00_00.....	233
Figura II-9. NR08 C200-3-150_C114-8-30_00.....	233
Figura II-10. NR09 C200-3-150_C114-8-150_00.....	234
Figura II-11. NR10 C200-6-150_C114-3-00_00.....	234

Índice de figuras

Figura II-12. NR11 C200-6-150_C114-3-30_00	235
Figura II-13. NR12 C200-6-150_C114-3-150_00	235
Figura II-14. NR13 C200-3-30_C114-8-00_50	236
Figura II-15. NR14 C200-3-30_C114-8-30_50	236
Figura II-16. NR15 C200-3-30_C114-8-150_50	237
Figura II-17. NR16 C200-6-30_C114-3-00_50	237
Figura II-18. NR17 C200-6-30_C114-3-30_50	238
Figura II-19. NR18 C200-6-30_C114-3-150_50	238
Figura II-20. NR19 C200-3-150_C114-8-00_50	239
Figura II-21. NR20 C200-3-150_C114-8-30_50	239
Figura II-22. NR21 C200-3-150_C114-8-150_50	240
Figura II-23. NR22 C200-6-150_C114-3-00_50	240
Figura II-24. NR23 C200-6-150_C114-3-30_50	241
Figura II-25. NR24 C200-6-150_C114-3-150_50	241

ANEXO III

Figura III-1. Nmax – e' C41 (f-g) $\lambda = 0,5$ fco=30MPa.....	245
Figura III-2. Nmax – e' C41 (f-g) $\lambda = 0,5$ fco=90MPa.....	245
Figura III-3. Nmax – e' C41 (f-g) $\lambda = 0,5$ fco=150MPa	245
Figura III-4. Nmax – L C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas.....	246
Figura III-5. Nmax – λ fco=0MPa C41 (f-g) y C42 (g-f) Doble piel centradas	246
Figura III-6. Nmax – fco C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas	247
Figura III-7. Nmax – fco C41 (f-g) excéntricas.....	247
Figura III-8. Nmax – fci C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas.....	248
Figura III-9. Nmax – fci C41 (f-g) excéntricas	248
Figura III-10. Nmax – fco-fci C41 (f-g) centradas.....	249
Figura III-11. Nmax – fco-fci C42 (g-f) centradas.....	249
Figura III-12. Nmax – fco-fci C41 (f-g) excéntricas.....	250
Figura III-13. SI – e' C41 (f-g).....	251

Figura III-14. SI- λ C41 (f-g) – C42 (g-f).....	252
Figura III-15. SI- λ C41 (f-g) Doble piel (fci=30MPa) centrada.....	252
Figura III-16. SI- λ C41 (f-g) Doble tubo (fci=30MPa) centrada.....	253
Figura III-17. SI- λ C41 (f-g) Doble tubo (fci=150MPa) centrada.....	253
Figura III-18. SI – fco C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas	254
Figura III-19. SI – fco C41 (f-g) excéntricas	254
Figura III-20. SI – fci C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas	255
Figura III-21. SI – fci C41 (f-g) excéntricas.....	255
Figura III-22. CSCR – e' C41 (f-g) – C42 (g-f)	256
Figura III-23. CSCR- λ C41 (f-g) – C42 (g-f).....	256
Figura III-24. CSCR – fco C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas	257
Figura III-25. CSCR – fco C41 (f-g) excéntricas	257
Figura III-26. CSCR – fci C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas	258
Figura III-27. CSCR – fci C41 (f-g) excéntricas.....	258
Figura III-28. CSCR – Combinación fco-fci C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas	259
Figura III-29. CSCR – Combinación fco-fci C41 (f-g) excéntricas.....	259
Figura III-30. CCR – e' C41 (f-g) – C42 (g-f)	260
Figura III-31. CCR- λ C41 (f-g) – C42 (g-f) centradas	260
Figura III-32. CCR – Combinación fco-fci C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas.....	261

Índice de tablas

Tabla 4.1. Valores experimentales de ingeniería las columnas ensayadas (MPa)	49
Tabla 4.2. Valores experimentales de los hormigones de las columnas ensayadas (MPa)	53
Tabla 5.1. Listado de las propiedades mecánicas de la campaña experimental	75
Tabla 5.2. Resultados obtenidos en columnas doble tubo con carga centrada.	77
Tabla 5.3. Resultados obtenidos en columnas doble tubo con carga excéntrica.	78
Tabla 5.4. Resultados obtenidos en columnas CFST con carga centrada y excéntrica	78
Tabla 5.5. Expresiones de módulo de elasticidad para hormigón en masa y peso normal.....	91
Tabla 5.6. Valores de E_c para f_c de 30 y 150MPa según normas y otros.	92
Tabla 5.7. Comparativa del error en las estimaciones E_c con $f_c=30$ MPa y 150MPa.....	94
Tabla 5.8. Comparativa de ξ_{E-N} con diferentes tamaño de EF.	96
Tabla 5.9. Comparativa de ξ_{E-N} con diferentes coeficientes de fricción (μ).....	98
Tabla 5.10. Tasa de distribución de la carga de una columna centrada de doble piel.	106
Tabla 5.11. Resultados de CSCR en columnas con carga centrada.....	108
Tabla 5.12. Resultados de CSCR en columnas con carga excéntrica	109
Tabla 5.13. Resultados experimentales de CCR en columnas con carga centrada.....	111
Tabla 5.14. Resultados experimentales de CCR en columnas con carga excéntrica	112
Tabla 6.1. Rango de valores de las variables del estudio paramétrico.....	121
Tabla 6.2. Características del modelo aplicadas en las simulaciones del estudio paramétrico.....	122
Tabla 6.3. Relación de espesores de las secciones analizadas en el estudio paramétrico	123
Tabla 6.4. Valores del índice de confinamiento de las secciones del estudio paramétrico	124
Tabla 6.5. Resultados de N_{max} ($\bar{\lambda}=0,2$) numéricos y E_c4 en columnas con carga centrada ...	132
Tabla 6.6. Recomendaciones de diseño en columnas centradas de doble tubo.	140
Tabla 6.7. Resultados de SI en columnas en función de la excentricidad relativa.	144
Tabla 6.8. Resultados de CSCR en función de la excentricidad relativa.....	156
Tabla 7.1. Cuantías de las secciones del estudio paramétrico.	178

Notación

Caracteres latinos en mayúsculas

A_e	Área de la sección del CFST de hormigón
A_{eo}	Área de la sección del anillo de hormigón
A_{ei}	Área de la sección del núcleo de hormigón
A_{so}	Área de la sección del tubo exterior
A_{si}	Área de la sección del tubo interior
D	Diámetro del tubo. Anchura del tubo cuadrado o rectangular
D_o	Diámetro del tubo exterior
D_i	Diámetro del tubo interior
E_s	Módulo de elasticidad del acero estructural
E_c	Módulo secante del hormigón
E_{eo}	Módulo secante el anillo de hormigón
E_{ei}	Módulo secante del núcleo de hormigón
$(EI)_{eff}$	Rigidez efectiva a flexión
I_{so}	Momento de inercia de la sección tubo exterior
I_{si}	Momento de inercia de la sección tubo exterior
I_{eo}	Momento de inercia de la sección del anillo de hormigón
I_{ei}	Momento de inercia de la sección del núcleo de hormigón
L	Longitud de la columna
L_e	Longitud efectiva de la columna
M	Momento flector aplicado
M_{Ed}	Resistencia a flexión de la columna
$M_{pl,NEd}$	Resistencia plástica a flexión
N_{pl}	Resistencia plástica de la sección
N	Carga axial aplicada
N_{cr}	Carga crítica elástica de pandeo
N_{Ed}	Resistencia a compresión de la columna
N_{max}	Carga máxima
N_{pl}	Resistencia plástica de la sección

Caracteres latinos en minúsculas

e	Excentricidad de la carga aplicada en extremos de la columna
e'	Excentricidad relativa
e_{imp}	Imperfección del elemento
f_c	Resistencia a compresión del ensayo probeta cilíndrica del hormigón
f_{ck}	Resistencia característica cilíndrica del hormigón a 28 días
f_{co}	Resistencia a compresión del hormigón del anillo
f_{ci}	Resistencia a compresión del hormigón del núcleo
f_{cu}	Resistencia característica cúbica del hormigón a 28 días
f_{ct}	Resistencia del hormigón a tracción
f_{tk}	Resistencia característica del hormigón a tracción
f_{to}	Resistencia a tracción del hormigón del anillo
f_{ti}	Resistencia a tracción del hormigón del núcleo
f_y	Límite elástico del acero
f_{yo}	Límite elástico del acero del tubo exterior
f_{yi}	Límite elástico del acero del tubo interior
f_u	Límite de rotura del acero
f_{uo}	Límite de rotura del acero del tubo exterior
f_{ui}	Límite de rotura del acero del tubo interior
t_o	Espesor del tubo exterior
t_i	Espesor del tubo interior

Caracteres griegos en minúsculas

α	Factor de imperfección
β	Ángulo de fricción
δ	Ratio de contribución de acero
δ_{\max}	Desplazamiento máximo axial
χ'	Índice del hueco de la sección (<i>Hollow section ratio</i>)
χ	Factor de reducción
ε	Deformación
ε_o	Deformación
ε_c	Deformación
$\bar{\lambda}$	Esbeltez adimensional de la columna
σ	Tensión normal
τ	Tensión tangencial
μ	Coefficiente de fricción
ν	Coefficiente de Poisson
ξ	Índice del error
ζ	Índice de confinamiento
ψ	Ángulo de dilatancia

Siglarío

A-A	Condiciones contorno: articulada-articulada
CCR	Índice de contribución del hormigón interior (<i>Concrete Contribution Ratio</i>)
CSCR	Índice de contribución del acero del tubo interior y del hormigón interior (<i>Concrete and Steel Contribution Ratio</i>)
CFDST	Elemento de doble tubo de acero relleno de hormigón (<i>Concrete-Filled Double Steel Tube</i>)
CFDSSST	Elemento de doble tubo de acero relleno de hormigón en el anillo, Tubo de acero de doble piel (<i>Concrete-Filled Double Skin Steel Tube</i>)
CFST	Tubo de acero relleno de hormigón (<i>Concrete-Filled Steel Tube</i>)
CFT	Tubo relleno de hormigón (<i>Concrete-Filled Tube</i>)
CHS	Tubo sección circular, tubo circular de acero (<i>Circular Hollow Section, Circular Hollow Steel</i>)
CDP	Criterio de plasticidad (<i>Concrete Damaged Plasticity</i>)
EHS	Tubo sección elíptica de acero (<i>Elliptic Hollow Section</i>)
D-P	Criterio de plasticidad (<i>Drucker-Prager</i>)
DSC	Construcción en doble piel (<i>Double Skin Construction</i>)
EF	Elemento finito
FEM	Modelo por elementos finitos (<i>Finite Element Model</i>)
HSC	Hormigón de alta resistencia (<i>High Strength Concrete</i>)
HSS	Acero de alta resistencia (<i>High Strength Steel</i>)
NSC	Hormigón de resistencia normal o convencional (<i>Normal Strength Concrete</i>)
RC	Hormigón armado (<i>Reinforced Concrete</i>)
UHSC	Hormigón de ultra alta resistencia (<i>Ultra-High Strength Concrete</i>)
RHS	Sección rectangular hueca (<i>Rectangular Hollow Section</i>)
SCC	Hormigón auto-compactable (<i>Self-Consolidating Concrete</i>)
SCSS	Sección acero-hormigón-acero (<i>Steel-Concrete-Steel Sandwich</i>)
SHS	Sección cuadrada hueca / Secciones huecas de acero (<i>Square Hollow Section, Steel Hollow Section</i>)
SI	Índice de resistencia (<i>Strength Index</i>)

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

En este capítulo, se explica cuál es el objetivo de la tesis, se exponen los objetivos particulares a los que se pretende llegar y se presenta la estructura de la misma, ordenada por capítulos.

1.1. Introducción

La sección de doble tubo aplicado a columnas tubulares de acero rellenas de hormigón es de reciente creación. Es el resultado de aplicar la técnica, utilizada en la construcción de túneles sumergidos, de construir una sección compuesta tipo sándwich a base de acero-hormigón-acero.

Recientemente, la idea de obtener columnas mixtas más ligeras está creciendo en el ámbito de las infraestructuras, ya que la reducción del peso propio de los elementos verticales proporciona otras ventajas adicionales, como una mejor respuesta ante cargas sísmicas.

Además de los beneficios propios de las columnas mixtas convencionales (CFST), las columnas mixtas de doble tubo poseen otras ventajas adicionales que las hace muy interesantes para la edificación como, por ejemplo: menor peso, mayor ductilidad, mayor absorción de energía y, sobretodo, mejor resistencia a fuego.

Cada vez es más habitual el empleo del hormigón de alta resistencia (HSC) gracias la mejora de la técnica de fabricación de hormigones y la reducción de sus costes de fabricación. En este sentido, el hormigón de ultra alta resistencia (UHSC) está siendo utilizado en elementos estructurales muy esbeltos ya que presenta grandes ventajas, principalmente, en elementos sometidos a grandes cargas de compresión, como ocurre en columnas de edificios altos y pilas de puente. Sin embargo, éstos presenta algunas desventajas como su frágil rotura a temperatura ambiente y la aplicación del Eurocódigo 4-Parte 1-1 (AENOR, 2013d), ya que limita la clase resistente a 50MPa.

El empleo de materiales de altas resistencias en pilares CFST hace reducir su sección mientras aumenta la esbeltez del elemento, como consecuencia, aparecen problemas de pandeo. Por esta razón, se necesita investigar nuevas secciones para garantizar que este tipo de columnas proporcionan una respuesta estructural adecuada.

De igual manera, la rápida evolución y el gran desarrollo de la construcción mixta ha producido que las normas actuales no tengan las expresiones analíticas ni las recomendaciones de diseño puestas al día.

1.2. Objetivo de la tesis

El objetivo general de esta tesis doctoral es estudiar numéricamente la capacidad portante de columnas mixtas esbeltas circulares de doble tubo de acero rellenas de hormigón de ultra alta resistencia sometidas a carga axial y a carga excéntrica.

Para tal propósito, se desarrollará un modelo tridimensional no lineal. El modelo numérico se validará con ensayos experimentales y, éste se utilizará para analizar la influencia de las principales variables que afectan el comportamiento mecánico de las columnas de doble tubo rellenas de hormigón.

Con el modelo validado, se desarrollará un estudio paramétrico que servirá para comparar con los resultados obtenidos de aplicar el método de cálculo del Eurocódigo 4. De esta manera, se obtendrá el grado de precisión de las estimaciones de proporcionadas por la norma con el propósito de obtener recomendaciones de diseño en columnas de doble tubo rellenas de hormigón.

1.2.1. Objetivos específicos

Para alcanzar el objetivo general de esta tesis, antes, se deben conseguir los siguientes objetivos:

- Revisión de los modelos numéricos disponibles en la literatura técnica para caracterizar el comportamiento de los materiales utilizados en secciones de doble tubo.
- Desarrollo de un modelo tridimensional no lineal de elementos finitos para columnas de doble tubo en la que se incluya las apreciaciones más reales de tal manera que la respuesta mecánica de las columnas sean obtenidas con mayor precisión.
- Determinación de los valores adecuados de los diferentes parámetros del modelo por medio de un análisis de sensibilidad.
- Validación de los modelos numéricos comparando con ensayos experimentales propios realizados por el grupo de investigación al cual pertenece el autor.

- Realización de un estudio paramétrico que cubra un rango de valores comunes en la práctica para las distintas variables del problema y permitan esbozar conclusiones de su influencia.
- Investigación de la aplicabilidad de las expresiones analíticas de la normativa vigente del Eurocódigo 4 que estiman la capacidad portante de columnas esbeltas de doble tubo de acero con carga axial y carga excéntrica rellenos de hormigón.
- Desarrollo de recomendaciones de diseño que sirva como referencia a proyectistas en el futuro y pueda mejorar la precisión de los métodos analíticos actuales.
- Comparación de la efectividad de la distribución de los materiales en la sección compuesta en función de la respuesta mecánica en las columnas mixtas de doble tubo rellenas de hormigón.

1.3. Estructura de la tesis

Esta tesis doctoral está estructurada en nueve capítulos y tres anexos, incluyendo la introducción, las conclusiones y las referencias bibliográficas.

En el capítulo 2, se realiza una descripción de las columnas mixtas de doble tubo, analizando su origen, tipología de las secciones, ejemplos de uso. Se describen las ventajas del doble tubo sobre las columnas convencionales CFT, se analiza la interacción acero-hormigón-acero, el comportamiento del hormigón de ultra alta resistencia y se describe el comportamiento mecánico a compresión, flexo-compresión y flexo-tracción en columnas doble tubo.

En el capítulo 3, se presenta una revisión actualizada del estado del arte cubriendo las investigaciones realizadas de carácter experimental y numérico, haciendo especial hincapié en la descripción de los modelos uniaxiales y modelos de plastificación de los materiales. También, aquellas que realizan comparativas con la norma europea de estructuras mixtas de acero y hormigón.

En el capítulo 4, se describe con detalle las características del modelo numérico desarrollado y el tratamiento de los materiales utilizados en la investigación.

En el capítulo 5, se describe la campaña de ensayos experimentales que se utilizarán para la validación del modelo. En el análisis de sensibilidad se estudia

la influencia de los principales factores del modelo sobre la simulación, encontrando el mejor ajuste y, se explica la respuesta mecánica del modelo numérico.

En el capítulo 6, se desarrolla el estudio paramétrico para conocer qué variables y cómo influyen en la respuesta mecánica. Se definen una serie de parámetros que cuantifican el rendimiento mecánico.

En el capítulo 7, se procede al cálculo por el método del Eurocódigo 4 de todos los casos anteriores, comparando y evaluando el ajuste de las formulaciones proporcionados por la norma.

Finalmente, el capítulo 8 contiene las principales conclusiones obtenidas a lo largo del desarrollo de la tesis, las aportaciones originales y las posibles líneas de investigación.

En capítulo aparte, se indexa las referencias bibliográficas, ordenadas por orden alfabético.

En el Anexo I, se representan los modelos constitutivos de materiales del modelo numérico.

En el Anexo II, se muestran todos los resultados experimentales y numéricos para la validación del modelo.

Y, el Anexo III contiene los resultados del estudio paramétrico.

Capítulo 2

CONSTRUCCIÓN MIXTA

CON DOBLE TUBO

En este capítulo, se presentan las secciones de columnas de doble tubo, las ventajas sobre las columnas CFST y ejemplos de uso. Se describe el comportamiento mecánico de las mismas y de los materiales empleados, así como, la interacción entre ambos.

2.1. Introducción

La construcción mixta hace servir, adecuadamente, los beneficios de diferentes materiales para crear elementos estructurales, cuyas capacidades mecánicas son mejores que cuando trabajan por separado.

En los sistemas constructivos mixtos, verticales u horizontales, se distinguen dos grupos: El primer grupo está formado por elementos construidos por una capa acero y otra de hormigón como, por ejemplo: los *tubos convencionales de acero rellenos de hormigón* (CFST), los forjados de chapa colaborante, etc.; y, por otro lado, se encuentran aquellos denominados de *sistemas de doble piel* (DSC) construidos con una distribución acero, hormigón y acero. En este grupo, se encontrarían las *secciones sándwich de doble capa de acero y hormigón* (SCSS) y las columnas de doble tubo rellenos de hormigón (CFDSST y CFDST).

Desde hace algunas décadas, los CFST se aplican en estructuras de edificación, en ingeniería civil, etc. por sus ventajas constructivas respecto de las clásicas estructuras de hormigón armado. En estos soportes, el propio tubo de acero proporciona encofrado permanente sobre el hormigón y es capaz de soportar cargas transitorias surgidas durante la ejecución de la estructura. Comparando con las estructuras metálicas de perfiles tubulares, los CFST muestran mayor ductilidad y absorción de energía ante acciones sísmicas y, además, presentan mayor resistencia a fuego.

Respecto a los sistemas SCSS, se empiezan a utilizar en los años 80 con la construcción de túneles sumergidos. Tales elementos demostraron poseer una rigidez a flexión elevada, ausencia inestabilidades locales producidas por la presión externa, resistencia elevada al impacto y explosiones y, al mismo tiempo, conservaban las ventajas de la construcción mixta (Wei, S. y col., 1995).

En los años 90, de la fusión entre el sistema de doble piel (DSC) y las columnas CFST, surgen los soportes de doble piel de acero con hormigón de relleno entre ambos. En general, esta sección está formada por dos tubos concéntricos de acero y hormigón entre ambos. A esta nueva columna mixta, comúnmente, se le denomina en la literatura columna de *doble piel* (CFDSST).

Más recientemente, el grupo de investigación, dirigido por el profesor Romero, está estudiando una nueva sección, derivada de las columnas de *doble piel* (CFDSST), denominada columna *doble tubo* de acero (CFDST), según la publicación de Romero, M.L. y col. (2015). Dicha sección está formada por dos tubos concéntricos de acero con relleno de hormigón en toda la sección.

La figura 2-1 muestra un croquis de las diferentes secciones mixtas, que van a ser objeto de estudio en este trabajo. De hecho, en el documento no se distinguirá entre *doble piel* y *doble tubo*, se englobará todo como **doble tubo** y se especificará si el tubo interior está relleno de hormigón.

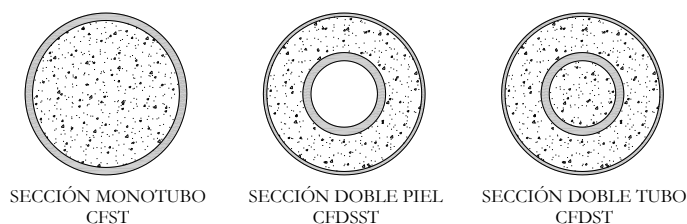


Figura 2-1. Secciones mixtas circulares más utilizadas en columnas.

2.2. Ventajas del doble tubo

Antes de describir las ventajas de las columnas de doble capa de acero frente a las convencionales CFST, es conveniente recordar las ventajas que éstas (CFST) tienen sobre las tradicionales columnas metálicas o de hormigón armado, las cuales son:

- El hormigón interior proporciona una mayor rigidez y capacidad portante a la sección metálica, por tanto, en los elementos esbeltos pueden soportar cargas elevadas sin necesidad de aumentar las dimensiones seccionales. Además, el hormigón de relleno previene el pandeo local del tubo de acero.
- El tubo exterior proporciona confinamiento pasivo al hormigón, incrementando su capacidad de carga. Así mismo, el hormigón está siempre protegido por el perfil metálico que le previene de la disgregación del hormigón, aunque se alcance la carga última.
- Comparando con pilares metálicos, las columnas CFST presentan mayor ductilidad y energía de absorción frente a cargas sísmicas.
- Para una misma carga, las secciones de las columnas CFST son menores que las homólogas de acero y hormigón, con lo que se dispone de mayor superficie útil por planta.

- Al tener secciones de menor tamaño para una misma carga, los costes de las protecciones externas, pintura o protección a fuego, son menores.
- El tubo de acero sirve al mismo tiempo de encofrado permanente y refuerzo externo al núcleo de hormigón. Por ello, no se necesita elementos auxiliares para ejecutar los pilares.
- Los tiempos para montaje se reducen y los tiempos de espera se minimizan.
- El propio tubo de acero es capaz de soportar cargas transitorias de construcción antes de bombear el hormigón.
- El núcleo de hormigón aumenta la resistencia a fuego de las columnas metálicas.

Por todo, la razón de que los ingenieros y arquitectos prefieran escoger las columnas rellenas de hormigón es, sin duda, por las enormes ventajas estructurales, estéticas y económicas que poseen.

Ahora bien, las columnas de doble tubo sin hormigón en el tubo interior, es decir, *doble piel* (CFDSST) ofrecen una serie de ventajas que proporcionan un enorme potencial en el ámbito de la edificación en altura, estructuras marinas y, en general, infraestructuras públicas. El beneficio adicional de estas columnas se produce, principalmente, por la presencia del tubo interior.

Para una misma capacidad portante, las columnas de doble piel (CFDSST) ofrecen las siguientes mejoras frente a los CFST:

- La columna tiene menor peso propio. Con ello, se disminuye los costes en la cimentación de la estructura.
- Al ser la sección más pequeña, se consigue aumentar el espacio útil por planta en edificación, y también, se reducen los costes de protección externa del tubo exterior.
- Los dos tubos concéntricos y hormigón entre ambos, proporcionan mayor rigidez a flexión sobre la columna. Ello presta a una mayor estabilidad global y se pueda construir elementos más esbeltos.
- El hormigón protege el tubo interior con lo que la resistencia a fuego de la columna es mayor.
- Mejor respuesta a cargas cíclicas.
- La presencia del hormigón y los tubos suministran mayor capacidad de absorción de energía y ductilidad.

- Por el confinamiento pasivo (o por la interacción entre los tubos y el hormigón), retrasa el pandeo local de los tubos.
- El hueco del tubo interior facilita que pueda ser relleno por otro material o albergar otros elementos no estructurales.

En definitiva, la combinación de una doble capa de acero y rellena de hormigón hace que las columnas CFDSST sean más resistentes, más ligeras, con mayor módulo resistente, con mayor absorción de energía ante cargas sísmicas, con mayor ductilidad y con mejor rendimiento ante cargas cíclicas.

Sin embargo, uno de los aspectos a tener en cuenta en la construcción de las columnas mixtas de doble piel es la compactación del hormigón. A diferencia de los elementos de hormigón armado, la compactación afecta no sólo a las propiedades mecánicas del hormigón, sino también a la interacción entre los tubos de acero y el hormigón lo que puede producir un cambio en su comportamiento mecánico.

Queda patente la cantidad de mejoras que poseen las columnas CFDSST frente a las CFST. Sin embargo, la falta de recomendaciones de diseño hace que los proyectistas sean reacios a utilizar esta nueva solución estructural.

2.3. Secciones de doble tubo

Con la tecnología actual de fabricación se consigue obtener perfiles tubulares de casi cualquier forma geométrica. Las secciones huecas circulares (CHS), cuadradas (SHS) y rectangulares (RHS) son las formas más comunes. A día de hoy, se están utilizando otras formas más estéticas como las elípticas (EHS). (Espinosa, A. *y col.*, 2015b)

En columnas CFST, las secciones más estudiadas en trabajos científicos son CHS, SHS, RHS y, últimamente, EHS. Los CFST de sección circular son destacables por proporcionar mayor confinamiento al hormigón interior y, además, por no presentar inestabilidades locales prematuras como las secciones tubulares planas (Schneider, S., 1998). Sin embargo, los CFST rectangulares y cuadrados se emplean en diseño de vigas y vigas-columna ya que la ejecución de las uniones es más fácil de realizar, proporcionan mayor rigidez a flexión y, también, por razones estéticas (Han, L.-H. *y col.*, 2014).

Con respecto a las secciones de doble piel, la figura 2-2 resume las combinaciones de perfiles tubulares investigadas por diversos autores. La elección de una combinación u otra, dependerá del tipo de elemento estructural que se quiera diseñar.





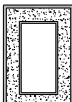
Tubo exterior	Tubo interior	CFDSST	Elemento estructural
CHS	CHS		Columna
CHS	SHS		Columna
SHS	SHS		Viga Viga-columna
SHS	CHS		Columna
RHS	RHS		Viga

Figura 2-2. Secciones más usuales de doble piel (Zhao, X.L. y col., 2002a)

En una publicación más reciente, utilizan columnas de doble piel de sección variable y columnas de eje inclinado de sección constante. Las secciones analizadas fueron las típicas CHS-CHS, SHS-CHS y, otras más innovadoras, de doble óvalo y doble elipse (figura 2-3).

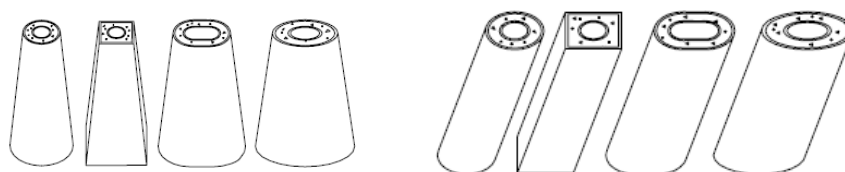


Figura 2-3. Vista esquemática: nuevas secciones en doble piel

(Han, L.-H. y col., 2011b, Li, W. y col., 2012b).

2.4. Ejemplos de uso

En la actualidad, no existen muchas construcciones ejecutadas con columnas de doble piel. La razón, quizá, sea porque es una solución constructiva de reciente creación y no hay tanto conocimiento ni experiencia como en el caso de columnas CFST. También, el hecho que las normas y guías de diseño no hayan adaptado sus instrucciones y recomendaciones a esta nueva sección, hace que los proyectistas no acaben de elegir las columnas de doble piel.

Los elementos de doble piel que están siendo utilizados como solución alternativa a los convencionales CFST son, sobretodo, en situaciones donde prima el peso propio del elemento sin perder otras propiedades mecánicas. Desde hace algunos años, en Japón se emplean los CFDSST de sección circular en la construcción en pilas de puentes y viaductos muy elevados, con objeto de reducir el peso propio de la estructura mientras mantiene la misma capacidad de absorción de energía ante cargas sísmicas. (Zhao, X.L. *y col.*, 2002a). En la figura 2-4, se muestra un ejemplo de pilas de puente en doble piel, donde han de soportar fuerzas axiales y laterales sísmicas para transmitir las a la estructura de cimentación.

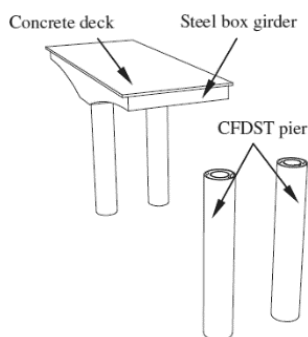


Figura 2-4 Vista esquemática: Pilas circulares en doble piel (Li, W. *y col.*, 2012a).

En China, los CFDSST también se utilizan con frecuencia en la construcción de torres de transmisión y distribución de eléctrica. La figura 2-5 muestra un monoposte de doble piel de sección circular (Han, L.-H. *y col.*, 2014). Puede apreciarse que el poste está construido con sección circular variable, formando troncos de cono.

La estructura de la figura 2-5 pertenece a un proyecto eléctrico de torres de electrificación y transmisión llevado a cabo en China, donde el empleo de

CFDSST permite no utilizar tubos de grandes espesores, y lograr un ahorro significativo en los costes de la cimentación debido a su menor peso propio comparado con los soportes CFST (Li, W. y col., 2012b).

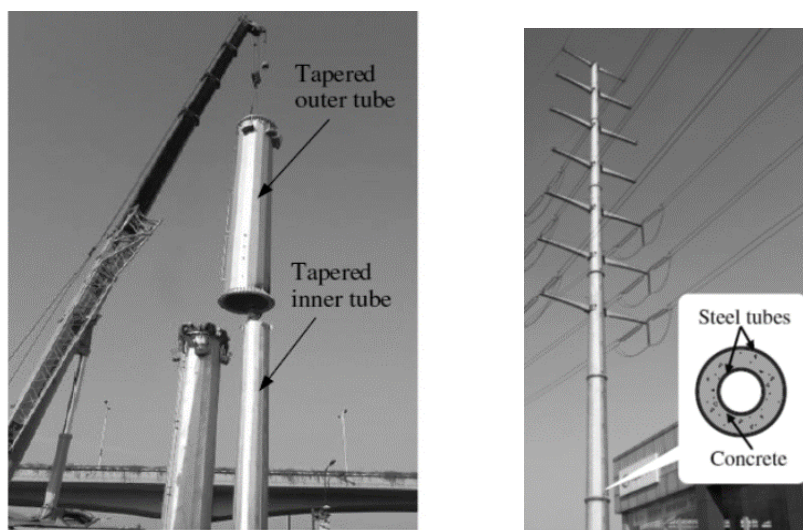


Figura 2-5. Monoposte *mixto* de sección variable circular en doble piel (Li, W. y col., 2012b).

A día de hoy, el uso de columnas CFDSST todavía no está tan extendido como sí lo están los CFST, a pesar de tener un enorme potencial de aplicación en estructuras marinas o en edificios de grandes alturas. La figura 2-6 ilustra una vista esquemática de posible aplicación de columnas CFDSST en edificación (Zhao, X.L. y Han, L.H., 2006).

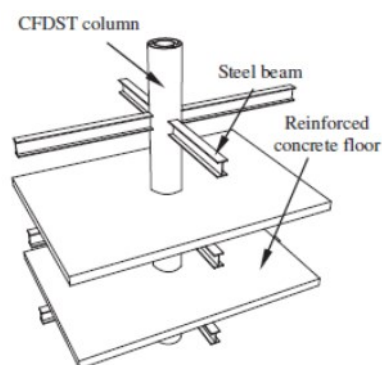


Figura 2-6. Vista esquemática: Columna de doble piel en edificación (Li, W. y col., 2012a).

2.5. Comportamiento a compresión columnas mixtas

En principio, la capacidad portante de una columna corta está gobernada por la resistencia seccional que depende, única y exclusivamente, de las propiedades geométricas y mecánicas de la sección. En cambio, la resistencia última de una columna esbelta se rige, no sólo por sus propiedades geométricas y mecánicas seccionales, sino también, por las propiedades geométricas del elemento.

Cuando una columna mixta es sometida a compresión, el hormigón intenta expandirse lateralmente, pero el tubo de acero no se lo permite. A partir de ese instante, el núcleo de hormigón está sometido a un estado triaxial de tensiones, mientras que el tubo de acero queda sometido a un estado biaxial de tensiones.

Este fenómeno de cambio en el estado tensional explica la razón de por qué aumenta la capacidad portante y la ductilidad de las columnas mixtas frente a las metálicas sin rellenar.

2.5.1. Columnas CFST

En *columnas cortas*, al iniciarse la carga de compresión comienzan a deformarse al mismo tiempo ambos materiales, tanto longitudinal como transversalmente. Como el coeficiente de Poisson inicial del acero (0,3) es mayor que el coeficiente inicial del hormigón (0,2); a niveles bajos de carga, ambas secciones están separadas y no hay contacto entre ellas. Al aumentar la carga y la deformación axial, empiezan a surgir microfisuraciones en el hormigón, lo que provoca que se expanda lateralmente más rápido que el acero. Seguidamente, se reanuda el contacto entre ambos y el hormigón ejerce presión lateral sobre la sección de acero. A partir de ese instante, se desarrolla el cambio del estado tensional del acero y del hormigón.

En las *columnas esbeltas*, durante la primera parte de carga la sección está sometida a compresión. La columna se comporta rígidamente y la desviación lateral de la columna es pequeña, pero cuando el hormigón plastifica por compresión el comportamiento empieza a ser no lineal. Cerca de alcanzar la carga máxima, el tubo de acero plastifica en la zona comprimida y la desviación lateral empieza a crecer rápidamente. La tensión en la zona comprimida del hormigón alcanza su resistencia máxima y, al instante, la columna alcanza la carga máxima también. El comportamiento post-pico es dúctil con una rama descendente de pendiente suave. Después de la carga pico, la sección compuesta sigue comprimida.

Si la columna es suficientemente esbelta, la inestabilidad global gobierna la capacidad portante y los efectos de segundo orden son más relevantes. El pandeo

global de la columna ocurrirá antes de que se desarrolle la deformación necesaria, por lo que se espera que no haya aumento de la resistencia a compresión en el hormigón, aunque sí, de la ductilidad por el confinamiento.

2.5.2. Columnas CFDSST

Es evidente que los elementos de doble capa de acero son diferentes a los convencionales CFST porque constan de un tubo interior y otro exterior con relleno de hormigón entre ambos. No obstante, en numerosos trabajos de investigación, se establece que el comportamiento de los elementos CFDSST es muy similar a los CFST.

En términos generales, el tubo exterior proporciona el confinamiento al hormigón mientras que el tubo interior actúa como apoyo al hormigón antes de que alcance su carga máxima. El hecho de introducir un tubo hueco de acero en el interior de una columna CFST, genera un nuevo elemento estructural de mayor resistencia, mayor rigidez a flexión, y con menor peso, entre otras cosas.

En *columnas cortas* comprimidas se establece que el tubo exterior se comporta como si fuera un tubo en un elemento CFST mientras que el tubo interior se comporta idénticamente a un tubo vacío. Inicialmente, una columna sometida a compresión uniforme responde linealmente hasta la mitad de la carga máxima, donde la adherencia se mantiene completamente entre el hormigón y los tubos de acero. Cuando alcanza la carga máxima, la relación deja de ser lineal porque los tubos de acero empiezan a plastificar y el hormigón ya no tiene un comportamiento lineal al aparecer grietas longitudinales. Después de la carga pico, la respuesta sigue siendo no lineal. En el tubo exterior e interior empiezan a aparecer abolladuras por pandeo local y el hormigón sufre grietas más severas. El fallo del hormigón inicia la pérdida de adherencia entre ambos materiales y permite que se desarrolle el pandeo en ambos tubos.

Las *columnas esbeltas* colapsan por inestabilidad global ya que los efectos de segundo orden son más críticos. El pandeo global de la columna ocurrirá antes de que se desarrolle la deformación necesaria para que haya confinamiento, por lo que no se espera una ganancia extra de resistencia, pero sí en un aumento de la ductilidad.

Las *columnas esbeltas con carga excéntrica* están sometidas a momentos de primer orden constante si la excentricidad es idéntica en ambos extremos. Cuando aumenta la carga y se produzca efectos de segundo orden, éstos tendrán un peso relativo menor que los efectos de primer orden por la excentricidad.

2.6. Materiales

Para comprender el comportamiento de un elemento estructural *compuesto* por diferentes materiales, es necesario entender el comportamiento de los materiales de forma individual y de manera conjunta.

En una columna tubular relleno de hormigón, el objetivo principal del hormigón es soportar las fuerzas de compresión y el propósito del acero es actuar de refuerzo longitudinal y transversal sobre el núcleo de hormigón, aunque el tubo de acero en gran medida también comparte la carga de compresión.

2.6.1. Acero

Los diferentes tipos de acero que pueden ser utilizados en columnas mixtas de doble tubo van desde acero común conformado en frío o en caliente, acero de alta resistencia (HSS), acero inoxidable, etc.

Las propiedades geométricas y mecánicas de todas las clases de acero deben cumplir con las especificaciones dictadas por las normas.

La sección del tubo exterior no debería ser muy pequeña para poder permitir el vertido y la compactación del hormigón. Por otro lado, el espesor del tubo de acero debería tener unos valores mínimos para asegurar la estabilidad local de la sección.

Cabe destacar la posibilidad de poder utilizar acero inoxidable o de alta resistencia (HSS) para fabricar los perfiles de los tubos, de hecho, existen algunas investigaciones al respecto. Sin embargo, las aplicaciones con estos aceros están todavía muy limitadas y los métodos de diseño no están, de momento, desarrollados en la mayoría de normas actuales.

2.6.2. Hormigón

Se puede utilizar hormigón convencional (NSC), autocompactable (SCC), de alta resistencia (HSC) y ultra alta resistencia (UHSC) para rellenar y formar la sección compuesta.

La resistencia a tracción del hormigón es necesario conocer su valor porque juega un papel importante en ciertos fenómenos, tales como la fisuración, el esfuerzo cortante, la adherencia, etc.

El coeficiente de Poisson es la relación entre las deformaciones transversales y las longitudinales en piezas que trabajan a compresión simple. El coeficiente de

Poisson relativo a las deformaciones elásticas bajo tensiones normales de utilización suele tomarse igual a 0,2. Si bien, al aumentar la carga e iniciarse la plastificación del hormigón, el coeficiente de Poisson aumenta rápidamente hasta alcanzar un valor del orden de 0,5.

2.6.2.1. Hormigón auto-compactable (SCC)

Cabe destacar que una ratio agua-cemento elevado no es apropiado porque no puede ser extraída al utilizar perfiles cerrados, por tanto, la relación agua cemento debe ser estrictamente controlada en la elaboración de la mezcla de hormigón. Para solventar dicho inconveniente, unos de los métodos para asegurar una buena calidad de hormigón es utilizar hormigón auto-compactable, ya que, éste puede ser utilizado para el relleno sin necesidad de tener que vibrarlo. Recientes investigaciones Han, L.-H. *y col.* (2005) demuestran que la utilización de hormigón auto-compactable (SCC) presenta elevados niveles de absorción de energía y ductilidad y, la capacidad portante de la columna mixta no es muy diferente a la de columnas rellenas con hormigón convencional (NSC).

2.6.2.2. Hormigón HSC

El uso de hormigón de alta resistencia (HSC) está siendo utilizado con más frecuencia gracias a la reducción de los costes de fabricación, incluyendo el hormigón de ultra alta resistencia (USHC) cuyo coste tecnológico se ha reducido también y su uso está siendo introducido recientemente.

El hormigón es un material compuesto formado por arena y grava (áridos), unido químicamente con una mezcla de cemento y agua (pasta). La diferencia de comportamiento mecánico observado entre el hormigón convencional y el hormigón de alta resistencia se explica a través de su microestructura.

A través de ensayos experimentales a compresión, se ha demostrado en el hormigón convencional grandes diferencias de rigideces entre los áridos y la pasta, lo cual provoca, al cargar, tensiones tangenciales en la interfaz que pueden llegar a romper la adherencia de la misma, generando microfisuración. A partir de ese momento, la curva tensión - deformación de compresión deja de ser lineal, pues parte de la energía proporcionada al cargar se utiliza en propagar la microfisuración. Tras alcanzar del punto máximo, la curva no es muy abrupta, ya que la fractura presenta un engranamiento entre caras, lo que permite transmitir cierto esfuerzo tangencial y ejercer resistencia post-pico.

En el hormigón HSC, los áridos y la pasta tienen rigideces similares y la adherencia es mejor, por lo que retrasa la microfisuración y el comportamiento elástico se mantiene hasta la carga máxima. La fractura es más limpia, con rotura de áridos, lo que reduce su capacidad de transmisión de esfuerzos tangenciales, aumentando la pendiente de la rama post-pico y disminuyendo la deformación última. Se puede decir así que el HSC tiene un comportamiento más frágil.

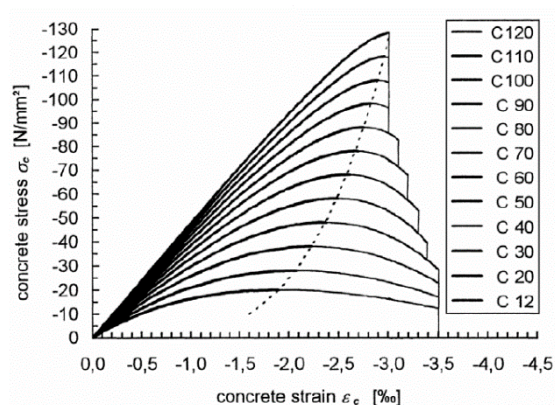


Figura 2-7 Diagrama tensión-deformación de compresión del hormigón (fib, 2013)

El módulo de elasticidad está estrechamente relacionado con las propiedades de la pasta, la rigidez de los áridos y, también, el método de utilizado para determinarlo. Las dosificaciones para HSC incluyen adiciones puzolánicas, bajas relaciones agua-cemento y áridos determinados. La influencia de estas características en el módulo de elasticidad es considerable por lo que se deben reevaluar las expresiones conocidas.

Por la escasa información experimental acerca del coeficiente de Poisson en hormigones de alta resistencia, parece que en el rango elástico el coeficiente es similar a los valores obtenidos en hormigones convencionales. En el rango inelástico, el aumento de las deformaciones transversales es menor para HSC que para NSC, debido a las menores microfisuraciones.

Aunque la resistencia a tracción se desprecia en Drucker-Prager, la experimentación muestra que un aumento de la resistencia a compresión no permite alcanzar un aumento proporcional de la resistencia a tracción. Los estudios llevados a cabo por el comité ACI 363 (ACI, 2010), indican que mientras

en los hormigones convencionales la resistencia a la tracción puede ser aproximadamente un 10% de la resistencia a compresión, para hormigones de alta resistencia esta relación puede situarse en el entorno del 5%. Además, la resistencia a tracción es una variable más dispersa, está influida por la forma y textura de los áridos y puede verse sustancialmente reducida por los efectos termo-higrométricos, siendo mayor para hormigones con áridos machacados que con áridos rodados. En consecuencia, la resistencia a tracción para cualquier tipo de hormigón debe considerarse con precaución.

Las ventajas de utilizar hormigones de altas prestaciones son elevadas, principalmente, en elementos sometidos a compresión porque pueden soportar elevados esfuerzos como ocurre en pilas de puentes o en columnas de edificios de grandes alturas. Al reducir su sección, hace aumentar la esbeltez del elemento con la consecuencia de la aparición del pandeo y la disminución de la resistencia a fuego. Sin duda, el incremento de la resistencia a compresión del hormigón va acompañado de una sensible mejora de otras propiedades valiosas: mayor rigidez, mayor resistencia a la tracción, menores deformaciones diferidas y excelente comportamiento en ambientes agresivos; es decir, mayor durabilidad.

La mejora de la durabilidad, provocada por la baja porosidad de los HSC, dificulta la penetración de gases y líquidos; y repercute en una disminución de la resistencia a fuego respecto de los hormigones convencionales. Esa falta de circulación provoca unas elevadas tensiones internas, fisuraciones y desprendimientos de material en forma violenta, con bajada rápida de la resistencia.

En definitiva, en las columnas circulares de doble tubo cabe la opción de emplear hormigones de distintas clases para rellenar el núcleo o el anillo. Con esta posibilidad, se abre un abanico de soluciones para el proyectista, adecuando el diseño de la sección a las condiciones impuestas por la estructura.

2.7. Interacción acero-hormigón-acero

La sinergia en los elementos estructurales mixtos se consigue por medio de una adecuada colocación geométrica de los materiales que lo forman. El objetivo es aprovechar los mejores atributos mecánicos de cada material y su posición en el elemento estructural. Con ese logro, la columna mixta será más resistente y rígida que la suma de los elementos por separado, produciendo una construcción más eficiente y económica. Sin embargo, la preocupación de los proyectistas en la construcción mixta se fundamenta en lograr una conexión eficiente entre el acero y el hormigón. Esa conexión es la que permite transferir las fuerzas internas y brindar un comportamiento tan singular en los elementos mixtos.

Por ello, no sólo es importante conocer el comportamiento mecánico de los materiales, sino también, conocer la conducta de interacción entre ambos. La interacción entre el acero y el hormigón en los elementos compuestos resulta de la combinación de una adhesión química, fricción y conexión mecánica. La conexión mecánica y la adhesión se obtiene empleando conectores, que transfieren los esfuerzos entre ambos materiales. En ausencia de conectores, todas las fuerzas serán transmitidas por *fricción*. Los esfuerzos normales necesarios para la fricción surgen inicialmente de las tensiones tangenciales y de la diferencia de expansión de ambos materiales bajo carga. Las tensiones por cortante surgen por el gradiente de momentos y la suposición que no hay separación vertical entre el acero y el hormigón, lo que significa que suponer que la curvatura por flexión de ambos elementos es la misma (Galambos, T.V., 1988).

2.7.1. Confinamiento pasivo

El confinamiento pasivo es el que aporta el tubo de acero al hormigón. Este confinamiento depende de la deformación lateral, tanto del acero, como del hormigón. Cuanto mayor es la deformación longitudinal, mayor es la transversal por el efecto de Poisson y, por tanto, mayor será la presión lateral ejercida sobre el hormigón. En definitiva, el confinamiento pasivo depende del nivel de carga axial que esté sometida una columna. Los siguientes factores condicionan el estado de confinamiento:

- Empleando UHSC, al poseer menos capacidad de deformación lateral, presenta a priori menor confinamiento que una columna con NSC.
- Las secciones circulares tienen un confinamiento más efectivo que las secciones cuadradas o rectangulares.

- En elementos esbeltos, los efectos de segundo orden son mayores resultando ineficaz ya que la deformación no será puramente de compresión si no que habrá una componente de flexión y se reducirá la deformación longitudinal.
- La excentricidad de la carga aporta flexión y se reduce la zona comprimida, con lo que la deformación transversal será menor, por tanto, el confinamiento.

Una vez analizados todos los conceptos básicos que gobiernan esta tipología estructural, se prosigue con la elaboración del estudio del estado del arte.

Capítulo 3

ESTADO DEL ARTE

En este capítulo, se revisa y actualiza el estado actual del conocimiento acerca del comportamiento mecánico de columnas de doble tubo. Se describen las investigaciones experimentales que han contribuido a alcanzar un mejor entendimiento del problema y, posteriormente, se exponen todos los modelos, cubriendo desde los modelos analíticos más sencillos hasta los más complejos de carácter numérico.

3.1. Introducción

En la literatura, se encuentran muchas investigaciones acerca del comportamiento a compresión, a flexo-compresión e, incluso, a tracción o torsión de elementos CFST. Estos estudios son de carácter analítico, experimental y numérico. En cambio, el historial de publicaciones en elementos de doble tubo no es tan amplio porque se está empezando a desarrollar las líneas de investigación sobre esta nueva tipología seccional. En este sentido, la mayoría de los estudios de doble piel (CFDSSST) comparan la respuesta con los CFST para establecer similitudes entre ambos y poder aplicar o adaptar los mismos modelos constitutivos uniaxiales y modelos de plasticidad.

3.2. Modelos analíticos

3.2.1. Columnas cortas

El primer trabajo encontrado en la literatura acerca de la resolución analítica de la respuesta estructural de columnas de doble piel sometidas a compresión es de Wei, S. *y col.* (1995). A través de ensayos experimentales, propuso un modelo analítico iterativo para predecir la carga última de las columnas circulares, válido para un valor $D_o/t_o < 150$. La distribución de espesores fue tubo exterior *grueso* y tubo interior *fino* (*grueso-fino*).

Realizó ensayos de compresión sobre columnas de doble piel de sección circular y longitud 230mm. Por observación empírica, propuso como hipótesis inicial que los tres elementos, los dos tubos de acero y el hormigón, están sometidos a la misma deformación y que la carga axial de la columna es la suma de las fuerzas de cada elemento por separado, obtenidas del producto de la tensión longitudinal y el área de cada elemento.

También supuso que la interacción entre el tubo interior y el hormigón era despreciable, por tanto, la tensión longitudinal del tubo interior se obtenía como el producto de la deformación por el módulo de elasticidad del acero. Según Wei, hasta alcanzar la carga máxima, el tubo interior actúa como si estuviese aislado, pero sin posibilidad de pandear localmente debido al hormigón.

Respecto al tubo exterior y el hormigón, tuvo en cuenta la interacción entre ambos. También, consideró estados multiaxiales de ambos, proponiendo un estado tensional biaxial para el acero y triaxial para el hormigón. Por observación experimental, obtuvo que la presión de confinamiento, de naturaleza pasiva,

crecía gradualmente mientras el hormigón se expandía hasta que alcanzaba un valor constante cuando el anillo plastificaba.

Zhao, X.-L. y Grzebieta, R. (2002), a través de ensayos experimentales en columnas cortas de sección SHS-SHS con distribución de espesores *grueso-fino*, propusieron una expresión analítica para estimar la carga pico mediante la suma de las capacidades seccionales de cada material. También, observaron y demostraron el aumento significativo de la ductilidad en secciones con una relación D/t elevadas.

Los ensayos experimentales consistieron en columnas de 350mm y una resistencia de hormigón de 60MPa. Por observación, determinaron que el tubo exterior se comporta de la misma manera que en una columna CFST con la misma sección, mientras que el tubo interior responde como si estuviese aislado, coincidiendo con lo establecido por Wei años atrás.

Zhao, X.L. *y col.* (2002b) lograron mayor exactitud en la predicción de la capacidad portante de columnas cortas CFDSST de sección cuadrada respecto de la publicación anterior de Zhao, X.-L. y Grzebieta, R. (2002). Aplicaron la teoría de rótulas plásticas para desarrollar las expresiones analíticas de las capacidades seccionales de los tubos de acero y utilizando un modelo más completo para el tubo exterior que considera el efecto del pandeo local. Los autores plantearon tres modelos de hormigón para obtener la carga máxima seccional. Un primer modelo sin confinar. Un segundo, considerando el aumento de la resistencia por el confinamiento. Y, en el último, se añadió la degradación del hormigón en grandes deformaciones. Para ello, hicieron uso del modelo uniaxial del hormigón confinado propuesto por Mander, J.B. *y col.* (1988), confirmando el aumento de la precisión en los resultados teóricos.

Elchalakani, M. *y col.* (2002) realizaron una batería de ensayos a compresión sobre columnas cortas ($L=400\text{mm}$) de doble piel con una sección CHS-SHS, con distribución de espesores *grueso-fino*, rellenos de hormigón de 64MPa y con $19 < D/t < 55$ en el tubo exterior y $20 < D/t < 26$ en el tubo interior para demostrar el aumento significativo de la resistencia, la ductilidad y la energía de absorción de las columnas CFDSST, comparando con las mismas columnas sin rellenar. Derivaron una formulación simplificada para determinar la capacidad portante y compararon las expresiones dadas en diferentes normas de diseño, concluyendo que el Eurocódigo 4 sobreestima la capacidad portante de las columnas cortas porque tiene en cuenta la mejora de la resistencia del hormigón.

Tao, Z. y col. (2004a) realizaron la primera campaña experimental de columnas cortas excéntricas y centradas de sección CHS-CHS, con el mismo espesor en ambos tubos. En todas las investigaciones anteriores el parámetro utilizado para clasificar el comportamiento de las secciones era la **esbeltez seccional (D/t)**. En este sentido, los autores propusieron utilizar un parámetro adimensional denominado el **índice del hueco de la sección (χ' , hollow section ratio)**, el cual tiene en cuenta la relación entre la dimensión máxima interior y la dimensión máxima exterior nominal. En columnas circulares CFST, $\chi'=0$. En cambio, columnas de doble tubo, se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\chi' = \frac{D_i}{D_o - 2t_o} \quad (3-1)$$

Los ensayos de columnas centradas contemplaron unas longitudes $0,54\text{m} < L < 0,9\text{m}$; χ' entre 0 y 0,80 y $38 < D_o/t_o < 100$. En la campaña de columnas excéntricas, las longitudes $0,9\text{m} < L < 1,8\text{m}$; $D_o/t_o = 38$ y $\chi' = 0,54$; la excentricidad entre 0 y 45mm. En ambos casos, la resistencia del hormigón del anillo fue 40MPa.

En columnas centradas, el modo de fallo coincidió con lo expuesto, anteriormente, por los diferentes investigadores. Es decir, el tubo exterior falla por el mecanismo plástico de pliegues y el tubo interior dependía de su esbeltez seccional. Si D_i/t_i era elevado, su modo de fallo es por pandeo local, en caso contrario, por plastificación. En función de D_o/t_o , la rama post-pico proporcionaba más o menos ductilidad. Demostraron que χ' no influía en la ductilidad de la respuesta.

El modo de fallo de columnas excéntricas fue por inestabilidad global. Cuando la carga es pequeña, la deformación lateral de la probeta en el punto medio es pequeña y proporcional a la carga aplicada. Cuando la carga alcanza el 60% de la máxima capacidad, la deformación lateral en el punto medio empieza a incrementar significativamente. Durante los ensayos, la curva de deformada fue muy parecida a la forma de media senoide.

A la vista de los resultados, los autores determinaron que la mejora de la respuesta mecánica de los soportes mixtos de doble piel se puede explicar a través de la *acción conjunta* entre el acero y hormigón de relleno. Para cuantificar la acción conjunta, utilizaron un parámetro adimensional, denominado **índice de confinamiento (ζ)**, ya utilizado para columnas CFST. Dicho parámetro se define mediante la siguiente expresión:

$$\zeta = \frac{A_s f_y}{A_c f_c} \quad (3-2)$$

Donde:

A_s es el área del tubo de acero (mm^2).

A_c es el área nominal que encierra el tubo exterior (mm^2).

f_y es el límite elástico del acero del tubo exterior (MPa).

f_c es la resistencia a compresión del hormigón (MPa).

Según los autores, la fórmula anterior, aplicada a secciones de doble piel, describe la acción *compuesta* entre el tubo exterior y el hormigón. Según sus investigaciones, concluyeron que cuanto mayor es ζ , mayor es la resistencia de compresión del hormigón y, también, mayor es la ductilidad del mismo.

Para predecir la carga pico en columnas centradas, utilizaron un modelo por superposición donde se considera la capacidad seccional del tubo interior, como si estuviese aislado, más la capacidad seccional de una columna CFST con las dimensiones del tubo exterior. Para columnas excéntricas, desarrollaron expresiones de interacción M-N calibradas con ensayos propios. En ambos casos, consideraron una relación constitutiva del hormigón con aumento de la resistencia, ajustada con ensayos propios. Por otra parte, en columnas excéntricas tuvieron en cuenta una imperfección geométrica inicial de $L/1000$. Finalmente, los modelos propuestos se calibraron a través de los propios ensayos y de otras investigaciones, obteniendo buenos resultados.

En una publicación posterior, Han, L.-H. *y col.* (2004) realizaron ensayos sobre columnas cortas centradas, excéntricas y vigas de sección SHS-CHS (con mismo espesor de pared en ambos tubos), calibrando nuevas expresiones analíticas para SHS-CHS y obteniendo resultados adecuados. El mismo grupo de trabajo, Tao, Z. y Han, L.H. (2006) realizó ensayos sobre vigas CFDSST rectangulares (RHS-RHS) con objeto de obtener expresiones analíticas válidas para elementos a flexión. En todos los ensayos, el hormigón tenía una resistencia no mayor de 45MPa. A la vista de los resultados, los autores determinaron que los elementos de CFDSST (doble piel) presentan un comportamiento mecánico similar a los elementos CFST.

Uenaka, K. *y col.* (2010) realizaron ensayos experimentales sobre columnas cortas CFDSST de sección CHS-CHS (con el de mismo espesor). El interés de los

autores se centró en la influencia del confinamiento y en el modo de fallo de la columna. Los elementos tenían una longitud de 450mm y una resistencia del hormigón de 19MPa. Durante los ensayos, después de la alcanzar la carga máxima, los tubos presentaron pandeo local asociados al fallo por cortante del hormigón, las tensiones longitudinales y periféricas del tubo exterior se desplazaban hacia valores de tracción mientras que, el tubo interior se desplazaba a valores negativos de tensión, lo que significa que se produce tensiones de confinamiento de compresión en el hormigón. Con ello, determinaron que el tubo interior no influye en el confinamiento debido, quizá, al complejo estado biaxial que presentó en los ensayos. También, presentaron una expresión analítica que tenía en cuenta el aumento de la resistencia de hormigón por el confinamiento y compararon con las expresiones proporcionadas por la norma japonesa Nihon Kenchiku, G. (1991), obteniendo resultados adecuados.

Como curiosidad, Yuan, W.-b. y Yang, J. (2013) llevaron a cabo ensayos de columnas cortas de doble piel de sección poligonal en el tubo exterior y CHS en el tubo interior, con distribución de espesores *grueso-fino* y unos valores de $0,32 < \chi' < 0,49$. Propusieron una expresión analítica para estimar la carga máxima, utilizando el modelo uniaxial de compresión de Han (Tao, Z. y col., 2004a).

También, existen publicaciones donde estudian la respuesta del CFDSST sometidos a flexo-tracción (Li, W. y col., 2014b) o torsión (Huang, H. y col., 2013). En la publicación de Huang, H. y col. (2013) utiliza un modelo constitutivo de hormigón sin confinar propuesto por Han, L.-H. y col. (2007) para obtener la expresión analítica del momento máximo de torsión. En sus conclusiones, afirman que los CFDSST tiene mayor capacidad portante que los CFST y el modo de fallo es muy similar a los CFST, donde el tubo exterior es quien asume el confinamiento del hormigón.

Es interesante destacar las observaciones obtenidas por Li, W. y col. (2014b), donde establecen que la acción *compuesta* depende la interacción entre el acero y el hormigón, incluyendo la adherencia y el cambio de estado tensional. Dichas interacciones pueden influir en la rigidez, en la resistencia y en el modo de fallo del elemento *compuesto*. Es sabido que el hormigón en masa sometido a tracción centrada producirá una rotura frágil. Sin embargo, cuando está confinado aparecen grietas en paralelo (figura 3-1) y no alcanza el daño irreversible. En cambio, si la tensión es excéntrica, el desarrollo de las grietas hace que el hormigón deje de absorber carga y son los tubos quienes absorben las sollicitaciones. Sin embargo, como el desarrollo de grietas está restringido por los tubos, el modo de fallo es similar al de un elemento de hormigón armado.

También, observaron que el tubo interior se sigue comportando como si estuviese aislado.

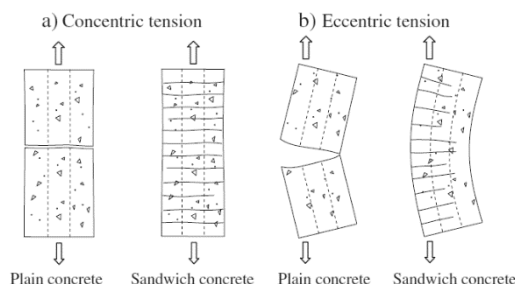


Figura 3-1. Formación de grietas en el hormigón a flexo-tracción (Li, W. y col., 2014b)

En resumen, la totalidad de los trabajos experimentales llevados a cabo sobre secciones de doble piel CHS-CHS han sido en columnas cortas donde los tubos colapsan por pandeo local y el hormigón por aplastamiento originado tensiones de cortadura. La mejora de la capacidad del hormigón por el confinamiento varía según los autores: Tao, Z. y col. (2004a) no la considera, Uenaka, K. y col. (2010) establece un rango hasta 40% y Wei, S. y col. (1995) un valor medio del 15%. Los valores de hormigón utilizados están entre 23-78MPa mientras que el acero empleado estaba comprendido entre 216-524MPa. En todos, la distribución de espesores de las secciones fue *grueso-fino*.

3.2.2. Columnas esbeltas

Es importante destacar que, a día de hoy, son sólo tres, los trabajos experimentales encontrados en la literatura donde realizan campañas con columnas esbeltas de doble tubo de sección CHS-CHS. En las tres, se destaca la comparativa con las formulaciones de la norma europea.

En primera instancia, Chen, J. y col. (2015) realizaron ensayos sobre columnas cortas (1m) y esbeltas ($2m < L < 3m$) de sección dodecágono de doble piel de acero con distribución *grueso-fino*. El hormigón empleado fue auto-compactable, curado sin vibración y con una resistencia de compresión de 35MPa. El modo de fallo de las columnas cortas coincide con los de columnas de sección circular, presentando mucha ductilidad al superar la carga pico. El fallo de las columnas esbeltas fue por inestabilidad global.

Respecto a las columnas esbeltas, los autores emplearon la curva de pandeo europea “c” ($\alpha=0,49$) para determinar el factor de reducción de la carga χ , la cual no está especificada en la norma. En relación con aquellas columnas con $\lambda < 0,5$; hicieron uso del aumento de la resistencia a compresión del hormigón. En la comparativa de resultados de columnas cortas, los autores concluyeron que el Eurocódigo 4 presentaba predicciones no adecuadas, ya que sobrestimaba la carga máxima.

Essopjee, Y. y Dundu, M. (2015) presentaron los resultados de la comparativa entre valores experimentales y los proporcionados por la norma europea de columnas esbeltas ($1\text{m} < L < 2,5\text{m}$) de doble piel de acero de sección CHS-CHS y una distribución de espesores *grueso-fino*. Las columnas con $L=1\text{m}$ presentaron un modo de fallo por aplastamiento del hormigón y plastificación del tubo de acero exterior, coincidiendo con lo descrito en investigaciones anteriores sobre columnas cortas. Mientras que, para columnas esbeltas mostraron un fallo por pandeo global del elemento.

En dicha publicación, se calcula la resistencia plástica de la sección compuesta (N_{pl}), sin considerar la mejora de la resistencia del hormigón por el confinamiento y, a partir de los propios experimentos, se construye una curva de pandeo propia y se propone una nueva formulación, análoga al Eurocódigo 4.

Por último, Romero, M.L. y col., (2015) realizaron una campaña experimental de columnas esbeltas ($L=3\text{m}$) de doble tubo, con y sin hormigón de relleno en el tubo interior, a temperatura ambiente y a elevada temperatura. El hormigón empleado fue de 30 (NSC) y 150MPa (UHSC) y la distribución de espesores fue *fino-grueso* y *grueso-fino*. Es interesante destacar que, en las formulaciones de la norma europea, al no estar contemplados las columnas de doble tubo, los autores consideraron el tubo interior como armadura y seleccionaron la curva europea de pandeo “a” o “b”, en función de la cuantía obtenida. A la vista de los resultados, concluyeron que la norma no establecía predicciones adecuadas con las curvas anteriores.

3.2.3. Columnas con UHSC

Liew, J.Y.R. y Xiong, D.X. (2010) realizaron una campaña experimental de columnas cortas CHS de CFST y CFDST (doble tubo con relleno en el interior) con hormigón de ultra alta resistencia (UHSC, hasta 200MPa). Los valores experimentales se compararon con los proporcionados por el Eurocódigo 4, obteniendo un ajuste adecuado y por el lado de seguridad. Establecieron que las

columnas mixtas con UHSC puede presentar rotura frágil si la tasa de contribución de acero (δ) es pequeña.

3.3. Modelos numéricos

En la bibliografía, los modelos numéricos desarrollados para estudiar la respuesta de los CFDSST están basados en análisis no lineal de elementos finitos 3D.

En este caso, el interés se centra en conocer qué modelos constitutivos se utilizan para el hormigón y el acero, cuáles son los criterios de plasticidad, cómo se define la interacción (coeficiente de fricción, μ) entre materiales, el tamaño de malla y la imperfección geométrica. De acuerdo con Romero, M.L. y col. (2005) existen muchos modelos con hormigones NSC, pero muy pocos con HSC o UHSC. Respecto al acero, todas las publicaciones encontradas utilizan aceros convencionales con el modelo de plasticidad de Von Mises y coeficiente de Poisson de 0,3.

3.3.1. Columnas cortas

El primer estudio numérico aplicado a columnas CFDSST fue desarrollado por Huang, H. y col. (2010). Los autores crearon un modelo para estudiar la respuesta de columnas cortas de sección SHS-CHS y CHS-CHS. El modelo se validó aprovechando los datos experimentales de diferentes investigaciones encontrados en la literatura. El modelo de plasticidad fue *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). En él, es necesario definir las dos ramas de comportamiento del hormigón para simular el mecanismo de fallo. Para la rama de compresión se utilizó el modelo desarrollado por (Han, L.-H. y col., 2007), donde no considera el aumento de la resistencia del hormigón y, para la rama de tracción, se consideró la relación tensión-apertura de fisura propuesto por (Hillerborg, A. y col., 1976). En la publicación no aportaron los valores internos para definir el modelo CDP. El módulo inicial de hormigón y el coeficiente de Poisson fueron tomados de la ACI ((ACI, 2011). El modelo del acero utilizado fue elasto-plástico con endurecimiento. Los tubos se modelaron mediante elemento 2D (S4R) y el hormigón mediante elemento 3D (C3D8R). La interacción se modeló por contacto mecánico, donde el coeficiente de fricción (μ) elegido fue de 0,6.

Una de las conclusiones de dichos autores, está relacionada con la ausencia de investigaciones acerca del mecanismo de adherencia en columnas CFDSST. A la vista de los resultados, los autores indujeron que el valor de μ es insensible a la adherencia entre los tubos de acero y el hormigón cuando la carga se aplica al mismo tiempo en los tres elementos.

Hu, H.-T. y Su, F.-C. (2011) plantearon un modelo válido para columnas cortas de sección CHS-CHS de acero. Para el acero utilizaron el modelo elasto-plástico perfecto y para el hormigón aplicaron el modelo uniaxial definido por Mander, J.B. y col. (1988), pero, con otro valor de la presión de confinamiento, el cual dependía de las relaciones D_o/t_o y D_i/t_i de los tubos, y fue validado para hormigones NSC. El modelo de plasticidad fue Drucker-Prager (con $K=0,8$ y $\beta=20^\circ$). Se emplearon los mismos elementos finitos (EF) que la publicación anterior y un coeficiente de fricción $\mu=0,25$.

En la investigación de Hassanein, M.F. y col. (2013) calibraron un modelo para columnas cortas CHS-CHS, donde el acero del tubo exterior era inoxidable. El modelo uniaxial del hormigón considerado fue el propuesto por Liang, Q.Q. y Fragomeni, S. (2009) con aumento de la resistencia del hormigón por el confinamiento. El modelo de plasticidad fue el mismo que Hu, H.-T. y Su, F.-C. (2011).

Li, W. y col. (2014a) desarrollaron un modelo numérico para estudiar el comportamiento a flexo-tracción de columnas cortas. Calibraron el modelo a partir de los ensayos propios (Li, W. y col., 2014b) y compararon con diferentes normas. El modelo de plasticidad fue CDP (con $\psi=30$, $e_f=0,1$; $f_{b0}/f_c=1,16$ y $K_c=2/3$). La relación constitutiva de compresión considerada fue la de Han, L.-H. y col. (2007). Respecto a la rama de tracción, se evaluaron diferentes relaciones: la primera fue tensión-apertura de fisura (con $G_F=73f_t^{0,18}$), la segunda fue la misma, pero amplificando por diez el valor de G_F y, la tercera, por la relación tensión-deformación. Demostraron que no encontraron diferencias en la respuesta de la columna flexo-traccionada. El coeficiente de fricción fue de 0,6. Comprobaron que el tamaño de malla influía en la precisión del modelo, pero el tiempo de resolución aumentaba considerablemente. También, realizaron un estudio paramétrico en función de ζ y χ' , concluyendo que la resistencia de tracción disminuye con el aumento de ζ y χ' .

Pagoulatou, M. y col. (2014) plantearon un modelo numérico para columnas cortas de doble tubo CHS-CHS con un modelo uniaxial de acero elasto-plástico con endurecimiento y un modelo del hormigón idéntico al establecido por Hu, H.-T. y Su, F.-C. (2011). Los criterios de plasticidad fueron Von-Mises y D-P, respectivamente. El coeficiente de fricción fue de 0,3. El tamaño de malla fue de 25mm para el hormigón, de 21mm para el tubo exterior y 19mm para el tubo interior. Después de validar el modelo, lo más destacable, fue la propuesta de modificaciones en formulaciones del Eurocódigo 4 para estimar la resistencia

máxima de la columna corta de doble piel considerando la mejora por confinamiento.

3.3.2. Columnas esbeltas

Hassanein, M.F. y Kharoob, O.F. (2014) desarrollaron y validaron un modelo para columnas esbeltas CHS-CHS con el tubo exterior de acero inoxidable y compararon los resultados con las normas vigentes. El modelo de plasticidad elegido fue CDP (con $\psi=20^\circ$, $\epsilon_f=0,1$; $f_{b0}/f_c=1,16$ y $K_c=2/3$) y cuyos valores fueron obtenidos por la interesante publicación de Tao, Z. *y col.* (2013). El modelo de compresión utilizado fue el de Liang, Q.Q. y Fragomeni, S. (2009) y, para la rama de tracción, emplearon el diagrama bilineal tensión-deformación elástico-plástico sin endurecimiento. Consideraron una imperfección geométrica de $L/5000$ sugerida por An, Y.-F. *y col.* (2012). También, a través de un estudio paramétrico, establecieron una clasificación de las columnas en función de la esbeltez. Para columnas muy esbeltas ($\lambda > 50$) el efecto del confinamiento puede despreciarse. El aumento de χ' no influía en columnas intermedias y, sí, influía en elementos esbeltos. El incremento del espesor del tubo interior o exterior tiene una gran influencia en columnas intermedias. Respecto a la comparativa con el Eurocódigo 4, establecen que utilizando una curva de pandeo “c” se consigue mejorar la predicción.

Hassanein, M.F. *y col.* (2015) establecieron un modelo con imperfección geométrica inicial para columnas esbeltas de sección SHS-CHS, validado con resultados experimentales. El modelo de plasticidad fue D-P (con $K=0,8$ y $\beta=20^\circ$), el coeficiente de fricción de 0,25 y un tamaño de EF de 25mm. El modelo uniaxial del hormigón consideraba la mejoría por confinamiento, donde la rama ascendente era definida por Mander, J.B. *y col.* (1988) y la rama horizontal y la descendente fueron definidas por el modelo de Tomii, M. y Sakino, K. (1979). La resistencia del hormigón fue de 25-120MPa. Para calcular el factor de reducción (χ) del Eurocódigo 4 escogieron la curva “b”, obteniendo predicciones razonables.

3.3.3. Columnas CFST

Han, L.-H. *y col.* (2007) plantearon un modelo numérico de torsión de un elemento CFT. Lo más destacable es modelo de plasticidad CDP y el modelo uniaxial del hormigón a compresión, el cual no consideraba la mejora de la resistencia por confinamiento y fue validado hasta hormigones de 60MPa. El modelo a tracción fue definido mediante la energía de fractura.

An, Y.-F. *y col.* (2012) desarrollaron un modelo numérico con imperfección geométrica inicial para columnas muy esbeltas CFST. Lo más destacable, es el modelo de acero definido por 5 tramos propuesto por Lu, H. *y col.* (2009) y el modelo de plasticidad CDP con la rama de tracción definida por la energía de fractura. El coeficiente de fricción introducido fue de 0,6. También, realizaron un análisis de sensibilidad para elegir la imperfección más adecuada entre L/500, L/1000 y L/5000.

Portoles, J.M. *y col.* (2011) desarrollaron un modelo por fibras, validado experimentalmente para columnas esbeltas CFST rellenas con hormigón HSC. Lo más relevante, es el modelo del acero de Menegotto, M. y Pinto, P.E. (1973) y el modelo del hormigón de Hajjar, J. y Gourley, B. (1996), donde no considera el aumento de la resistencia por confinamiento.

Tao, Z. *y col.* (2013) realizaron un análisis de sensibilidad de las variables internas que definen el modelo de plasticidad de CDP. Lo más señalado, es el modelo uniaxial a compresión definido por tres tramos, donde no se considera la mejora por confinamiento del hormigón y fue validado para hormigones UHSC (hasta 164MPa), obteniendo unos resultados razonables. Por otra parte, utilizaron valores de fricción de 0,25; 0,3 y 0,6 asumiendo que no hay deslizamiento entre el tubo y el hormigón al ser cargados simultáneamente. Concluyendo, por tanto, que el valor de coeficiente de fricción es irrelevante en la respuesta mecánica. Respecto al tamaño de malla, longitudinalmente fue 2,5 veces la longitud de la columna y, transversalmente fue 0,05 veces el diámetro del tubo. La imperfección geométrica elegida fue L/1000, la cual fue obtenida a partir de un estudio comparativo con diferentes valores de L/D.

Capítulo 4

DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

En este capítulo, se presenta la descripción del modelo numérico desarrollado por elementos finitos en 3D para la investigación de la respuesta estructural no lineal de columnas esbeltas de doble tubo de acero rellenas de hormigón para cargas centradas y excéntricas. Las principales características numéricas del modelo se describen en profundidad, así como, el tratamiento de los materiales utilizados.

4.1. Introducción

En este caso, se desarrolla un modelo numérico tridimensional y se definen los patrones geométricos necesarios para llevar a cabo un análisis no lineal de veintiocho columnas circulares mixtas (CFDST y CFST) de acero, rellenas de hormigón convencional (NSC) y de ultra alta resistencia (UHSC), sometidas a compresión axial y a compresión excéntrica de momento uniforme. Cada simulación numérica del modelo lleva asociada los propios valores experimentales de cada material que, junto al criterio de plasticidad adoptado, definen completamente el comportamiento mecánico de los materiales.

Por consiguiente, los principales parámetros del modelo son:

- La geometría de los tubos (diámetros y espesores).
- Las condiciones de contorno.
- La aplicación de la carga y su excentricidad.
- Los elementos finitos y el tamaño de malla.
- Las propiedades mecánicas del acero del tubo exterior (f_{yo} , f_{uo} , E_o).
- Las propiedades mecánicas del acero del tubo interior (f_{yi} , f_{ui} , E_i).
- Las propiedades mecánicas del hormigón del anillo (f_{co} , E_{co}).
- Las propiedades mecánicas del hormigón del núcleo (f_{ci} , E_{ci}).
- Las relaciones constitutivas uniaxiales de cada material.
- Los criterios de plasticidad asociados de cada material.
- Las interacciones mecánicas entre las superficies.

El desarrollo del modelo y el análisis de los parámetros son clave para alcanzar los objetivos planteados en esta tesis. Para ello, se utiliza un programa comercial denominado Abaqus (ABAQUS, 2014). Este programa, basado en el método de elementos finitos (MEF), posee una robusta capacidad para resolver problemas no lineales mediante procedimientos iterativos.

4.2. Geometría

Con independencia de la excentricidad de la carga, el modelo geométrico de las columnas de doble piel (CFDSSST) presenta cuatro partes bien diferenciadas: el anillo de hormigón, los tubos concéntricos de acero, la chapa y la placa de carga (figura 4-1). Por razones de simetría, condiciones de contorno y por ahorro en el coste computacional; sólo se define un cuarto de la geometría de la columna. Las condiciones de contorno en los extremos se consideran articulados (A-A) y se aplican en la entalla de la placa de carga (figura 4-2).

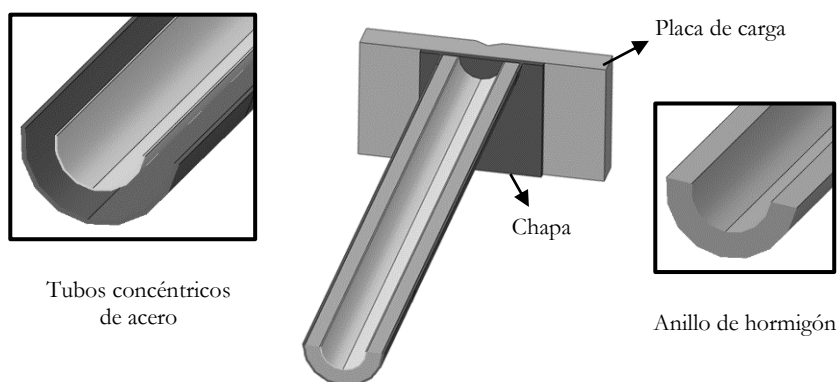
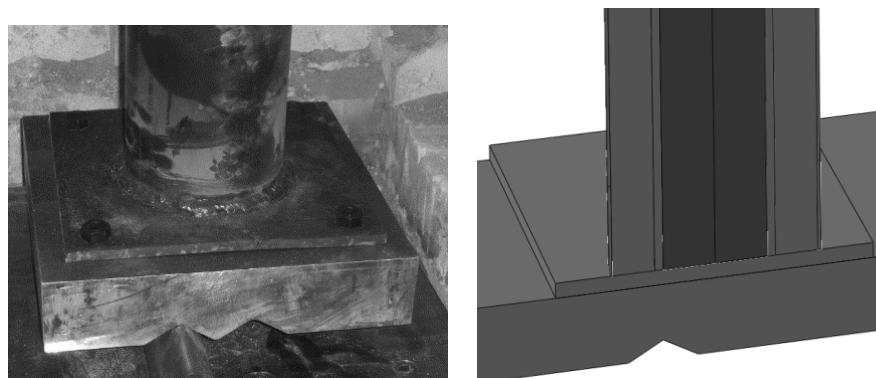


Figura 4-1. Ensamblaje de las partes del modelo en columna doble piel (CFDSSST).



a) Articulación del experimento en columna excéntrica. b) Articulación del modelo en columna excéntrica.

Figura 4-2. Detalle de la articulación real y del modelo.

De igual manera, en columnas de doble tubo (CFDST) el modelo geométrico está compuesto por cinco partes: el anillo y el núcleo interior del hormigón, los dos tubos concéntricos de acero, la chapa y la placa de carga (figura 4-3). Por las mismas razones que en el caso anterior, sólo se desarrolla un cuarto de la columna. Las condiciones de contorno y su aplicación son idénticas que la columna anterior.

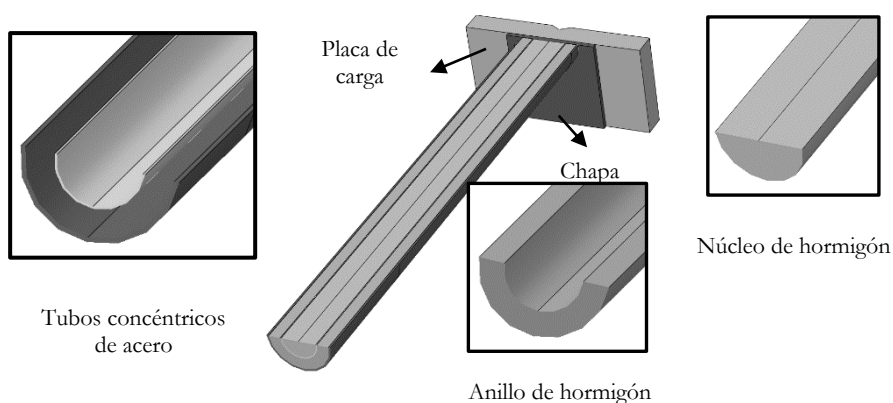


Figura 4-3. Ensamblaje de las partes del modelo en columna doble tubo (CFDST).

En columnas convencionales CFST, el modelo está configurado en cuatro partes: la placa de carga, la chapa, el tubo de acero y el hormigón de relleno. (figura 4-4). Por idénticas razones, sólo se modela un cuarto de la columna y se imponen las mismas condiciones de contorno.

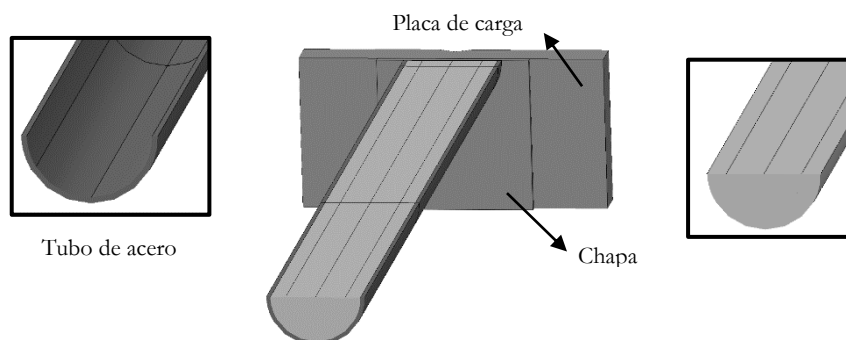


Figura 4-4. Ensamblaje de las partes del modelo en columna monotubo (CFST).

La placa de carga y la chapa se consideran *sólidos elásticos ideales*. Y, a través de ellos, la carga se transmite y se reparte, uniformemente, a todos los elementos de hormigón y a los tubos de acero (figura 4-5).

Posteriormente, las diferentes partes del modelo se ensamblan y se definen las propiedades de interacción adecuadas entre ellas. Tras el ensamblaje, el modelo presenta una apariencia como muestran las figuras 4-1, 4-3 y 4-4.

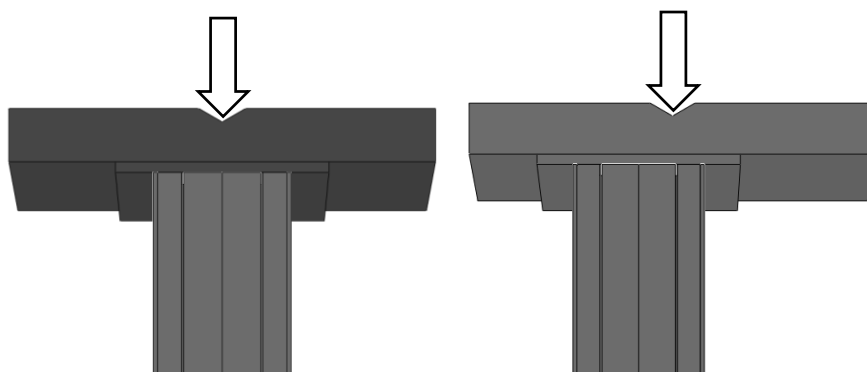


Figura 4-5. Detalle de aplicación de la carga centrada y excéntrica en el modelo.

4.3. Mallado del modelo

La librería de elementos finitos (EF) disponible en el programa es amplia y variada. Para construir un modelo se puede emplear cualquier combinación de elementos (1D, 2D o 3D). Los EF tridimensionales más utilizados son elementos tetraédricos y hexaédricos. Las ventajas e inconvenientes del empleo de unos u otros están extensamente reportados en la literatura*.

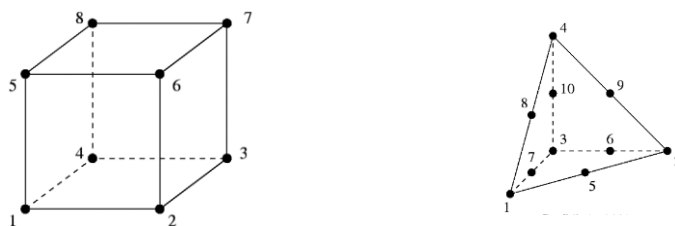
En Abaqus, todos los EF están integrados numéricamente con la opción de elegir un tipo de integración (híbrida o reducida), dependiendo de la precisión de la solución que se quiera conseguir. La integración numérica reducida (R) proporciona un ahorro computacional en virtud de obtener una solución menos exacta. En este caso, únicamente los elementos hexaédricos tienen la opción de utilizar la integración reducida.

* Por ejemplo, Oñate, E. 2009. *Structural Analysis with the Finite Element Method. Linear Statics: Volume 1: Basis and Solids*, Springer.

Por otro lado, el programa tiene la capacidad de realizar una formulación isoparamétrica de EF. Esta clase de formulación simplifica la matriz de rigidez del modelo y facilita la implementación de elementos geométricos complejos, por tanto, se aplican con frecuencia por su reducido coste computacional. Existen dos grupos, lineales (o de primer orden) y cuadráticos (o de segundo orden). De primer orden, se encuentran los sólidos hexaédricos de 8 nodos (C3D8); y de segundo orden, están los sólidos tetraédricos de 10 nodos (C3D10). En la medida que la geometría del modelo y el grado de precisión de la solución del problema lo permitan, la opción con menos coste computacional corresponde a EF de integración reducida (R), formulados isoparamétricamente en segundo orden. En este caso, el modelo está compuesto por EF en formulación isoparamétrica y, en su mayoría, con integración reducida (R).

No obstante, el requisito de calidad y la eficiencia de la simulación de un modelo numérico se determina con la elección del tamaño de malla*, como así lo especifica Han, L.-H. *y col.* (2011a) y otros investigadores en sus trabajos de columnas mixtas. De hecho, el empleo de un tamaño de EF pequeño puede causar costes computacionales elevados, sin embargo, utilizar un tamaño de EF grande produciría imprecisiones en el resultado de la simulación. Por tanto, el tamaño de malla debe adecuarse al comportamiento previsto del modelo porque un número elevado de EF evita la distorsión volumétrica, lo que daría lugar a errores durante el análisis, pero aumenta el coste computacional.

Dicho lo cual, el tipo de EF elegido en el modelo es el elemento sólido 3D. Para los tubos de acero, los elementos de hormigón y la placa metálica se utilizan los EF sólido hexaédrico de 8 nodos en integración reducida (C3D8R), mientras que la placa de carga está compuesta por EF sólido tetraédrico de 10 nodos (C3D10). (Figura 4-6).



a) Hexaedro lineal de 8 nodos (C3D8R) b) Tetraedro cuadrático de 10 nodos (C3D10)

Figura 4-6. Elementos finitos empleados en el modelo numérico (ABAQUS, 2014)

* Es el número de elementos finitos que integran la malla.

La razón de utilizar elementos tetraédricos en la placa de carga se justifica por la necesidad de desarrollar la geometría que posee la entalla en V de la placa, ya que este detalle no hubiera sido posible en caso de elementos hexaédricos. Esta elección provoca que estos elementos tetraédricos no se calculen en integración numérica reducida, con la consecuencia del aumento del coste computacional.

La densidad de malla del modelo se controla en base a los resultados de un análisis de sensibilidad de malla para obtener un máximo tamaño de EF de 20mm. Efectivamente, ese tamaño de malla patrón (semilla) es suficiente para predecir con alta fidelidad el comportamiento mecánico de las columnas. Las figuras 4-7 y 4-8 muestran los EF y el tamaño de malla de las diferentes partes que componen el modelo.

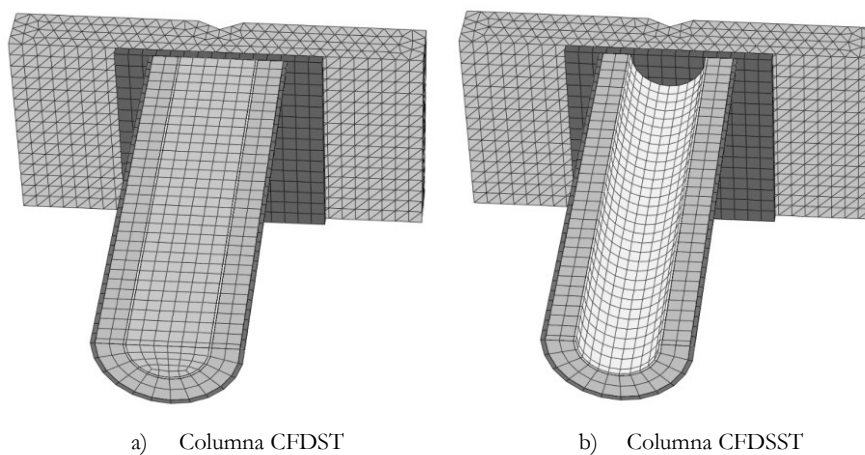


Figura 4-7. Tamaño de malla y tipos EF utilizados en el modelo de carga centrada.

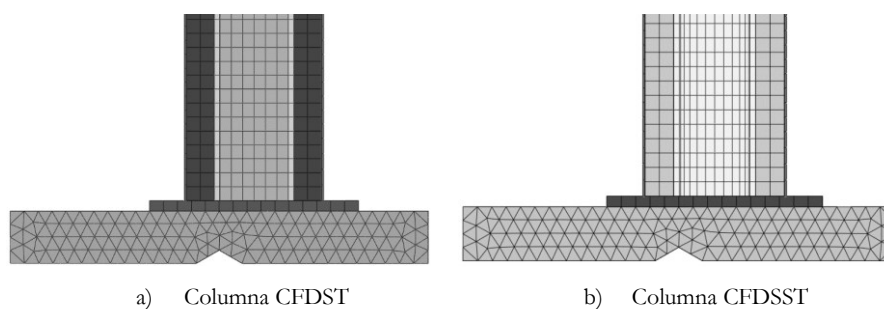


Figura 4-8. Tamaño de malla y tipos EF utilizados en el modelo de carga excéntrica.

4.4. Materiales

Los modelos constitutivos de los materiales proporcionan una formulación teórica que sólo pretende aproximar, tanto como sea posible, al comportamiento de sólidos ideales. Matemáticamente, establecen conexiones entre las tensiones y las deformaciones de los elementos finitos. Malvern, L.E. (1969) define modelo constitutivo de un material a la expresión matemática capaz de describir su comportamiento mecánico a nivel macroscópico.

En este contexto, los materiales utilizados en el modelo se consideran continuos, isotrópicos y homogéneos. Los elementos finitos desarrollados se definen como sólidos elásticos o sólidos elasto-plásticos. En particular, la placa de carga y la chapa se constituyen como *sólidos elásticos* (de respuesta lineal), mientras que los tubos de acero y los elementos de hormigón se tratan como *sólidos inelásticos* (de respuesta no lineal).

La ecuación constitutiva uniaxial de los sólidos elásticos más simple de todas es, la ley de Hooke. Por tanto, sólo dependen de dos parámetros independientes: el módulo de elasticidad (E) y el coeficiente de Poisson (ν). En contraste, los sólidos elasto-plásticos precisan de un modelo constitutivo uniaxial más complejo y, además, necesitan de un criterio de plasticidad, donde la superficie de fluencia represente el estado multiaxial al cual se encuentran sometidos los tubos de acero y los elementos de hormigón.

4.4.1. Acero

El acero es un material metálico cuya respuesta mecánica a tracción y compresión se considera similar, por ello, no es necesario diferenciar su comportamiento ni definir modelos constitutivos diferentes.

4.4.1.1. Modelo constitutivo de sólidos elasto-plásticos

Para definir la rama elástica, de *sólidos elásticos ideales*, se asumen valores nominales del Eurocódigo 3 (AENOR, 2013b): $E_s=210.000\text{MPa}$ y $\nu_s=0,3$.

Por otra parte, los *sólidos elasto-plásticos no ideales* se definen completamente especificando los dos tramos del comportamiento mecánico. Para el tramo elástico, se introduce el valor experimental del módulo de Young de cada tubo y se mantiene el valor de $\nu_s=0,3$.

Para el tramo plástico, se introducen los valores de tensión y deformación plástica *verdaderos** ($\sigma^t - \epsilon_p^t$), obtenidos a partir del modelo constitutivo uniaxial definido por Menegotto, M. y Pinto, P.E. (1973). La elección del modelo de Menegotto-Pinto, en lugar de otros modelos uniaxiales disponibles en la bibliografía, se realiza a través del resultado del análisis de sensibilidad cuyos detalles se describen en el siguiente capítulo.

La definición completa de la curva $\sigma - \epsilon$ del modelo de Menegotto-Pinto se establece mediante cinco parámetros: el módulo de elasticidad (E), el límite elástico (f_y), el límite de rotura (f_u), el módulo de rigidez secundario (E_h) y el exponente de la curva de la zona plástica (r). Los tres primeros, se obtienen de los valores experimentales (tabla 4.1) y, los dos últimos, se extraen de la publicación realizada por Portoles, J.M. y col. (2011) sobre columnas esbeltas CFST, donde se obtienen buenos resultados para $E_h = 10.500\text{MPa}$ y $r = 2,9$.

La expresión de la ecuación constitutiva de Menegotto-Pinto está detallada en el **Anexo I “Modelos constitutivos de materiales”** y en la figura 4-9 se representa con valores experimentales *verdaderos* de la columna NR01.

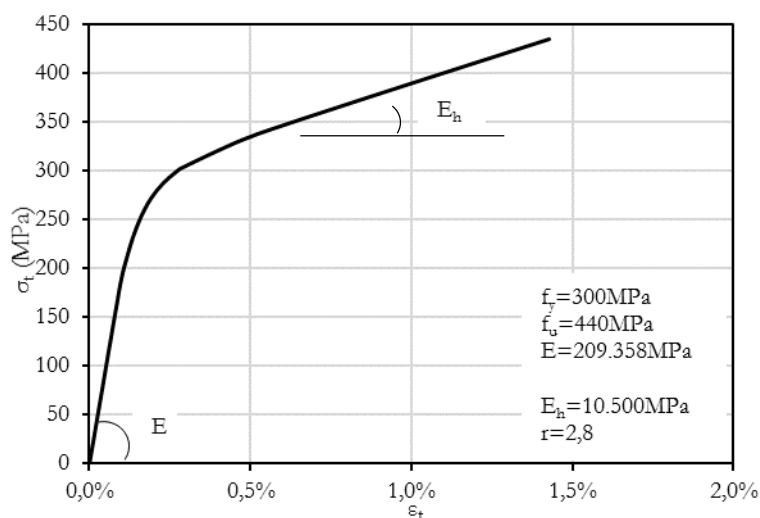


Figura 4-9. Modelo uniaxial de acero de Menegotto-Pinto.

* Los valores *verdaderos* $\sigma_t - \epsilon_t$ (*true*) se calculan a partir de valores $\sigma - \epsilon$ de *ingeniería* (*engineering*) extraídos del ensayo de tracción. La utilización de valores *verdaderos* anula el error cometido al suponer que la sección transversal de la probeta se mantiene constante, sin estricción, durante todo el ensayo.

La tabla 4.1 recoge los valores experimentales de las propiedades mecánicas de los tubos exterior e interior en las veintiocho columnas analizadas. Los valores experimentales se obtienen a través de la realización del ensayo de tracción sobre probetas normalizadas, extraídas de cada tubo, según especifica la norma AENOR (2010). Conviene recordar que los valores de la tabla son de *ingeniería*, y antes de introducirlos en el modelo, se deben transformar en valores *verdaderos*.

Tabla 4.1. Valores experimentales de ingeniería las columnas ensayadas (MPa)

Id.	Codificación	Tubo exterior			Tubo interior		
		f_{yo}	f_{uo}	E_o	f_{yi}	f_{ui}	E_i
NR01	C200-3-30_C114-8-00_00	300	440	209.358	400	470	210.002
NR02	C200-3-30_C114-8-30_00	330	437	210.510	396	483	206.939
NR03	C200-3-30_C114-8-150_00	271	436	203.243	415	500	217.302
NR04	C200-6-30_C114-3-00_00	408	471	180.930	347	445	209.740
NR05	C200-6-30_C114-3-30_00	378	462	190.671	300	426	210.134
NR06	C200-6-30_C114-3-150_00	389	465	195.988	358	440	209.169
NR07	C200-3-150_C114-8-00_00	300	440	209.358	400	470	210.002
NR08	C200-3-150_C114-8-30_00	330	437	210.510	396	483	206.939
NR09	C200-3-150_C114-8-150_00	271	436	203.243	415	500	217.302
NR10	C200-6-150_C114-3-00_00	408	471	180.930	347	445	209.740
NR11	C200-6-150_C114-3-30_00	378	462	190.671	300	426	210.134
NR12	C200-6-150_C114-3-150_00	389	465	195.988	358	440	209.169
NR13	C200-3-30_C114-8-00_50	318	484	209.555	435	505	182.501
NR14	C200-3-30_C114-8-30_50	318	484	209.555	435	505	182.501
NR15	C200-3-30_C114-8-150_50	318	484	209.555	435	505	182.501
NR16	C194-6-30_C114-3-00_50	401	530	209.738	248	455	209.698
NR17	C194-6-30_C114-3-30_50	401	530	209.738	248	455	209.698
NR18	C194-6-30_C114-3-150_50	401	530	209.738	248	455	209.698
NR19	C200-3-150_C114-8-00_50	400	480	209.453	439	501	185.195
NR20	C200-3-150_C114-8-30_50	395	487	210.767	439	501	185.195
NR21	C200-3-150_C114-8-150_50	400	480	209.453	439	501	185.195
NR22	C194-6-150_C114-3-00_50	390	512	209.732	325	439	210.487
NR23	C194-6-150_C114-3-30_50	390	512	209.732	325	439	210.487
NR24	C194-6-150_C114-3-150_50	390	512	209.732	325	439	210.487
NR25	C194-8-30_00	441	522	195.623	--	--	--
NR26	C194-8-150_00	441	522	195.623	--	--	--
NR27	C194-8-30_50	441	522	195.623	--	--	--
NR28	C194-8-150_50	433	511	199.485	--	--	--

4.4.1.2. Criterio de plasticidad

El principio de elección del criterio de plasticidad debe ser simple de determinar y con la capacidad de representar estados de tensión multiaxiales, ya que los tubos de acero están sometidos a estados tensionales biaxiales.

El fenómeno tensional de los tubos viene producido por tener que soportar la correspondiente parte de la carga de compresión y, además, han de retener los elementos de hormigón.

El modelo de plasticidad de Von-Mises es el más utilizado para materiales metálicos porque tienen una resistencia a tracción y a compresión del mismo orden de magnitud y su deformación plástica no depende de la presión hidrostática. Por tanto, el modelo de plasticidad queda completamente definido con una sola variable, independientemente del estado tensional en que se encuentre.

En un estado triaxial de tensiones, la superficie de fluencia es un cilindro porque no depende del valor de la presión hidrostática y el criterio de plastificación se define de la siguiente manera:

$$\sigma_v = \sqrt{3J_2} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2]} \quad (4-1)$$

Recapitulando, el modelo de plasticidad de Von-Mises se elige para definir el límite y la superficie de fluencia del estado biaxial de tensiones de los tubos por su simplicidad ya que sólo depende de un parámetro, f_y , por tanto, adaptando la expresión (4-1) a la situación de los tubos, se obtiene (4-2):

$$\sigma_h^2 - \sigma \cdot \sigma_h + \sigma^2 = f_y^2 \quad (4-2)$$

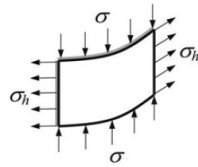
Donde:

σ es la tensión axial del tubo.

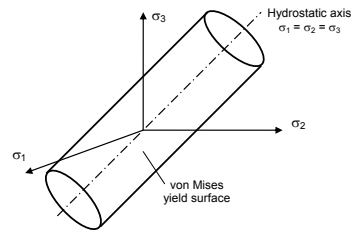
σ_h es la tensión perimetral del tubo.

f_y es el límite elástico del tubo.

En la figura 4-10-a queda representada la porción de tubo de una columna rellena de hormigón sometido a un estado biaxial de tensiones.



a) Porción de tubo sometido a tensiones



b) Superficie de fluencia de Von-Mises

(ABAQUS)

Figura 4-10. Estado multiaxial de tensiones de un tubo de acero.

Mediante el criterio de Von-Mises, la respuesta de los tubos de acero está definida por un modelo de plasticidad con regla de flujo asociada pero independiente de la presión hidrostática. En esta situación, cuando el estado tensional de un punto del sólido caiga dentro de la superficie de fluencia (figura 4-10-b), el comportamiento del tubo de acero es linealmente elástico. Mientras que, si el estado tensional alcanza el contorno de la superficie de fluencia, el comportamiento del acero llega a ser perfectamente plástico. En consecuencia, el acero agota su capacidad mecánica y no puede resistir mayores cargas.

4.4.2. Hormigón

En contraste con el idéntico comportamiento del acero a tracción y compresión, el hormigón no responde mecánicamente igual al estar comprimido o traccionado. Además, la respuesta es no lineal, aproximadamente, desde el inicio de las deformaciones. En este caso, se considera como sólido inelástico con dos ramas diferentes de comportamiento, uno, para compresión, y otro, para tracción.

En columnas mixtas sometidas a compresión, el hormigón se expande lateralmente, y al mismo tiempo, los tubos de acero lo confinan. Ese confinamiento es pasivo por naturaleza, pudiendo incrementar la resistencia y la ductilidad del hormigón.

Después de que se produzca la interacción entre ambos materiales, y mientras el acero está sometido a un estado biaxial de tensiones; el hormigón confinado presenta un estado triaxial de tensiones. En ese estado, la superficie de fluencia (el criterio de plasticidad), depende de la presión hidrostática. De hecho, la superficie de fluencia es distinta a bajas y, a altas presiones. Además, el sólido sufre cambios irreversibles de volumen, originando el fenómeno de dilatancia.

La simulación numérica, por el método de elementos finitos (MEF), es una herramienta poderosa que permite cuantificar la acción *compuesta* entre ambos materiales. Para ello, es indispensable definir un buen modelo constitutivo, extensible a hormigones de ultra alta resistencia (UHSC), y un criterio de plasticidad adecuado, que proporcione un resultado realista del comportamiento inelástico del hormigón sometido a confinamiento pasivo.

4.4.2.1. Modelo constitutivo uniaxial de compresión

Para definir el tramo elástico, se emplea el valor nominal del coeficiente de Poisson ($\nu_c=0,20$) facilitado por el Eurocódigo 2 (AENOR, 2013a). Respecto al valor del módulo de elasticidad (E_c), se estima mediante la expresión 4-3, proporcionada por la norma europea en función de la resistencia a compresión. La tabla 4.2 recoge los valores de f_c experimentales de los elementos de hormigón (anillo y núcleo) en las veintiocho columnas y las estimaciones de E_c correspondientes del Eurocódigo 2.

Tabla 4.2. Valores experimentales de los hormigones de las columnas ensayadas (MPa)

Id.	Codificación	Anillo		Núcleo	
		f_{co}	E_{co}	f_{ci}	E_{ci}
NR01	C200-3-30_C114-8-00_00	36	32.308	--	--
NR02	C200-3-30_C114-8-30_00	45	34.545	42	33.837
NR03	C200-3-30_C114-8-150_00	43	34.077	134	47.924
NR04	C200-6-30_C114-3-00_00	35	32.036	--	--
NR05	C200-6-30_C114-3-30_00	44	34.313	40	33.346
NR06	C200-6-30_C114-3-150_00	43	34.077	123	46.708
NR07	C200-3-150_C114-8-00_00	139	48.454	--	--
NR08	C200-3-150_C114-8-30_00	139	48.454	43	34.077
NR09	C200-3-150_C114-8-150_00	142	48.765	141	48.662
NR10	C200-6-150_C114-3-00_00	137	48.244	--	--
NR11	C200-6-150_C114-3-30_00	137	48.244	45	34.545
NR12	C200-6-150_C114-3-150_00	146	49.173	140	48.558
NR13	C200-3-30_C114-8-00_50	45	34.545	--	--
NR14	C200-3-30_C114-8-30_50	40	33.346	40	33.346
NR15	C200-3-30_C114-8-150_50	55	36.689	135	48.031
NR16	C194-6-30_C114-3-00_50	43	34.077	--	--
NR17	C194-6-30_C114-3-30_50	42	33.837	42	33.837
NR18	C194-6-30_C114-3-150_50	43	34.077	146	49.173
NR19	C200-3-150_C114-8-00_50	137	48.244	--	--
NR20	C200-3-150_C114-8-30_50	143	48.868	41	33.594
NR21	C200-3-150_C114-8-150_50	143	48.868	141	48.662
NR22	C194-6-150_C114-3-00_50	140	48.558	--	--
NR23	C194-6-150_C114-3-30_50	148	49.374	45	34.545
NR24	C194-6-150_C114-3-150_50	149	49.474	149	49.474
NR25	C194-8-30_00	40	33.346	--	--
NR26	C194-8-150_00	139	48.454	--	--
NR27	C194-8-30_50	41	33.594	--	--
NR28	C194-8-150_50	149	49.474	--	--

Para definir el tramo plástico, se introducen los valores de tensión y deformación plástica (σ - ϵ_p) obtenidos a partir del modelo constitutivo uniaxial detallado por Tao, Z. y col. (2013), pero con un valor de módulo de elasticidad (E_c) diferente al utilizado por los autores.

En la publicación de Tao, el modelo constitutivo se valida a través de ensayos experimentales en columnas CFST. El modelo no considera el aumento de la resistencia del hormigón y sólo tiene en cuenta la mejora de la ductilidad, causada por el confinamiento.

El modelo constitutivo se compone de tres tramos. El tramo ascendente y el tramo horizontal utiliza el modelo desarrollado por Samani, A.K. y Attard, M.M. (2012), validados para hormigones con resistencia a compresión no mayor de 100MPa. El tramo descendente se ajusta a una función exponencial, validada por Binici, B. (2005). La formulación completa del modelo constitutivo uniaxial de Tao, Z. y col. (2013) es muy extensa y se encuentra detallada en el **Anexo I “Modelos constitutivos de materiales”**.

En la formulación original del modelo de Tao, se emplea la expresión empírica dada por la ACI 318 (ACI, 2011) para estimar el valor del módulo de elasticidad del hormigón (E_c). En este caso, se opta por utilizar la fórmula empírica dada por el Eurocódigo 2 (AENOR, 2013a).

$$E_c = 22000 \cdot [(f_c / 10)^{0.3}] \quad (4-3)$$

Donde:

f_c es la resistencia a compresión del hormigón en MPa.

Este modelo constitutivo (modificado) funciona correctamente para todas las clases resistentes de hormigón, incluso para HSC y UHSC. Precisamente, se eligió en base a los resultados del análisis de sensibilidad realizado con otros modelos uniaxiales encontrados en la bibliografía. La descripción detallada del análisis de sensibilidad y la justificación de la elección se encuentra disponible en el capítulo siguiente.

Las figuras 4-11 y 4-12 representan el modelo constitutivo uniaxial σ - ϵ de Tao, con la modificación de E_c , con valores experimentales de hormigón de clase C30 y C150.

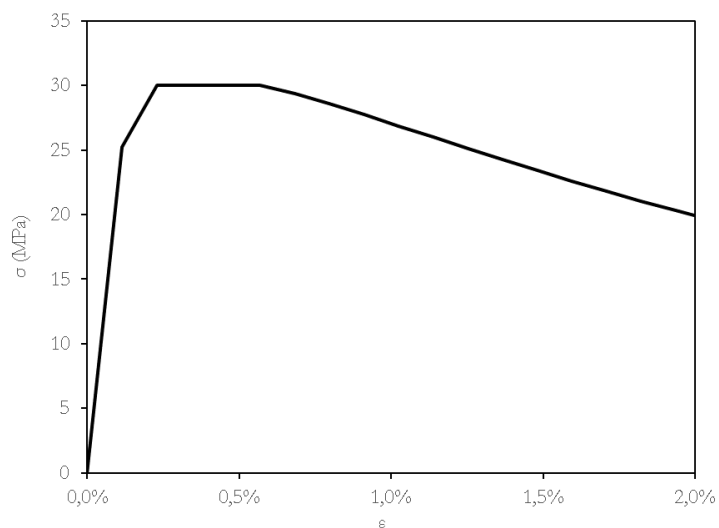


Figura 4-11. Modelo uniaxial de compresión (Tao, modificado) para hormigón ($f_c=30\text{MPa}$).

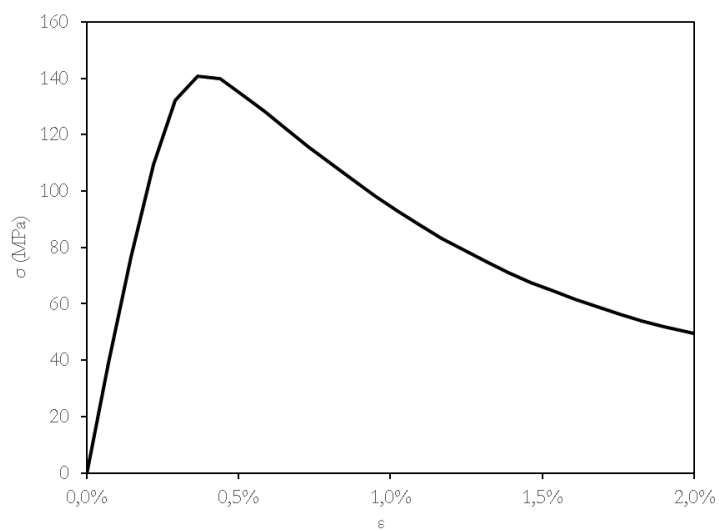


Figura 4-12. Modelo uniaxial de compresión (Tao, modificado) para hormigón ($f_c=141\text{MPa}$).

4.4.2.2. Modelo constitutivo uniaxial de tracción

Para definir este modelo constitutivo se emplean las expresiones descritas por el Código Modelo (*fib*, 2013). El propio código establece que, si no se dispone de datos experimentales, la resistencia a tracción uniaxial del hormigón (f_t) se puede estimar a partir de la resistencia a compresión (f_c). Conocido el valor de la resistencia a tracción, se procede a la calcular la relación constitutiva. El Código Modelo permite utilizar dos modelos en función de considerar la fisuración del hormigón. El primero, considera que el hormigón no está fisurado y se obtiene una relación tensión-deformación. En la figura 4-13, se representa el diagrama bilineal tensión-deformación (σ_t - ϵ_t) a tracción de un hormigón cuya resistencia a compresión es de 45,4MPa válido para $\epsilon_t < 0,015\%$.

El segundo, contempla la fisuración del hormigón y utiliza una relación tensión-apertura de fisura (σ_t - w). La figura 4-14 muestra el resultado de dicha relación constitutiva con los mismos valores experimentales que en el caso anterior.

Cabe destacar que el modelo constitutivo para elementos fisurados, está relacionado directamente con la energía de fractura (G_F). A su vez, la energía depende de algunos parámetros inherentes al hormigón como el tamaño del árido, sobretodo, cuando se trata de hormigones HSC o UHSC. En este caso, el modelo no considera tal dependencia porque, en ausencia de valores experimentales precisos, se utiliza la estimación de la resistencia a tracción proporcionada por el Código Modelo (*fib*, 2013).

Las formulaciones de ambos modelos constitutivos uniaxiales se encuentran disponibles en detalle en el **Anexo I “Modelos constitutivos de materiales”**.

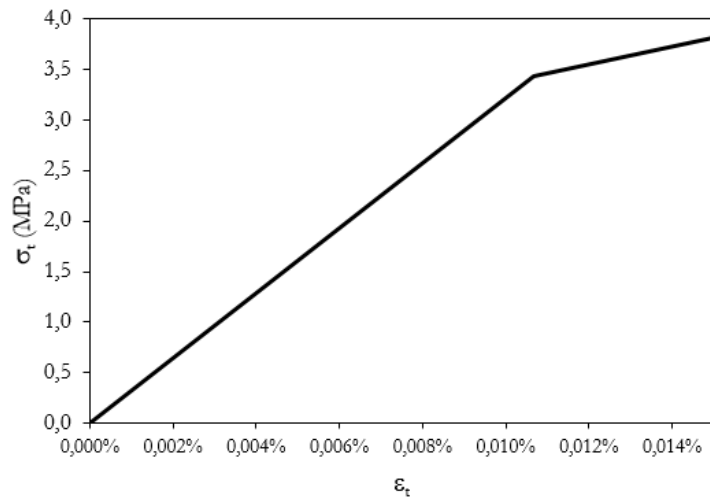


Figura 4-13. Modelo uniaxial de tracción σ - ϵ (Código Modelo) para hormigón ($f_c=45,4\text{MPa}$).

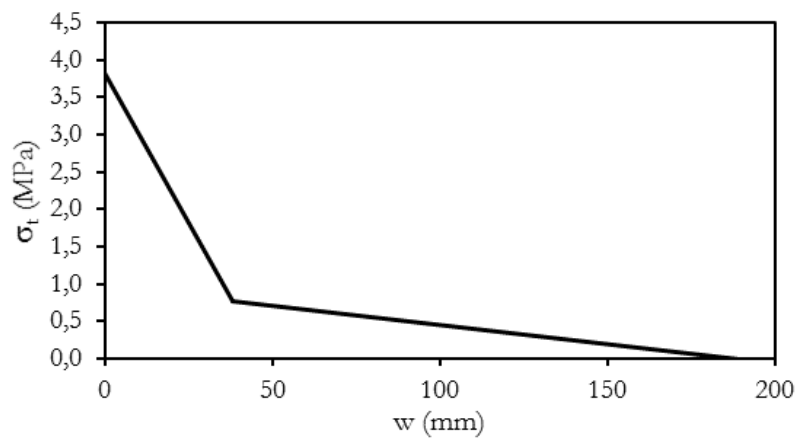


Figura 4-14. Modelo uniaxial de tracción σ -w (Código Modelo) para hormigón ($f_c=45,4\text{MPa}$).

Inicialmente, en el modelo se emplea la relación constitutiva tensión-deformación, sin embargo, en los casos con hormigones UHSC y/o cargas excéntricas, donde aparecen problemas de convergencia numérica, se utiliza la ecuación constitutiva tensión-apertura de fisura. De cualquier modo, ambos modelos proporcionan resultados idénticos en la simulación numérica.

4.4.2.3. Criterio de plasticidad en columna centrada

Para caracterizar el comportamiento de aquellos materiales frágiles que tienen menor resistencia a tracción que a compresión y están sometidos a estados tensionales triaxiales como el hormigón, el programa Abaqus (ABAQUS, 2014) (ABAQUS, 2014) dispone de diversos modelos de plasticidad. Entre todos los modelos, se selecciona el modelo Drucker-Prager (D-P) con endurecimiento como modelo de plasticidad para los casos de columnas esbeltas mixtas, cargadas axialmente.

La formulación matemática de este modelo surge como una simple modificación del criterio de Von-Mises, donde se incluye el efecto de la presión hidrostática, la influencia del ángulo de rozamiento interno y la cohesión entre partículas. Según Yu, T. y col. (2010a), el modelo de D-P se emplea con frecuencia en simulaciones numéricas con hormigón confinado por su simplicidad y su sensibilidad en captar el aumento de la resistencia a cortante, originado por el incremento de la presión hidrostática*, cuya magnitud está asociada al confinamiento.

Cuando la respuesta del hormigón está gobernada por el modelo de Drucker-Prager, éste se caracteriza por ser un modelo de plasticidad con regla de flujo asociada y endurecimiento isotrópico. Lo cual quiere decir, que en el instante en que el hormigón comienza a deformarse plásticamente, se produce la expansión de la superficie de fluencia, por el aumento de la presión hidrostática (endurecimiento), hasta alcanzar el valor límite del hormigón. En un estado de tensiones triaxial, la representación gráfica de la superficie de fluencia de D-P es un cono de base circular.

Para definir la superficie de fluencia (F) del modelo D-P lineal en el plano meridional (p-t), es necesario determinar los parámetros de la expresión siguiente:

$$F = t - p \cdot \tan \beta - d = 0 \quad (4.4)$$

* Cabe recordar que el modelo de plasticidad de Von-Mises es insensible (independiente) a la presión hidrostática, por tanto, a la presión de confinamiento.

Donde:

$$t = \frac{q}{2} \left[1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K}\right) \left(\frac{r}{q}\right)^3 \right]$$

$$p = -\frac{1}{3} I_1; (I_1: \text{primer invariante tensor de tensiones}).$$

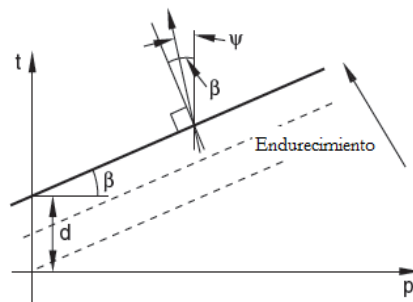
β es el ángulo de fricción y su valor depende del material.

(En el plano $p-t$, es la pendiente de la superficie de fluencia, figura 4-15-a)

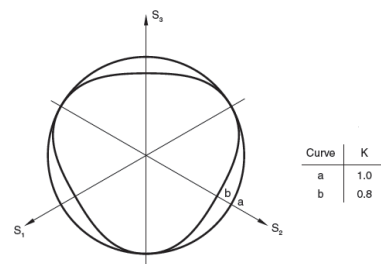
$$d = f_c \left(1 - \frac{\tan \beta}{3}\right), \text{ es la cohesión del material.}$$

$$q = \sqrt{3J_2}; (J_2: \text{Segundo invariante tensor desviador de tensiones}).$$

$$r = \sqrt[3]{\frac{2}{3}(S_1^3 + S_2^3 + S_3^3)}; (\text{siendo } S_1, S_2, S_3 \text{ tensiones desviadoras}).$$



a) Superficie de fluencia en el plano meridional



b) Superficies de fluencia en el plano desviador al modificar K

Figura 4-15. Modelo de Drucker-Prager (ABAQUS, 2014).

Según la expresión (4-5), para definir completamente el flujo potencial (G), es necesario conocer un nuevo parámetro:

$$G = t - p \cdot \tan \psi \quad (4-5)$$

Donde:

ψ es el ángulo de dilatación en el plano $p-t$ (figura 4-15-a).

Comparando las expresiones (4-4) y (4-5), se observa que la superficie de fluencia (F) y el flujo potencial (G) dependen de los parámetros ángulo de dilatancia (ψ) y ángulo de fricción (β). En el caso de $\psi \neq \beta$, puede que la regla de flujo no sea asociada, pero, si $\psi = \beta$, entonces la regla de flujo es asociada completamente.

Por lo tanto, para definir el modelo de plasticidad con endurecimiento de Drucker-Prager, es necesario cuantificar el ángulo de dilatancia (ψ), el ángulo de fricción (β) y la constante asociada al material (K); a través de ensayos triaxiales de compresión, y posteriormente, realizar un ajuste y una validación de los mismos. No obstante, cabe la posibilidad de recurrir a valores, empleados en diversas investigaciones sobre columnas mixtas, adoptando al modelo aquellos que proporcionen la mejor respuesta.

Finalmente, en el modelo se utilizan los siguientes de valores: $\psi=15^\circ$, $\beta=25^\circ$ y $K=0,8$ que se extrajeron de los trabajos publicados por Hu, H.-T. y Su, F.-C. (2011), proporcionando buenos resultados.

Drucker-Prager (D-P) representa, con buena precisión, la respuesta no lineal del hormigón en la simulación numérica y minimiza los problemas de convergencia asociados a la tracción del hormigón, ya que éste se desprecia al considerarlo totalmente fisurado.

4.4.2.4. Criterio de plasticidad en columna excéntrica

Para columnas esbeltas con carga excéntrica de momento uniforme, donde la respuesta del hormigón a tracción no se puede despreciar, se elige como criterio de fluencia el modelo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). Este modelo es válido para hormigones en masa sujetos a cargas monotónicas, como ocurre en este caso.

Esta elección se debe a que el hormigón tiene diferentes comportamientos bajo compresión y tracción. En este caso, debido a la excentricidad, es necesario definir las relaciones uniaxiales de tracción y compresión ya que el propio modelo CDP combina ambas relaciones de comportamiento para describir adecuadamente el daño irreversible que ocurre en el proceso de rotura del hormigón. La excentricidad de la carga va a generar momentos de primer orden muy superiores a los de segundo orden, por tanto, el comportamiento a tracción ha de ser considerado por el criterio de plasticidad.

La justificación, de escoger CDP en vez de D-P, estriba en la robustez numérica que posee al combinar dos relaciones uniaxiales diferentes. D-P es también robusto, pero cuando se utiliza una única ecuación constitutiva.

Según describe Yu, T. y col. (2010b), la plasticidad (*plasticity*) se define como la deformación no recuperable del material y el daño (*damage*) se caracteriza por la degradación permanente de las constantes elásticas del material, es decir, la pérdida de rigidez.

El modelo CDP utiliza el concepto de daño isotrópico en combinación con la rama elasto-plástica de compresión y la rama elasto-plástica de tracción del hormigón. De esta manera se consigue representar con precisión el comportamiento inelástico del hormigón comprimido.

El daño (d) se emplea para simular la disminución de las constantes elásticas de cualquier hormigón comprimido. El rango de valores del daño está comprendido entre cero (no se produce degradación del material) hasta uno (material totalmente dañado). En el modelo no se considera la degradación del material (d=0), proporcionando una respuesta no lineal del hormigón adecuada.

En un estado tensional triaxial, la superficie de fluencia del modelo CDP tiene forma de pirámide, cuya base está formada por una curva de tres vértices por donde pasan los meridianos de tracción (TM) y compresión (CM).

En consecuencia, para definir el modelo de plasticidad y, por tanto, la superficie de fluencia, se necesita determinar dos estados triaxiales de tensiones: el meridiano de tracción (TM) y el meridiano de compresión (CM). El TM es un estado que satisface $\sigma_{MAX} = \sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$; y CM es aquel estado donde $\sigma_{MAX} = \sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$, siendo $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ los autovalores de tensor de tensiones. Para el caso que $\sigma_{MAX} < 0$, las condiciones de plasticidad a lo largo de los meridianos se reduce a:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{2}{3}\gamma+1\right)q-(\gamma+3\alpha)p=(1-\alpha)\sigma_c \quad (\text{TM}) \\ & \left(\frac{1}{3}\gamma+1\right)q-(\gamma+3\alpha)p=(1-\alpha)\sigma_c \quad (\text{CM}) \end{aligned} \tag{4-6}$$

Con lo anterior, la superficie de fluencia (F) queda definida como:

$$\mathcal{F} = \frac{1}{1-\alpha} [q - 3\alpha p + \beta(\sigma_{max} - \gamma(\sigma_{max}))] - \sigma_c = 0 \tag{4-7}$$

Donde:

$$\alpha = \frac{(f_{c2D} / f_{c1D}) - 1}{2(f_{c2D} / f_{c1D}) - 1}; \text{ con } 0 \leq \alpha \leq 0,5 \quad (4-8)$$

$$\beta = \frac{\sigma_c}{\sigma_t} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (4-9)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (4-10)$$

f_{c2D} / f_{c1D} es la ratio entre la resistencia a compresión biaxial y uniaxial
 $K_c = q_{TM} / q_{CM}$ con $0,5 < K_c < 1$. Es la ratio entre el segundo invariante del TM y CM para cualquier valor de la presión hidrostática (p).

σ_c y σ_t son las tensiones uniaxiales de compresión y tracción en función de las deformaciones plásticas correspondientes.

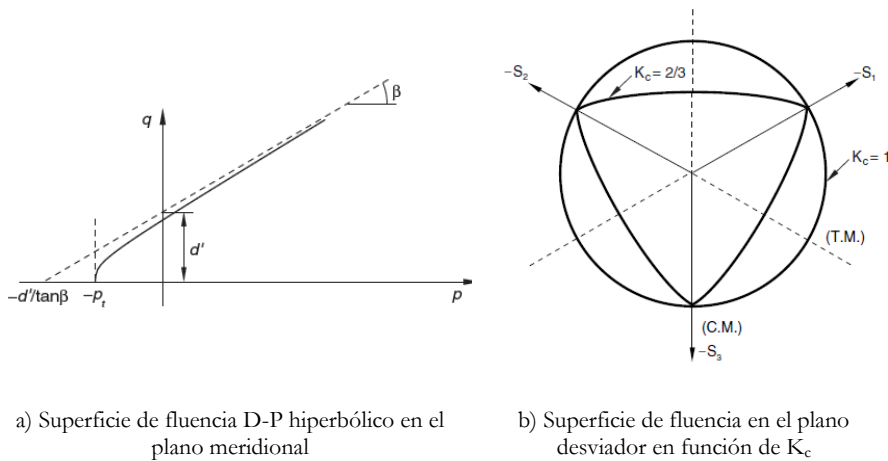


Figura 4-16. Modelo de Concrete Damaged Plasticity (ABAQUS, 2014)

En este modelo, el flujo potencial G utiliza la función de Drucker-Prager hiperbólica (figura 4-16-a), cuya expresión para $d'=0$ es:

$$G = \sqrt{(e\sigma_{t0} \cdot \tan \psi)^2 + q^2} - p \tan \psi \quad (4-11)$$

Donde:

- ψ es el ángulo de dilatancia en el plano p-t. (asociado al material)
- σ_{t0} es la resistencia de tensión del hormigón.
- e es un parámetro, referido a la excentricidad, que define la ratio por el cual la función G se aproxima a la asíntota de la hipérbola. Si $e=0$, entonces el flujo potencial sería una recta y coincidiría con el modelo de Drucker-Prager lineal.

Los valores de los parámetros claves del modelo de CDP son: $\psi = 30^\circ$, $e = 0,1$, $f_{c2D} / f_{c3D} = 1,16$ y $K_C = 2/3$. Estas magnitudes se obtienen de investigaciones de modelos numéricos, validados experimentalmente, en columnas circulares CFST realizado por Han, L.-H. y col. (2007) y verificado por Tao, Z. y col. (2013); obteniendo resultados adecuados en las simulaciones.

Finalmente, a pesar de tener que resolver ciertos problemas de convergencia, el criterio de plasticidad *Concrete Damaged Plasticity* permite obtener una respuesta del comportamiento inelástico del hormigón bastante precisa, teniendo en cuenta la respuesta de tracción del hormigón.

4.5. Interacciones

Para simular el contacto entre los diferentes elementos, es necesario especificar las superficies que van a interactuar. En el modelo, se define la interacción acero-hormigón que representa el contacto entre las superficies de los tubos de acero con el hormigón y, también, la chapa con el hormigón. La otra interacción, denominada acero-acero, engloba el contacto entre superficies de la chapa con los tubos de acero y la chapa con la placa de carga.

Es importante definir adecuadamente las interacciones chapa-placa de carga, chapa-tubos y chapa-elementos de hormigón para conseguir que la transmisión de la carga se realice lo más uniforme y no se produzcan distorsiones numéricas.

Todas las interacciones definidas en el modelo son por contacto mecánico. Dependiendo de la dirección del contacto, el programa distingue entre contacto tangencial y normal. Los contactos tangenciales interactúan por rozamiento y los normales dependen de la presión de penetración.

4.5.1. Contacto normal

En este caso, se escoge el contacto normal más sencillo, denominado contacto duro (*hard*). Es un contacto binario, es decir, cuando las superficies están en contacto se transmiten presión, mientras que, si están separadas no se transmiten presión.

4.5.2. Contacto tangencial

Este contacto está gobernado por el modelo de fricción de Coulomb, permitiendo transmitir tensiones tangenciales en la interfaz de las superficies en función de la presión de contacto. Cuantifica la máxima tensión tangencial entre dos superficies para realizar la presión de contacto entre ambas.

La expresión (4-12) describe el criterio de rozamiento del modelo de Coulomb, por el cual se acotan las tensiones tangenciales que pueden soportar las superficies antes de que empiecen a deslizar una respecto a la otra. Si la tensión equivalente tangencial (τ_{eq}) de las superficies es menor que la tensión límite (τ_{crit}), entonces no se produce deslizamiento. En caso contrario, se inicia el deslizamiento entre superficies.

$$\tau_{eq} = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} < \tau_{crit} = \mu P \quad (4-12)$$

Donde:

μ es el coeficiente de rozamiento isótropo.

p es la presión de contacto.

τ_{eq} es la tensión equivalente friccional.

τ_1, τ_2 son las tensión de las superficies.

La figura 4-17 representa el criterio de Coulomb. La pendiente de la recta queda definida por el coeficiente de fricción (μ). La zona sombreada significa que las superficies no presentan deslizamiento.

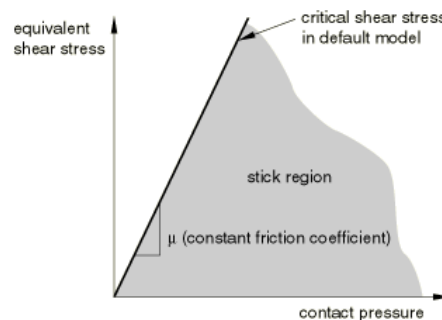


Figura 4-17. Modelo friccional isotrópico de Coulomb (ABAQUS, 2014)

Observando la figura 4-17, el valor del μ hace que la región donde se produce el deslizamiento sea más grande o más pequeña. Por ello, sería recomendable llevar a cabo un análisis de sensibilidad para estudiar su influencia en la respuesta mecánica de la columna.

Fruto del análisis de sensibilidad desarrollado, se escoge un valor inicial de 0,25 para determinar el contacto tangencial de todas las interacciones definidas en el modelo numérico. Este valor también es utilizado por Hu, H.-T. y Su, F.-C. (2011), Hassanein, M.F. *y col.* (2013), Tao, Z. *y col.* (2013) y Pagoulatou, M. *y col.* (2014) en estudios numéricos de columnas cortas circulares mixtas, proporcionando buenos resultados. Sin embargo, en algunos casos de columnas con hormigón UHSC y/o excentricidad el modelo no encontraba soluciones por cuestiones de convergencia, por ello, el valor de μ se tuvo que modificar hasta 0,8.

4.6. Proceso de análisis

Para investigar el comportamiento real de una columna esbelta sometida a cargas de compresión y obtener una respuesta con un alto grado de precisión, es necesario llevar a cabo un análisis no lineal del modelo, considerando la no linealidad geométrica y del material.

4.6.1. Imperfección geométrica de la columna

Como geometría de partida, en el modelo se introduce la no linealidad geométrica originada por la imperfección inicial de la columna. Esta imperfección depende del proceso de fabricación y tiene en cuenta la falta de rectitud de las columnas reales.

En la bibliografía se encuentran diferentes valores acerca del valor de la imperfección inicial. En este caso, se considera una imperfección de $L/1000$ recomendada por Han, L.-H. *y col.* (2009) y Galambos, T.V. y Surovek, A.E. (2008). No obstante, la selección de esta imperfección se justifica a través de un análisis de sensibilidad pertinente, desarrollado en el próximo capítulo.

Definida la imperfección, se desarrolla un análisis de pandeo elástico de una columna articulada en sus extremos (A-A) y sometida a una carga axial unitaria. Después de obtener la geometría deformada del primer modo de pandeo de la columna, la respuesta se amplifica mediante el factor de imperfección determinado anteriormente. Tras esta operación, la forma geométrica se exporta al modelo para que inicie el análisis con la forma geométrica de la columna deformada y amplificada.

4.6.2. Análisis mecánico no lineal

En este análisis, las propiedades de los materiales se establecen con sus no linealidades, obtenidos de ensayos experimentales y considerando como sólidos inelásticos, incorporando desde el inicio el efecto de la imperfección geométrica inicial de la columna. La aplicación de la carga se realiza imponiendo un desplazamiento uniforme en la entalla de la placa de carga.

En este sentido, el programa tiene implementado, por defecto, el método iterativo de Newton-Raphson para resolver problemas no lineales. En modelos muy *pesados* cabe la posibilidad que el procedimiento de Newton no alcance la

convergencia. Ante esa situación, el programa tiene disponibles otros procedimientos alternativos, como el método Newton-modificado, el método cuasi-Newton o el método de Riks. Estos métodos son más potentes, pero requieren de muchos recursos computacionales.

Finalmente, este modelo no necesita utilizar de dichos procedimientos alternativos. Únicamente, en caso de obtener problemas de convergencia, existe la posibilidad de modificar la tolerancia del procedimiento de Newton-Raphson para lograr la convergencia del problema numérico.

Con todo lo expuesto, se desarrolla un modelo numérico realista de columnas esbeltas de doble tubo de acero rellenas de hormigón para carga centrada y excéntrica de momento uniforme. Y, se consigue realizar la simulación con un coste computacional razonable, logrando unos resultados adecuados.

Capítulo 5

VALIDACIÓN, ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD Y RESPUESTA MECÁNICA

En este capítulo, se presenta la validación del modelo para las columnas esbeltas de doble tubo sometidas a carga centrada y excéntrica de momento uniforme frente a los resultados obtenidos de ensayos experimentales propios. En el análisis de sensibilidad se estudia la influencia de los principales factores del modelo sobre la simulación, encontrando el mejor ajuste sobre la respuesta experimental de las columnas. Finalmente, se analiza en detalle la respuesta mecánica del modelo numérico.

5.1. Descripción de los ensayos experimentales

La campaña experimental, desarrollada en paralelo por el grupo de investigación al cual pertenece el autor, tiene como objetivo analizar la influencia de la respuesta mecánica de las columnas de doble tubo de sección circular al modificar los valores de las siguientes variables:

- La excentricidad de la carga.
- La resistencia del hormigón en el anillo y en el núcleo.
- La distribución de la resistencia del hormigón dentro la sección.
- La distribución de espesores de los tubos de acero.

Los trabajos experimentales se realizan sobre veintiocho columnas, veinticuatro son columnas de doble tubo (CFDST) y cuatro columnas convencionales rellenas de hormigón (CFST). De cada familia, la mitad se ensaya con carga de compresión axial monótona y, la otra mitad, con carga excéntrica de simple curvatura.

La preparación de las muestras y la obtención de las propiedades mecánicas de las probetas de acero y hormigón se realiza en la Universitat Politècnica de València. La ejecución de los ensayos de las columnas se lleva a cabo en la Universitat Jaume I, en Castellón. En la publicación de Romero, M.L. *y col.* (2015) se encuentran todos los detalles de la descripción, instrumentación y procedimiento del programa experimental.

Las columnas ensayadas tienen una longitud (L) de 3.315mm y están articuladas en sus extremos (A-A). La excentricidad (e) de la carga es de 50mm, en ambos extremos. En los hormigones de relleno de las columnas CFDST y CFST no se emplean fibras ni armaduras, siendo todos en masa. Las clases resistentes del hormigón son C30 (NSC) y C150 (UHSC). Los tipos de acero estructural utilizados en los tubos son S275 y S355, dependiendo del espesor de tubo de acero y según regula AENOR (2007).

El tamaño de las secciones de las columnas se elige del catálogo comercial proporcionado por un mismo proveedor* y en función de la disponibilidad de suministro. Cabe tener en cuenta la *condición de equivalencia* en la elección de las secciones. Para ello, se ha de imponer que la suma del área de los dos tubos de acero de la columna CFDST, sea igual al área del tubo de acero de la columna CFST ($\pm 2\%$).

En la figura 5-1, se muestran todas las secciones de las columnas CFDST ensayadas experimentalmente a compresión axial y compresión excéntrica de momento uniforme. La figura 5-1-a-b-c representa las secciones de las columnas de doble tubo de la serie A para carga centrada (NR01, NR02 y NR03) y carga excéntrica (NR13, NR14 y NR15). Esta serie tiene una distribución de espesores denominada *fino-grueso*, donde el tubo exterior tiene un espesor mucho menor que el tubo interior. El hormigón del anillo es de C30 y la clase resistente del núcleo es diferente para cada espécimen. En la figura 5-1-a, se muestra la sección sin hormigón en el núcleo y las figuras 5-1-b y 5-1-c muestran secciones con hormigón de relleno en el núcleo de C30 y C150, respectivamente.

En la figura 5-1-d-e-f, se representan las columnas de doble tubo de la serie B con carga centrada (NR04, NR05 y NR06) y con carga excéntrica (NR16, NR17 y NR18). Respecto a la serie anterior, la diferencia radica en la distribución de espesores. Esta serie es una distribución *grueso-fino*, lo que significa que el tubo exterior es más grueso que el tubo interior. La distribución de las clases resistentes del hormigón en la sección se realiza idénticamente a la serie anterior.

La serie C queda reproducida por la figura 5-1-g-h-i, donde la distribución de espesores vuelve a ser *fino-grueso*, sin embargo, el hormigón del anillo se rellena con C150 y el núcleo se sigue distribuyendo con C0, C30 y C150. Los casos de carga axial son NR07, NR08 y NR09, y de carga excéntrica son NR19, NR20 y NR21.

La serie D está representada por la figura 5-1-j-k-l, donde la distribución de hormigones es idéntica que la serie anterior, pero se modifica la distribución de espesores de los tubos a *grueso-fino*. Las columnas con carga centrada son NR10, NR11 y NR12; y para las columnas excéntricas NR22, NR23 y NR24.

En la figura 5-2, se muestra la serie E de columnas de sección CFST ensayadas experimentalmente con carga centrada (NR25 y NR26) y con carga excéntrica (NR27 y NR28), donde el hormigón de relleno empleado fue C30 (figura 5-2-a) y C150 (figura 5-2-b).

* Tubos del Mediterráneo, S.A. (TUMESA)

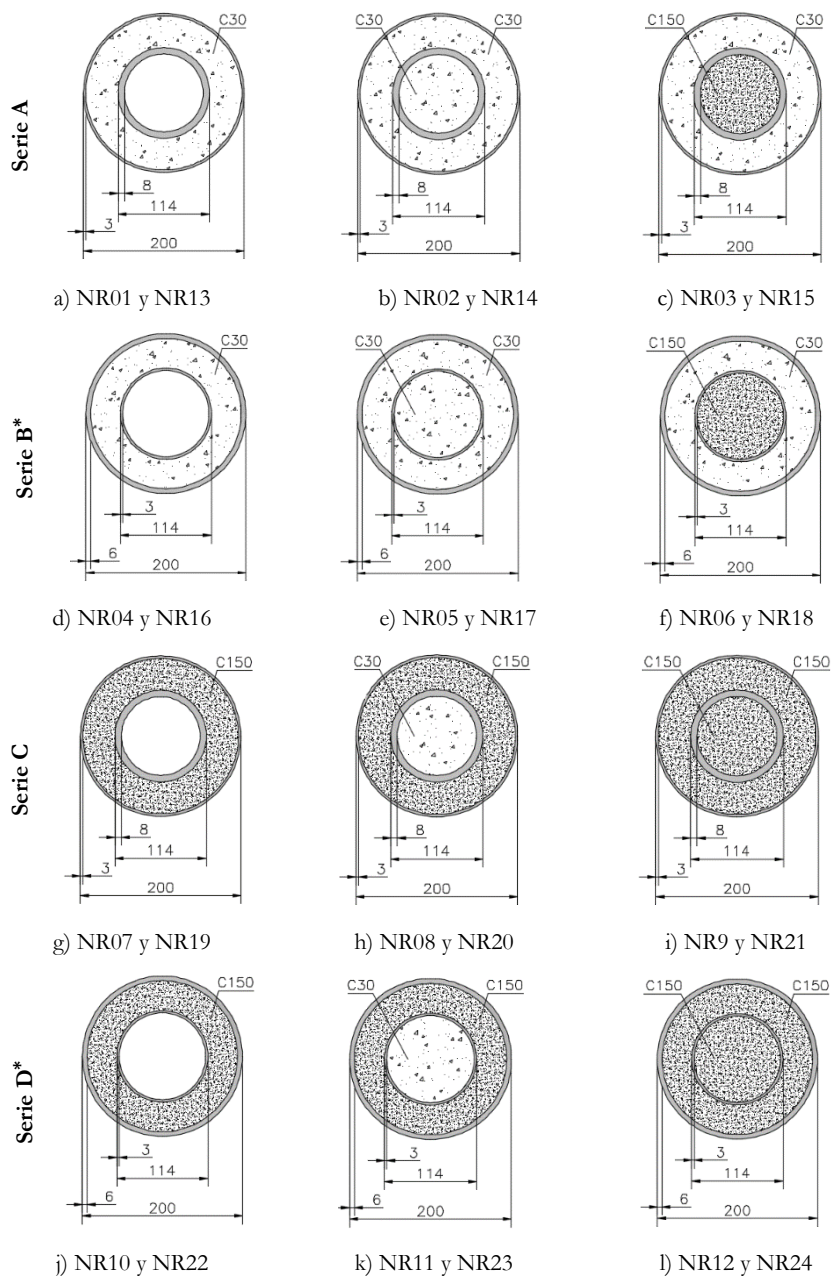


Figura 5-1. Dimensiones de la secciones doble tubo de las columnas experimentales

* Por problemas de disponibilidad de la sección deseada, el diámetro del tubo exterior de las columnas NR16, NR17, NR18, NR22 NR23, NR24 pasó a ser de 194mm.

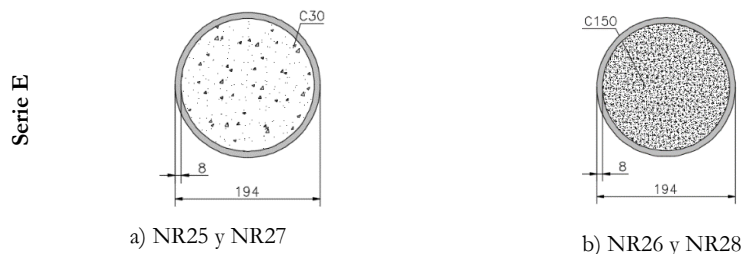


Figura 5-2. Dimensiones de las secciones monotubo de las columnas experimentales

La codificación de las columnas de doble tubo (CFDST) se realiza de la siguiente manera:

$$\mathbf{C D_o-t_o-f_{co}_C D_i-t_i-f_{ci}_e} \quad (5-1)$$

Donde:

C es el tipo de sección: Circular.

D_o es el diámetro del tubo de acero exterior (mm).

t_o es el espesor del tubo de acero exterior (mm).

f_{co} es la resistencia a compresión del hormigón del anillo (MPa).

D_i es el diámetro del tubo de acero interior (mm).

t_i es el espesor del tubo de acero interior (mm).

f_{ci} es la resistencia a compresión del hormigón del núcleo (MPa).

e es la excentricidad de la carga en ambos extremos (mm).

De igual manera, para la identificación de las columnas CFST se utiliza el siguiente código:

$$\mathbf{C D_o-t_o-f_{co}_e} \quad (5-2)$$

Donde:

C es el tipo de sección: Circular

D_o es el diámetro del tubo de acero (mm).

t_o es el espesor del tubo (mm).

f_{co} es la resistencia a compresión del hormigón (MPa).

e es la excentricidad de la carga en ambos extremos (mm).

En la tabla 5.1, se tabulan las propiedades mecánicas obtenidas experimentalmente para el acero de los tubos y el hormigón de relleno de las columnas CFDST y CFST. Estos trabajos se llevan a cabo en el Laboratorio de Ensayos Mecánicos del Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras de la Universitat Politècnica de València.

Tabla 5.1. Listado de las propiedades mecánicas de la campaña experimental

		Propiedades mecánicas (MPa)								
	Id	Codificación	f_{yo}	f_{uo}	E_o	f_{co}	f_{yi}	f_{ui}	E_i	f_{ci}
Serie A	NR01	C200-3-30_C114-8-00_00	300	440	209.358	36	470	400	210.002	--
	NR02	C200-3-30_C114-8-30_00	330	437	210.510	45	396	483	206.939	42
	NR03	C200-3-30_C114-8-150_00	271	436	203.243	43	415	500	217.302	134
Serie B	NR04	C200-6-30_C114-3-00_00	408	471	180.930	35	347	445	209.740	--
	NR05	C200-6-30_C114-3-30_00	378	462	190.671	44	300	426	210.134	40
	NR06	C200-6-30_C114-3-150_00	389	465	195.988	43	358	440	209.169	123
Serie C	NR07	C200-3-150_C114-8-00_00	300	440	209.358	139	400	470	210.002	--
	NR08	C200-3-150_C114-8-30_00	330	437	210.510	139	396	483	206.939	43
	NR09	C200-3-150_C114-8-150_00	271	436	203.243	142	415	500	217.302	141
Serie D	NR10	C200-6-150_C114-3-00_00	408	471	180.930	137	347	445	209.740	--
	NR11	C200-6-150_C114-3-30_00	378	462	190.671	137	300	426	210.134	45
	NR12	C200-6-150_C114-3-150_00	389	465	195.988	146	358	440	209.169	140
Serie A	NR13	C200-3-30_C114-8-00_50	318	484	209.555	45	435	505	182.501	--
	NR14	C200-3-30_C114-8-30_50	318	484	209.555	40	435	505	182.501	40
	NR15	C200-3-30_C114-8-150_50	318	484	209.555	55	435	505	182.501	135
Serie B	NR16	C194-6-30_C114-3-00_50	401	530	209.738	43	248	455	209.698	--
	NR17	C194-6-30_C114-3-30_50	401	530	209.738	42	248	455	209.698	42
	NR18	C194-6-30_C114-3-150_50	401	530	209.738	43	248	455	209.698	146
Serie C	NR19	C200-3-150_C114-8-00_50	400	480	209.453	137	439	501	185.195	--
	NR20	C200-3-150_C114-8-30_50	395	487	210.767	143	439	501	185.195	41
	NR21	C200-3-150_C114-8-150_50	400	480	209.453	143	439	501	185.195	141
Serie D	NR22	C194-6-150_C114-3-00_50	390	512	209.732	140	325	439	210.487	--
	NR23	C194-6-150_C114-3-30_50	390	512	209.732	148	325	439	210.487	45
	NR24	C194-6-150_C114-3-150_50	390	512	209.732	149	325	439	210.487	149
Serie E	NR25	C194-8-30_00	441	522	195.623	40	--	--	--	--
	NR26	C194-8-150_00	441	522	195.623	139	--	--	--	--
	NR27	C194-8-30_50	441	522	195.623	41	--	--	--	--
	NR28	C194-8-150_50	433	511	199.485	149	--	--	--	--

5.2. Validación del modelo numérico

Una vez conocidos los valores experimentales, se procede a la simulación de las veintiocho columnas. En cada caso, se introducen las correspondientes propiedades mecánicas de los materiales obtenidos experimentalmente para el acero de los tubos y el hormigón de relleno de las columnas (tabla 5.1).

Obtenidos los resultados numéricos, se inicia la comparativa con los resultados experimentales. Con la finalidad de verificar el ajuste de la respuesta experimental y la simulación numérica, se define el **error de la predicción numérica**, (ξ_{E-N}). La expresión (5-3) formula el error absoluto entre la carga experimental máxima alcanzada (N_{EXP}) y la carga máxima obtenida de la simulación numérica (N_{NUM}):

$$\xi_{E-N} = \frac{N_{EXP}}{N_{NUM}} \quad (5-3)$$

La expresión anterior, además de conocer la precisión del ajuste entre el ensayo experimental y el modelo, proporciona información acerca de la seguridad de las simulaciones numéricas. Si el error es mayor o igual que uno, la predicción numérica está del lado de la seguridad. En caso contrario, no se considera adecuada.

Junto a la comparación de los resultados experimentales y numéricos (tabla 5.2), se incluyen los valores de resistencia máxima de elementos a compresión y flexo-compresión proporcionados por el método de cálculo del Eurocódigo 4 - Parte 1-1 (AENOR, 2013d). El fin de esta comparativa es obtener información de si la formulación de la norma europea para columnas mixtas convencionales, es también válida en columnas de doble tubo.

Para ello, se utiliza la expresión (5-4) que se define como el error de la estimación normativa (ξ_{E-EC4}) que se obtiene del cociente entre la carga máxima alcanzada en el ensayo (N_{EXP}) y la carga obtenida del Eurocódigo 4 (N_{EC4}).

$$\xi_{E-EC4} = \frac{N_{EXP}}{N_{EC4}} \quad (5-4)$$

En la tabla 5.2, se listan los valores máximos de la carga aplicada en el ensayo (N_{EXP}), de la fuerza en la simulación numérica (N_{NUM}), y el valor proporcionado por el Eurocódigo 4 (N_{EC4}), junto con el error de la predicción numérica (ξ_{E-N}) y el error de la estimación normativa (ξ_{E-EC4}). También se incluyen los valores de la esbeltez adimensional ($\bar{\lambda}$) y del factor de confinamiento (ζ^*) experimentales en los 12 casos de doble tubo de columnas con carga centrada, utilizados posteriormente.

Tabla 5.2. Resultados obtenidos en columnas doble tubo con carga centrada.

	Id	Codificación	$\bar{\lambda}$	ζ^*	N_{EXP}	N_{NUM}	N_{EC4}	ξ_{E-N}	ξ_{E-EC4}
					(KN)				
Serie A	NR01	C200-3-30_C114-8-00_00	0,74	0,81	1.418	1.404	1.560	1,01	0,91
	NR02	C200-3-30_C114-8-30_00	0,83	0,71	1.627	1.708	1.893	0,95	0,86
	NR03	C200-3-30_C114-8-150_00	0,87	0,61	1.774	1.767	2.089	1,00	0,85
Serie B	NR04	C200-6-30_C114-3-00_00	0,72	2,47	1.644	1.586	1.947	1,04	0,84
	NR05	C200-6-30_C114-3-30_00	0,76	1,81	1.964	1.862	2.183	1,05	0,90
	NR06	C200-6-30_C114-3-150_00	0,85	1,89	2.076	2.122	2.565	0,98	0,81
Serie C	NR07	C200-3-150_C114-8-00_00	0,96	0,21	2.571	2.481	2.504	1,04	1,03
	NR08	C200-3-150_C114-8-30_00	1,01	0,23	2.862	2.653	2.660	1,08	1,07
	NR09	C200-3-150_C114-8-150_00	1,05	0,18	3.077	2.791	2.857	1,10	1,08
Serie D	NR10	C200-6-150_C114-3-00_00	0,90	0,62	2.612	2.586	2.862	1,01	0,91
	NR11	C200-6-150_C114-3-30_00	0,91	0,58	2.793	2.732	2.995	1,02	0,93
	NR12	C200-6-150_C114-3-150_00	1,01	0,56	3.093	3.084	3.351	1,00	0,92
							Media	1,02	0,93
							Desviación típica	0,04	0,09

De la comparativa entre los resultados experimentales y las simulaciones numéricas, el conjunto proporciona un error promedio de 1,02 y una desviación de 0,04, lo cual evidencia que el modelo numérico se ajusta correctamente, manifiesta poca dispersión y, además, es seguro porque $\xi_{E-N} > 1$. Por el contrario, comparando con las estimaciones del Eurocódigo 4, éstas no son adecuadas porque el valor medio de $\xi_{E-EC4} < 1$ e, incluso, muestran mayor dispersión.

* definido por Tao, Z., Han, L.H. and Zhao, X.L. 2004b. Behaviour of concrete-filled double skin (CHS inner and CHS outer) steel tubular stub columns and beam-columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 60, 1129-1158. La formulación está presentada de forma genérica en el capítulo 3.

La tabla 5.3 muestra los resultados de la carga máxima alcanzada en el ensayo (N_{EXP}), de la carga máxima determinada en la simulación numérica (N_{NUM}), y de la resistencia máxima obtenida del Eurocódigo 4 (N_{EC4}), junto con el error de la predicción numérica (ξ_{E-N}) y el error de la norma (ξ_{E-EC4}) en los 12 casos de doble tubo de columnas excéntricas de momento uniforme.

Tabla 5.3. Resultados obtenidos en columnas doble tubo con carga excéntrica.

	Id	Codificación	$\bar{\lambda}$	ζ	N_{EXP}	N_{NUM}	N_{EC4}	ξ_{E-N}	ξ_{E-EC4}
					(KN)				
Serie A	NR13	C200-3-30_C114-8-00_50	0,81	0,67	763	818	869	0,93	0,88
	NR14	C200-3-30_C114-8-30_50	0,84	0,77	819	832	879	0,98	0,93
	NR15	C200-3-30_C114-8-150_50	0,97	0,56	886	936	1.008	0,95	0,88
Serie B	NR16	C194-6-30_C114-3-00_50	0,75	2,08	933	938	904	0,99	1,03
	NR17	C194-6-30_C114-3-30_50	0,79	2,17	1.000	943	1.018	1,06	0,98
	NR18	C194-6-30_C114-3-150_50	0,91	2,08	1.037	956	1.133	1,08	0,92
Serie C	NR19	C200-3-150_C114-8-00_50	1,05	0,28	1.277	1.239	1.255	1,03	1,02
	NR20	C200-3-150_C114-8-30_50	1,08	0,27	1.311	1.280	1.298	1,02	1,01
	NR21	C200-3-150_C114-8-150_50	1,15	0,25	1.319	1.306	1.331	1,01	0,99
Serie D	NR22	C194-6-150_C114-3-00_50	0,91	0,63	1.345	1.289	1.269	1,04	1,06
	NR23	C194-6-150_C114-3-30_50	0,95	0,59	1.414	1.341	1.351	1,07	1,05
	NR24	C194-6-150_C114-3-150_50	1,04	0,59	1.419	1.374	1.423	1,08	1,00
<i>Media</i>								1,02	0,98
<i>Desviación típica</i>								0,05	0,06

Comparando el grupo de columnas con carga excéntrica, los resultados numéricos también son precisos y seguros, ya que el valor de ξ_{E-N} medio es 1,02 y la dispersión de 0,05. La estimación proporcionada por Eurocódigo 4 tiene un buen ajuste, sin embargo, no se considera segura porque el valor medio de ξ_{E-EC4} es menor que uno (0,98).

En la tabla 5.4, se registran los valores máximos experimentales, numéricos y los obtenidos del Eurocódigo 4 en columnas CFST con carga centrada y excéntrica. No se realiza comparativa entre valores porque no es objeto de este trabajo. No obstante, la obtención de estos valores, sí es necesario porque se utilizan en apartados posteriores.

Tabla 5.4. Resultados obtenidos en columnas CFST con carga centrada y excéntrica

	Id	Codificación	$\bar{\lambda}$	ζ	N_{EXP}	N_{NUM}	N_{EC4}	ξ_{E-N}	ξ_{E-EC4}
					(KN)				
Serie E	NR25	C194-8-30_00	0,80	2,06	1.871	1.886	2.433	0,99	0,77
	NR26	C194-8-150_00	1,02	0,60	2.703	2.977	3.567	0,91	0,76
	NR27	C194-8-30_50	0,80	2,04	1.053	1.127	1.201	0,93	0,88
	NR28	C194-8-150_50	1,03	0,55	1.473	1.568	1.659	0,94	0,89

Las figuras 5-3 y 5-4 representan los resultados que relacionan las cargas experimentales y las obtenidas numéricamente. Todos los valores se encuentran comprendidos en un intervalo de $\pm 10\%$, por ende, el ajuste del modelo numérico de columnas esbeltas de doble tubo con carga centrada y excéntrica puede ser considerado aceptable, con una buena media y muy poca dispersión.

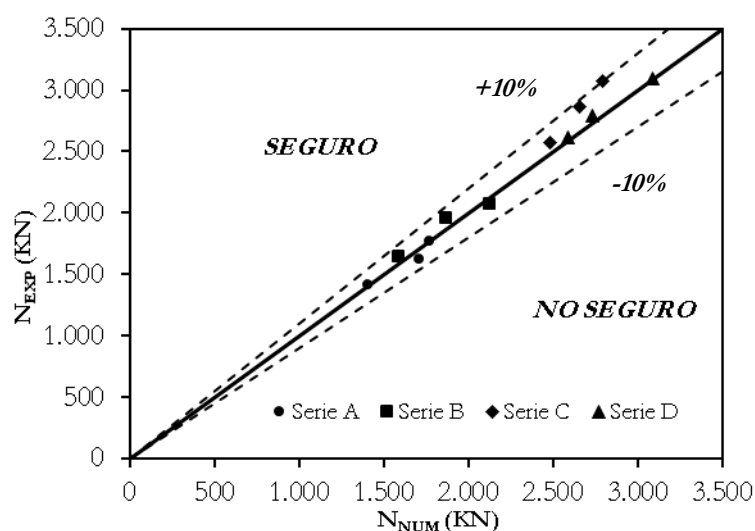


Figura 5-3. Representación de los valores experimentales y numéricos en columnas centradas.

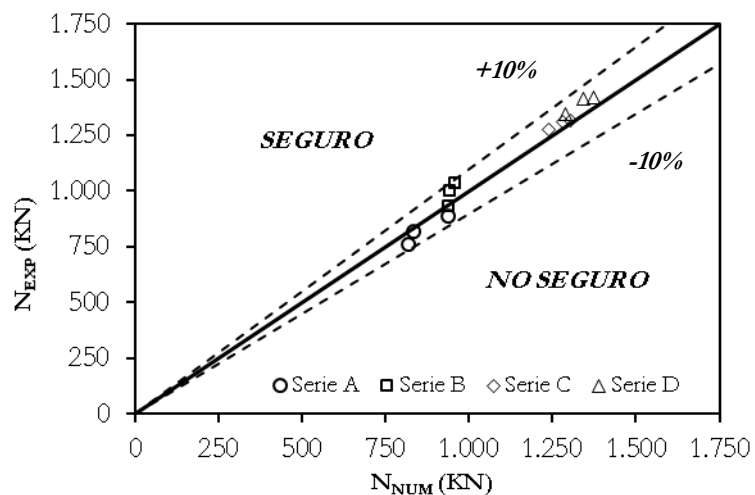


Figura 5-4. Representación de los valores experimentales y numéricos en columnas excéntricas.

Dentro del buen ajuste del modelo de columnas centradas (figura 5-3), las series de columnas B y D presentan una precisión superior. Estas series tienen una distribución de espesores de *grueso-fino*, mientras que las series A y C, que tienen una tipificación *fino-grueso*, muestran más dispersión. En el caso de columnas excéntricas (figura 5-4), las mismas series (B y D, *grueso-fino*) también manifiestan un ajuste superior. En cambio, la serie A tiene mayor dispersión y sus valores no están por el lado de la seguridad.

A continuación, se representan los valores del error ξ_{E-N} de la predicción numérica por medio de diagramas de cajas*, en columnas centradas (figura 5-5) y en columnas excéntricas (figura 5-6), agrupados por la combinación de la resistencia del hormigón del anillo (f_{co}) y del núcleo (f_{ci}) en el relleno de las columnas.

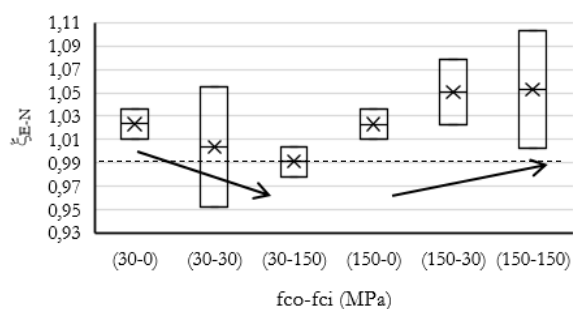


Figura 5-5. Valores de ξ_{E-N} en columnas centradas, por agrupación de hormigones.

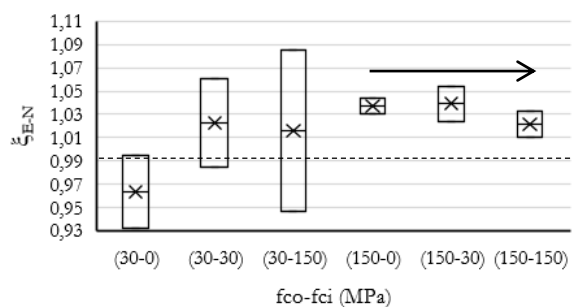


Figura 5-6. Valores de ξ_{E-N} en columnas excéntricas, por agrupación de hormigones.

* En el Anexo II “Resultados experimentales y numéricos”, se describe en detalle la información proporcionada por un diagrama de cajas.

De las figuras anteriores, se observa muy poca dispersión del error en las columnas de doble tubo sin hormigón en el núcleo (*doble piel*). Las líneas de tendencia en columnas centradas (figura 5-5) destacan que, por un lado, con hormigón NSC en el anillo, la predicción tiende a la zona no segura. Y, por otro lado, si el hormigón del anillo es UHSC el margen del error es mayor y las predicciones son más seguras. En columnas excéntricas (figura 5-6), se produce mayor dispersión del error cuando la resistencia del anillo es NSC que cuando se rellena con UHSC y, además, éstos tienen más margen respecto de la línea de seguridad. Por tanto, todo parece indicar que para hormigones UHSC el modelo muestra una mejor predicción que para hormigones NSC.

A continuación, se representa gráficamente la respuesta de la columna esbelta mediante un diagrama fuerza-desplazamiento, en el cual F representa la carga aplicada y U1 corresponde al desplazamiento transversal* del punto medio de la columna (U1@0,5L). En la misma, se superponen el resultado del ensayo experimental y la simulación numérica.

En las figuras 5-7 a 5-10, se representan algunas de las columnas a carga monotónica axial de los casos más representativos, el resto de las curvas se detallan en el **Anexo II “Resultados experimentales y numéricos”**.

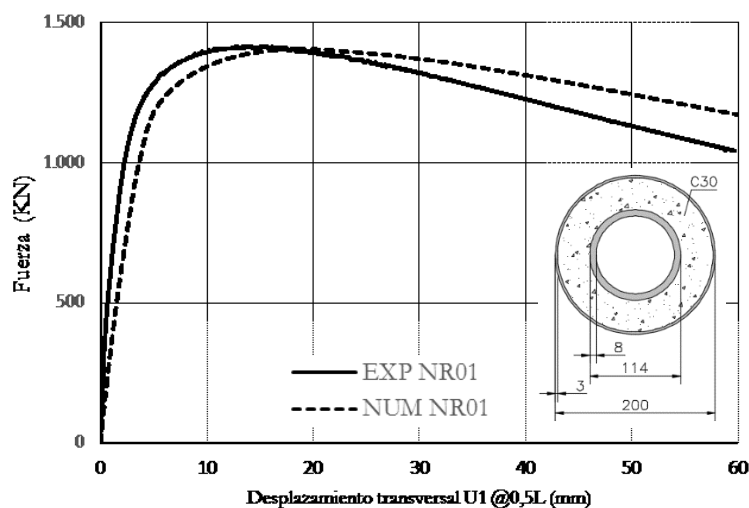


Figura 5-7. Curvas experimental y numérica, NR01- C200-3-30_C114-8-00_00

* El término *desplazamiento transversal* (U1) hace referencia al desplazamiento perpendicular al eje de la columna.

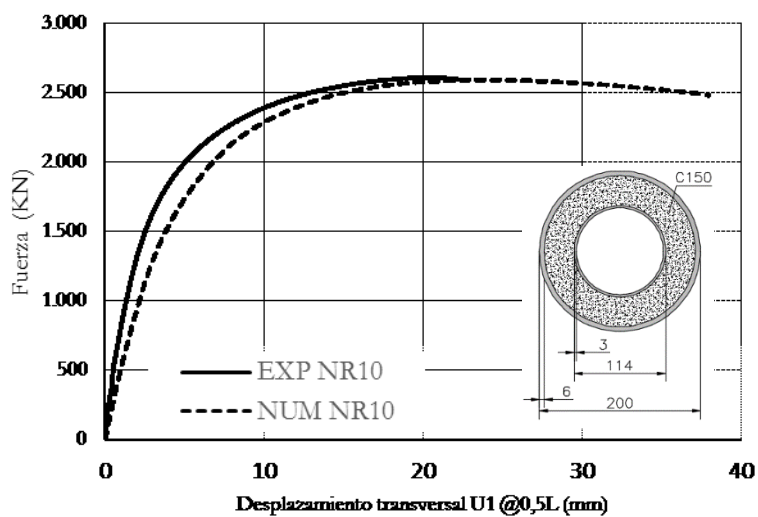


Figura 5-8. Curvas experimental y numérica, NR10- C200-6-150_C114-3-00_00

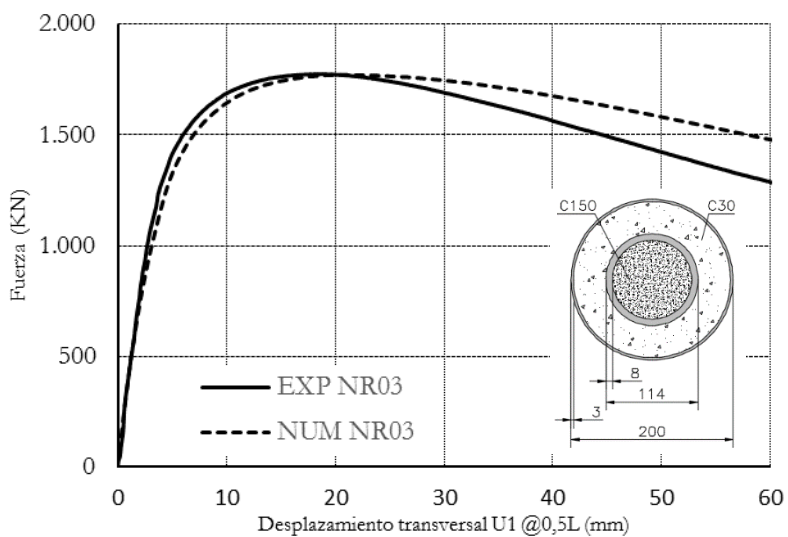


Figura 5-9. Curvas experimental y numérica, NR03- C200-3-30_C114-8-150_00

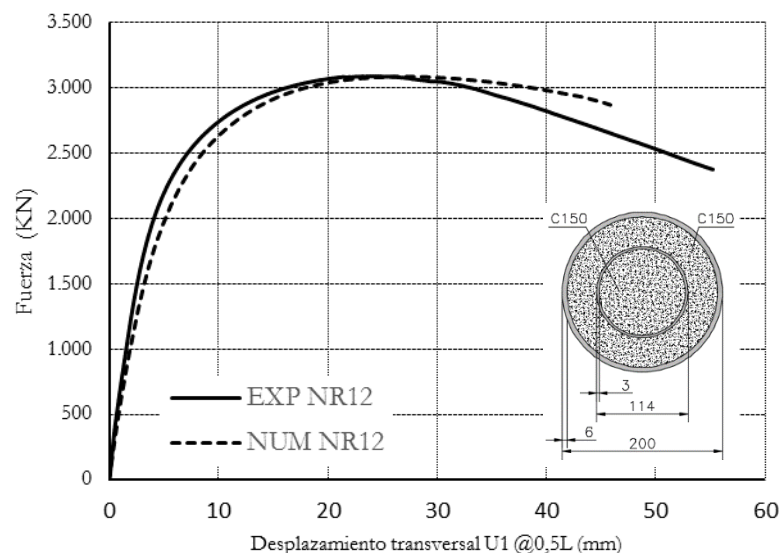


Figura 5-10. Curvas experimental y numérica, NR12- C200-6-150_C114-3-150_00

En síntesis, todas las curvas indican que la forma de curva numérica es muy similar a la curva experimental. Y, no sólo en los puntos de fuerza máxima, sino también, a lo largo de la rama ascendente y descendente de la misma. Así, se confirma el buen ajuste del modelo.

Respecto a las columnas excéntricas de momento uniforme, cabe señalar que la excentricidad se ha aplicado en el mismo plano que la imperfección geométrica inicial en el modelo numérico. Experimentalmente, no ha sido posible hacer coincidir la imperfección de la columna con la excentricidad de la carga. La finalidad es conocer la respuesta en la situación más desfavorable de una columna real con carga excéntrica, en detrimento del ajuste de la predicción numérica.

Las figuras 5-11 a 5-14 representa gráficamente el comportamiento de las curvas experimentales frente a las numéricas de algunos de los casos más representativos. No obstante, el resto de columnas están disponibles en el **Anexo II “Resultados experimentales y numéricos”**.

En las mismas, se observa que, a pesar de la situación desfavorable del modelo, la respuesta de la simulación proporciona un buen ajuste respecto a la respuesta experimental. También, se destaca la precisión obtenida tanto en los puntos máximos como en las ramas ascendentes y descendentes de la curva.

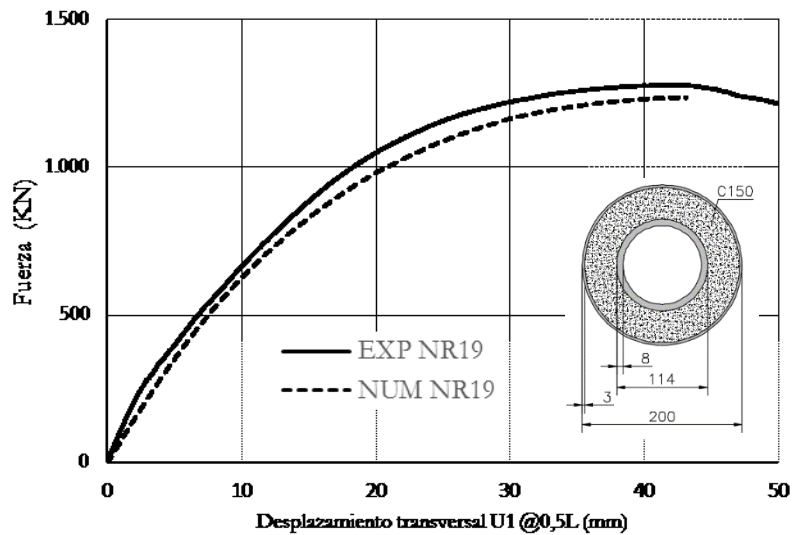


Figura 5-11. Curvas experimental y numérica, NR19- C200-3-150_C114-8-00_50

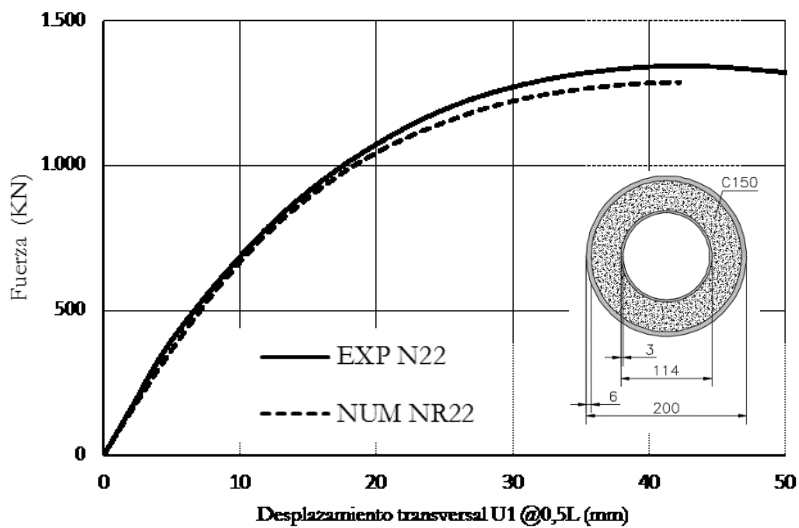


Figura 5-12. Curvas experimental y numérica, NR22- C200-6-150_C114-3-00_50

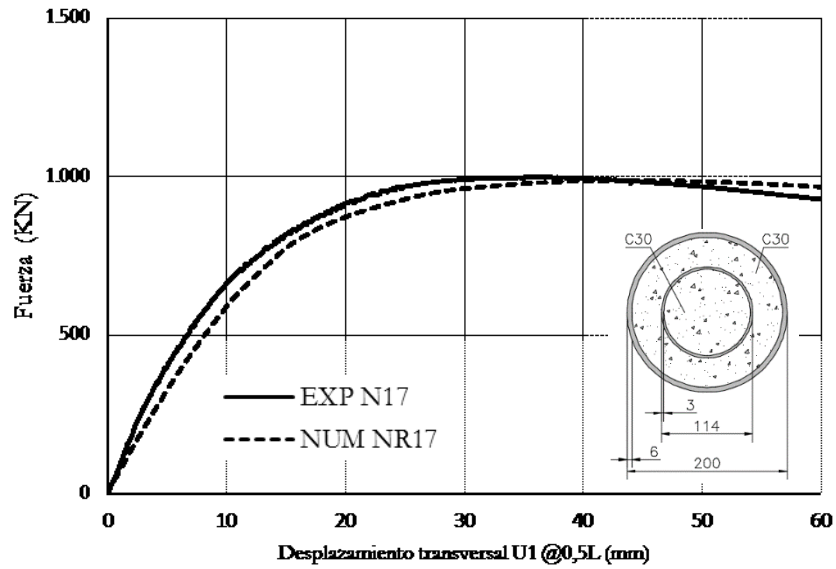


Figura 5-13. Curvas experimental y numérica, NR17- C200-6-30_C114-3-30_50

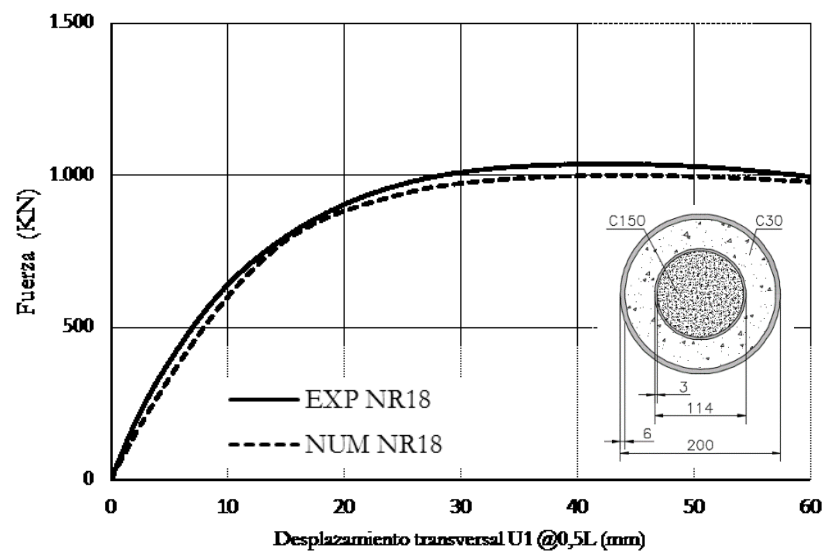


Figura 5-14. Curvas experimental y numérica, NR18- C200-6-30_C114-3-150_50

5.3. Análisis de sensibilidad

Con el objetivo de calibrar el modelo numérico, se desarrolla un análisis de sensibilidad para determinar la influencia de las variables internas del modelo y encontrar los valores óptimos. A tal efecto, se estudian las siguientes variables:

- Modelo constitutivo uniaxial del acero.
- Modelo constitutivo uniaxial del hormigón.
- Módulo de elasticidad del hormigón.
- La imperfección geométrica inicial de la columna.
- El tamaño de malla.
- El coeficiente de fricción de la interacción entre superficies.

5.3.1. Modelo constitutivo uniaxial del acero

Se analizan tres tipos de modelos uniaxiales σ - ε (con rama elástica y plástica) para el acero. La primera opción, es utilizar la clásica relación σ - ε bilineal sin endurecimiento por deformación, definida por Eurocódigo 3 (AENOR, 2013b) y empleada por Hu, H.-T. y Su, F.-C. (2011) en simulaciones numéricas de columnas de doble piel con una buena precisión en los resultados. La segunda opción, consiste en construir una curva σ - ε a partir de los valores de ensayo de tracción uniaxial realizados con extensómetro*. Para la tercera opción, se aplica la curva de Menegotto-Pinto, que posee una suave transición desde la zona elástica a la plástica con endurecimiento y proporcionó buenos resultados en las validaciones de Portoles, J.M. y col. (2011). En la figura 5-15, se representan las tres curvas constitutivas construidas a partir de los valores experimentales del ensayo de tracción de la columna NR01: límite elástico, límite rotura y módulo de elasticidad. Las expresiones matemáticas de estos modelos se detallan en el **Anexo I “Modelos constitutivos de materiales”**.

* El extensómetro registra deformaciones elásticas y un número reducido de deformaciones plásticas, por lo que la parte final de la curva se extrapola linealmente hasta el límite de rotura.

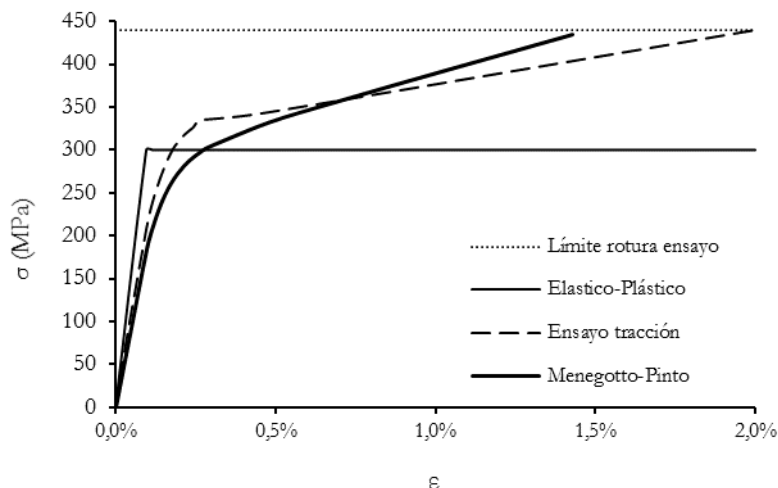


Figura 5-15. Comparativa de diversos modelos constitutivos del acero

En la figura 5-16 se observa una desviación, desde el inicio, de las curvas elasto-plástica perfecta y del ensayo con extensómetro respecto de la curva experimental. La diferencia entre curvas continúa creciendo a medida que la fuerza axial va aumentando y, en el punto pico de fuerza axial, se alcanza la máxima desviación. La parte descendente post-pico no se completa por problemas de convergencia. En cambio, la curva de Menegotto-Pinto (acotada al límite de rotura del ensayo de tracción) se ajusta mucho mejor a la respuesta experimental en los tres tramos. Esta diferencia de comportamiento se produce por varias razones. En primer lugar, las curvas elasto-plástica perfecta y del extensómetro poseen una rama elástica más rígida que la curva de Menegotto-Pinto, por este motivo, desde el inicio de la carga ambas curvas ya presentan desviaciones. En segundo lugar, estas curvas tienen una rama elástica mayor que la curva de Menegotto-Pinto, por ello, proporcionan valores de fuerza máxima más elevadas que la experimental, sobrestimando la carga pico. En tercer lugar, ambas curvas proporcionan problemas de convergencia numérica porque la transición de la zona elástica a la zona plástica es brusca en relación a la curva de Menegotto-Pinto, cuya transición se realiza suavemente. Por último, la extrapolación de las deformaciones plásticas hasta la rotura conlleva que la curva del extensómetro no se adapte bien a la respuesta experimental de la columna.

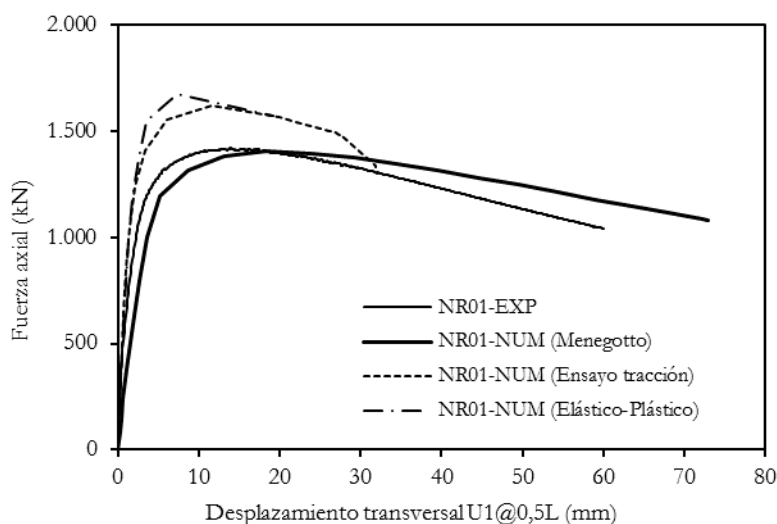


Figura 5-16. Comparativa de la respuesta experimental frente a la numérica empleando varios modelos σ - ϵ de acero

Con todo lo expuesto, las curvas constitutivas elasto-plástico y con extensómetro no son válidas para representar el comportamiento experimental de columnas esbeltas de doble tubo. Por tanto, se escoge la relación de Menegotto-Pinto como curva de referencia constitutiva del acero en el modelo numérico.

5.3.2. Modelo constitutivo uniaxial del hormigón

Para la relación σ - ϵ del hormigón, se procede de la misma manera que el acero analizando y comparando diversos modelos constitutivos uniaxiales. El abanico de modelos σ - ϵ encontrados en la literatura técnica es amplio: Tomii, M. y Sakino, K. (1979), Hajjar, J. y Gourley, B. (1996), Zhao, X.L. y col. (2002b), Han, L.H. y Huo, J.S. (2003), Han, L.-H. y col. (2007), Liang, Q.Q. y Fragomeni, S. (2009), Hu, H.-T. y Su, F.-C. (2011), Tao, Z. y col. (2013), o Pagoulatou, M. y col. (2014). Todos, están ajustados al comportamiento de columnas cortas, en este caso, se descartan aquellos que aumentan la resistencia de compresión del hormigón debido al confinamiento. De acuerdo con Portoles, J.M. y col. (2011), en columnas esbeltas CFST los efectos de segundo orden son importantes ya que aumenta la excentricidad del axil, como consecuencia, el efecto del confinamiento sobre el aumento de la resistencia es insignificante.

Sin embargo, la rama descendente del modelo constitutivo es muy influyente en la respuesta mecánica de las columnas esbeltas para obtener una suave y larga pendiente de caída post-pico y, así, aumentar la ductilidad (Tao, Z. y col., 2013).

Finalmente, se comparan los modelos de Tao, Z. y col. (2013); Han, L.-H. y col. (2007); Hajjar, J. y Gourley, B. (1996). Los tres tienen en común que no incrementan la resistencia del hormigón. Las formulaciones de las ecuaciones constitutivas se encuentran disponibles en el **Anexo I “Modelos constitutivos de materiales”**. En las figuras 5-17 y 5-18, se representan los modelos uniaxiales del hormigón utilizando un valor de resistencia experimental de un hormigón de clase NSC y UHSC.

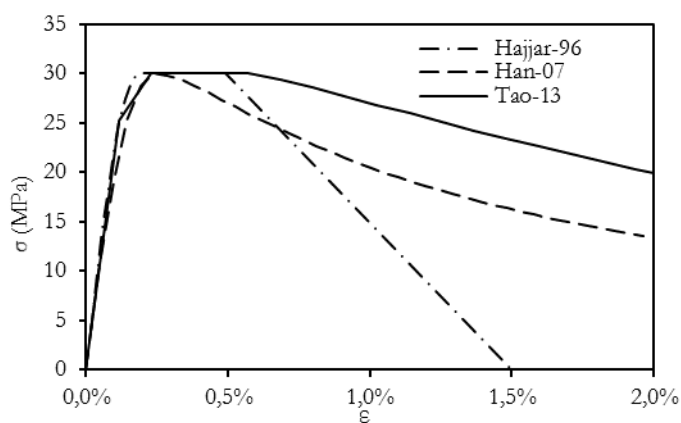


Figura 5-17. Representación de los modelos constitutivos uniaxiales de hormigón para NSC

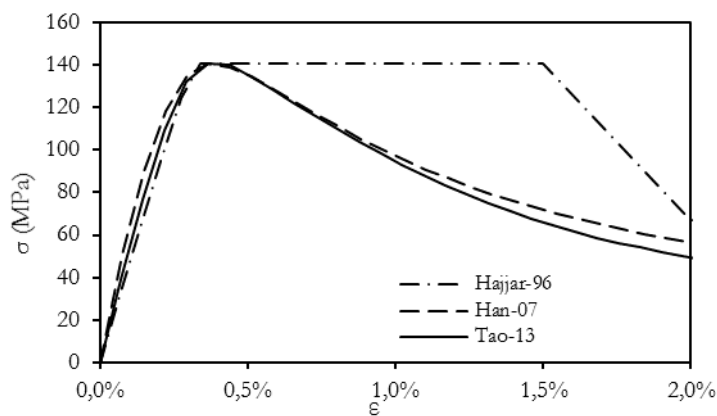


Figura 5-18. Representación de los modelos constitutivos uniaxiales de hormigón para UHSC

El modelo constitutivo del hormigón influye significativamente en la respuesta estructural, sobretodo, en el ajuste de la carga pico y en el tramo descendente de la columna mixta. De entre todos los modelos, el que mejor se ajusta respecto a las curvas experimentales con hormigones NSC y UHSC es el modelo de Tao, tal y como demuestran las figuras 5-19 y 5-20. El modelo de Hajjar proporciona problemas de convergencia al emplear hormigón de USHC (figura 5-20).

Respecto al modelo constitutivo de Han, a pesar de ser un modelo robusto, se descarta porque la respuesta numérica está siempre por encima de la curva experimental, con independencia de la resistencia del hormigón. Este hecho ocurre tanto en la rama ascendente como la descendente, sobrestimando la carga pico.

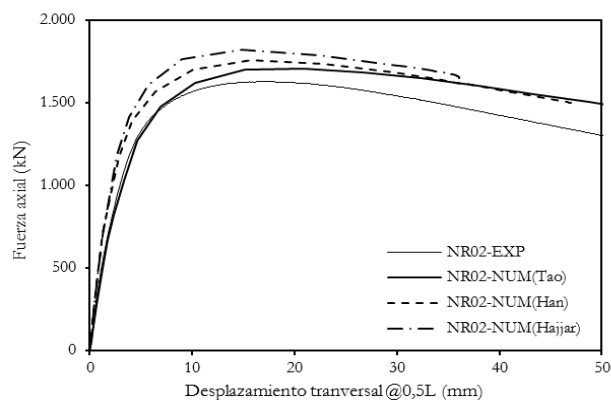


Figura 5-19. Comparativa de las curvas experimental y numéricas de diferentes modelos σ - ϵ de hormigón NSC.

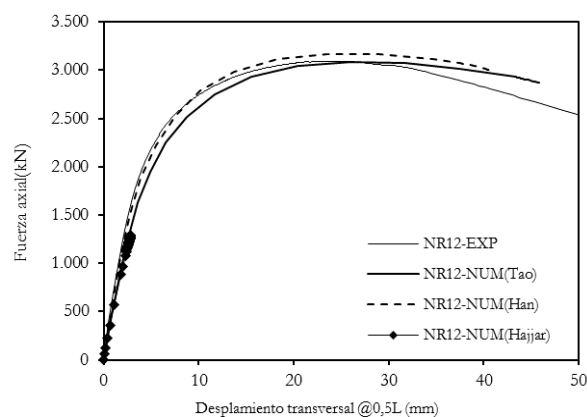


Figura 5-20. Comparativa de las curvas experimental y numéricas de diferentes modelos σ - ϵ de hormigón UHSC.

5.3.3. Módulo de elasticidad del hormigón

Si la resistencia a compresión del hormigón empieza a crecer, algunas de sus propiedades mecánicas pueden llegar a ser muy diferentes en comparación con un hormigón de resistencia normal (Carrasquillo, R.L. *y col.*, 1981). En columnas mixtas rellenas con hormigones de ultra alta resistencia, la respuesta mecánica puede tener consecuencias trascendentales. Por esta razón, es necesario analizar la influencia del módulo de elasticidad del hormigón (E_c) en el comportamiento de las columnas de doble tubo rellenas con esta clase de hormigón.

Inicialmente, las deformaciones elásticas del hormigón dependen en gran medida de la composición, especialmente, del tipo de árido (*fib*, 2013). En este caso, el efecto del árido se consideró independiente en la expresión de la estimación del módulo de elasticidad del hormigón ya que el árido empleado es calizo.

Es destacable que, la mayoría de expresiones para estimar E_c encontradas en la bibliografía no tienen un campo de aplicación válido para los todos valores de resistencia empleados en esta campaña experimental, tal y como se puede observar en la tabla 5.5.

Tabla 5.5. Expresiones de módulo de elasticidad para hormigón en masa y peso normal

Referencia	Fórmula	Rango de validez
ACI 318 (ACI, 2011)	$4730 \cdot (f_c)^{0.5}$	No se especifica
ACI 363 (ACI, 2010)	$3320 \cdot (f_c)^{0.5} + 6900$	$21 < f_c < 83$ MPa
CEB-FIP (<i>fib</i> , 2013)	$21500 \cdot (0.1 \cdot f_c)^{0.3}$	$12 < f_c < 120$ MPa
Eurocódigo 2 (AENOR, 2013a)	$22000 \cdot (0.1 \cdot f_c)^{0.3}$	$12 < f_c < 90$ MPa
Rashid, M. <i>y col.</i> (2002)	$8900 \cdot (f_c)^{0.33}$	$20 < f_c < 130$ MPa

El modelo constitutivo σ - ε uniaxial del hormigón de Tao, Z. *y col.* (2013) utiliza la expresión recomendada por la ACI 318 para estimar el valor de E_c , logrando buenos ajustes para diferentes valores de la resistencia a compresión del hormigón (f_c). No obstante, en referencia al trabajo desarrollado por Carrasquillo, R.L. *y col.* (1981), donde analiza la extrapolación de E_c a UHSC, concluye que la estimación de la ACI 318 presenta un buen ajuste mientras f_c sea menor que 40MPa.

En este caso, los valores experimentales de resistencia a compresión de hormigón superan con creces dicho límite. Por esta razón, se realiza una comparativa entre las expresiones de E_c para valores nominales de f_c de 30 y 150MPa (tabla 5.6). Asimismo, se representa gráficamente las expresiones de E_c , descritas anteriormente, para un rango de valores comprendidos entre 12MPa y 150MPa (Figura 5-21).

Tabla 5.6. Valores de E_c para f_c de 30 y 150MPa según normas y otros.

Referencia	E_c ($f_c=30\text{MPa}$)	E_c ($f_c=150\text{MPa}$)
ACI 318 (ACI, 2011)	25.907	57.930
ACI 363 (ACI, 2010)	25.084	47.562
CEB-FIP (<i>fib</i> , 2013)	31.008	53.024
Eurocódigo 2 (AENOR, 2013a)	31.729	54.257
Rashid, M. y col. (2002)	27.654	47.288

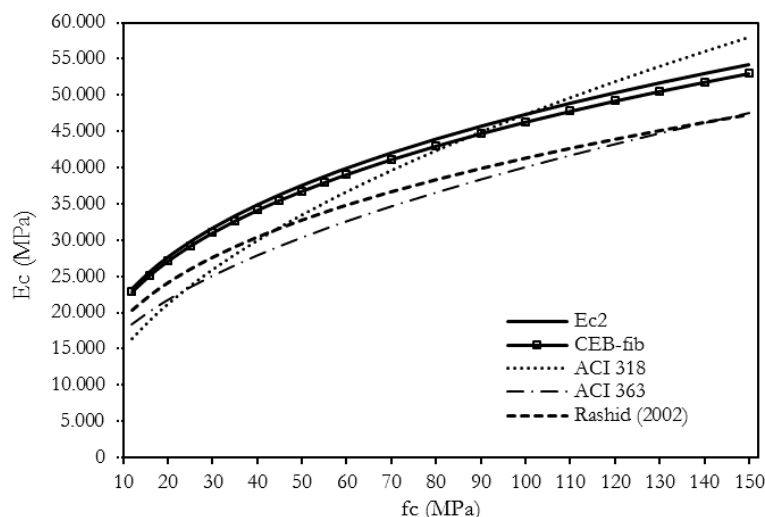


Figura 5-21. Representación de las expresiones para estimar E_c .

Ante los resultados de la tabla 5.6 y la figura 5-21, se observa que la estimación dada por CEB-*fib* y Eurocódigo 2 para f_c bajos proporciona valores superiores de módulo de elasticidad, comparando con ACI 318, ACI 363 y Rashid. En cambio, ante f_c elevados (por encima de 90MPa), el valor de E_c de la fórmula del ACI 318 es la más elevada de todas, mientras que Rashid y ACI 363 presentan los valores más bajos.

Finalmente, se analizan las estimaciones de E_c proporcionadas por la ACI 318, el Eurocódigo 2 y Rashid; introduciéndolas en el modelo constitutivo del hormigón σ - ε de Tao. Para cada estimación de E_c , se lleva a cabo dos simulaciones numéricas, uno con hormigón NSC ($f_c=30\text{MPa}$); y otro, con hormigón UHSC ($f_c=150\text{MPa}$). En las figuras 5-22 y 5-23, se representan las dos comparativas de la curva fuerza-desplazamiento experimental frente a las simulaciones numéricas del modelo de Tao con diferentes valores de E_c .

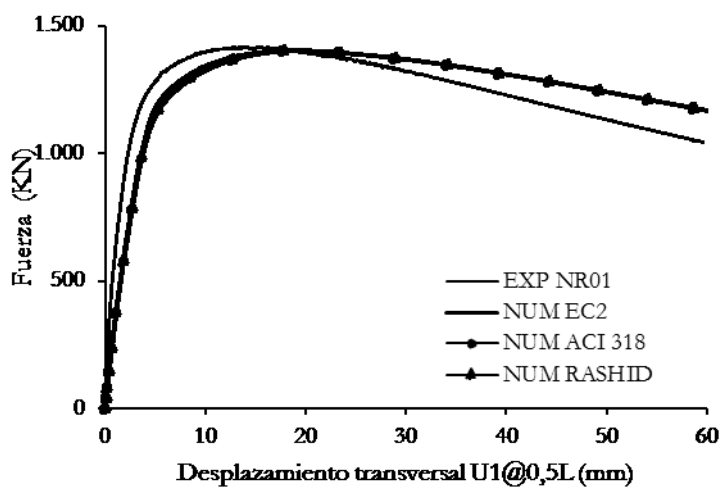


Figura 5-22. Comparativa de las curvas experimental y numéricas del modelo de Tao con distintas E_c obtenidas con NSC

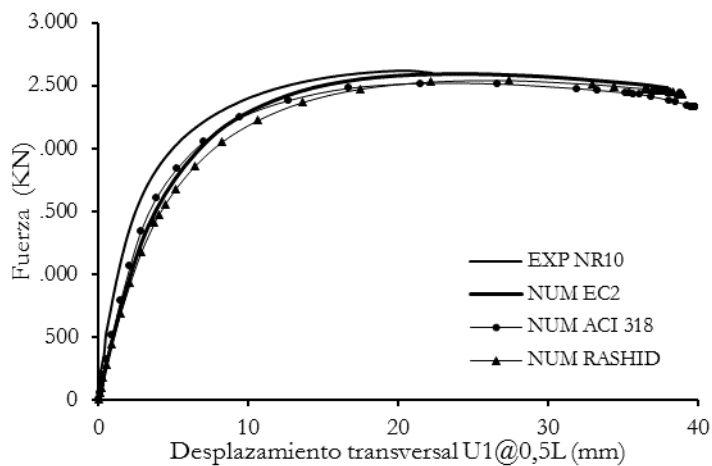


Figura 5-23. Comparativa de las curvas experimental y numéricas del modelo de Tao con distintas E_c obtenidas con UHSC

Observando la figura 5-22, cuando se emplean hormigones NSC, la respuesta mecánica de la columna es casi idéntica y apenas se observan diferencias al emplear cualquier formulación de E_c . Sin embargo, ante la figura 5-23, el empleo de hormigones UHSC marca unas diferencias más apreciables entre las diferentes expresiones de E_c . No obstante, la mejor manera de cuantificar las posibles diferencias se logra calculando el índice del error frente a la respuesta experimental (ξ_{E-N}). En la tabla 5.7, se tabulan los valores del error ξ_{E-N} obtenidos de las diferentes simulaciones.

Tabla 5.7. Comparativa del error en las estimaciones E_c con $f_c=30\text{MPa}$ y 150MPa .

Referencia	ξ_{E-N} (E_c con NSC)	ξ_{E-N} (E_c con UHSC)
ACI 318 (ACI, 2011)	1,014	0,991
Eurocódigo 2 (AENOR, 2013a)	1,010	1,000
Rashid, M. y col. (2002)	1,013	1,035

En base a los resultados de la tabla 5.7, se concluye que al emplear hormigones convencionales (NSC) las diferencias del error son insignificantes y todas las estimaciones proporcionan predicciones numéricas seguras. En cambio, al utilizar hormigones de ultra alta resistencia (UHSC), las diferencias del error son más destacables e, incluso, la estimación proporcionada por ACI 318 no es segura, tal y como apuntaba Carrasquillo, R.L. y col. (1981) al pronosticar que la extrapolación directa, sin comprobar la respuesta, de las propiedades mecánicas de hormigones NSC a hormigones UHSC no está justificada porque puede proporcionar estimaciones no adecuadas.

Finalmente, la expresión de E_c proporcionada por el Eurocódigo 2 presenta un error menor en ambos modelos, tanto para NSC como UHSC. Por ello, dicha expresión se elige como adecuada, introduciéndola en el modelo constitutivo propuesto por Tao.

5.3.4. Imperfección geométrica inicial

Uno de los aspectos con mayor influencia en la respuesta de columnas esbeltas es la imperfección geométrica inicial, producida por las tolerancias de rectitud originadas según el proceso de fabricación del tubo de acero. Según la literatura técnica, la norma AENOR (2007) recomienda una tolerancia de $L/500$, Galambos, T.V. y Surovek, A.E. (2008), Ziemian, R.D. (2010) y Espinós Capilla, A. (2012) utilizan una imperfección inicial $L/1000$, mientras que el Eurocódigo 4 indica una imperfección inicial de $L/300$ o $L/200$, dependiendo de la geometría y de la cuantía de la sección.

Tal y como se ha descrito en el capítulo anterior, para representar la imperfección geométrica inicial de la columna se lleva a cabo un análisis de pandeo elástico de una columna articulada en sus extremos y una carga unitaria. Una vez conocida la geometría deformada, la respuesta se amplifica por medio del factor de imperfección elegido.

En este caso, el modelo se simula introduciendo diferentes valores de imperfecciones, las cuales se encuentran comprendidas entre: $L/500$, $L/1000$; $L/2000$ y sin imperfección (columna ideal). Los resultados de las simulaciones se muestran en la figura 5-24.

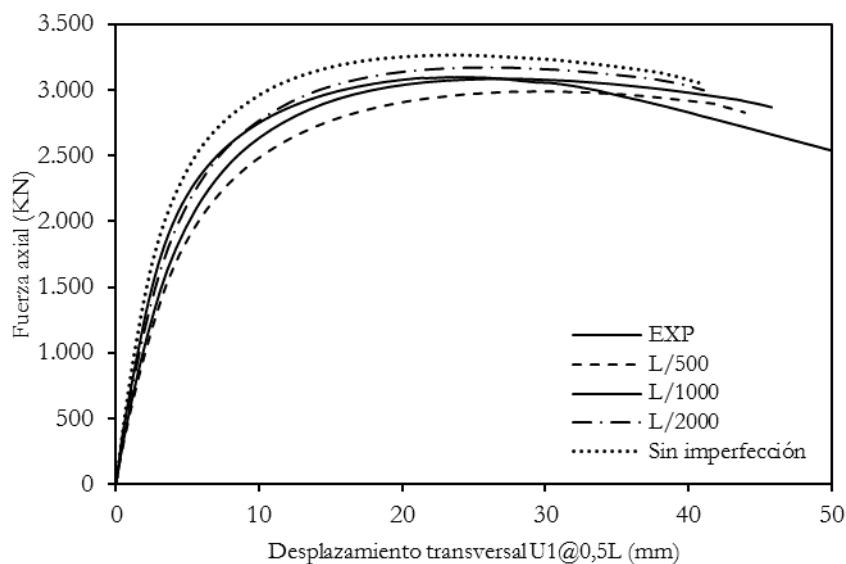


Figura 5-24. Comparativa de las curvas experimental y numérica con diferentes imperfecciones.

De este análisis, se extrae adoptar como imperfección máxima $L/500$ dado que valores superiores producen respuestas poco precisas, aunque seguras. En segundo término, la imperfección que mejor se ajusta es $L/1000$, proporcionando una predicción segura ya que la curva numérica está por debajo de la curva experimental. La imperfección $L/2000$ también ofrece un buen ajuste, sin embargo, el tramo ascendente está por encima de la curva de referencia. Por último, cabe observar la curva sin imperfección, en la cual se sobreestima la respuesta numérica frente a la experimental, produciendo predicciones no seguras.

En definitiva, se puede considerar que la imperfección geométrica inicial más precisa y adecuada es $L/1000$, a tenor de los resultados del análisis de sensibilidad y las recomendaciones dadas por diversos autores.

5.3.5. Densidad de malla

La eficiencia de la simulación de un modelo se determina por el tamaño del EF, que corresponde a la densidad de malla de elementos finitos que integran la malla. Un mismo modelo simulado con diversos tamaños de malla puede producir respuestas diferentes. De hecho, si el tamaño del EF es muy pequeño aumenta el coste computacional, en cambio, si el tamaño es muy grande puede incurrir imprecisiones en el resultado.

En este caso, el modelo posee un tamaño de EF de 20mm, obteniendo resultados adecuados. A partir de ese tamaño de referencia, se desarrolla un análisis de sensibilidad con diferentes densidades de malla, oscilando entre el 7% y el 20% del diámetro del tubo exterior. Dado que $D_o=200\text{mm}$, el tamaño de EF a analizar son: 15mm y 40mm.

Después de las simulaciones, se compara la precisión de la respuesta numérica y el tiempo de cálculo el modelo para cada tamaño de EF (tabla 5.8).

Tabla 5.8. Comparativa de ξ_{E-N} con diferentes tamaño de EF.

Tamaño EF (mm)	N_{NUM} (KN)	ξ_{E-N}	Tiempo computacional
20	1.404	1,01	Referencia
15	1.405	1,01	+60%
40	1.298	1,09	-22%

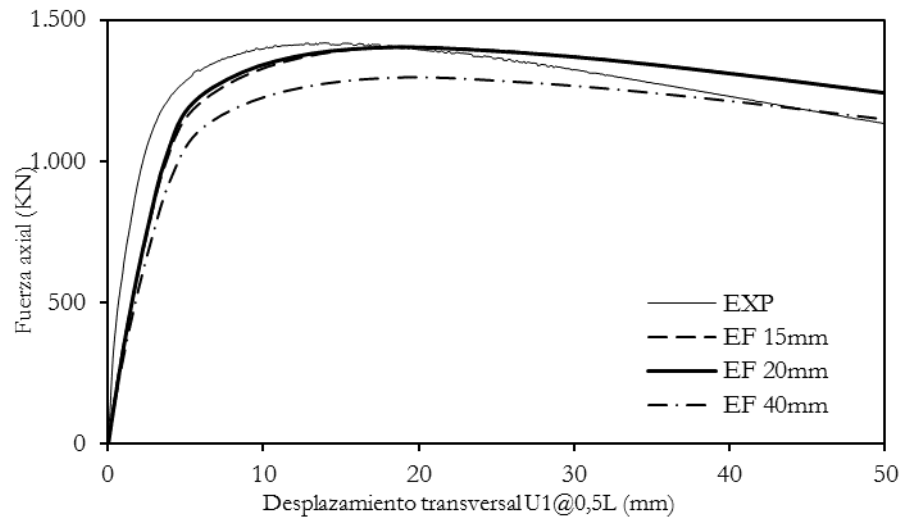


Figura 5-25. Comparativa de las curvas experimental y numérica con diferentes tamaños de EF.

En la figura 5-25, se representa la curva experimental y las curvas numéricas de cada tamaño de EF. De la misma, en primer lugar, se descarta la opción de EF 40mm por la imprecisión en la respuesta numérica. Y, en segundo lugar, el tamaño de 15mm, cuya respuesta es idéntica al tamaño de referencia de 20mm, se prescinde por el aumento del coste computacional.

En definitiva, con este análisis de sensibilidad se demuestra que el tamaño de EF de 20mm es suficiente para alcanzar una solución adecuada y precisa con tiempo computacional razonable.

5.3.6. Coeficiente de fricción

El contacto tangencial forma parte de la interacción mecánica entre superficies. Según se describe en el capítulo anterior, está gobernado por el modelo isótropo de Coulomb, el cual establece que la máxima tensión tangencial que se pueden transmitir dos superficies en la interface es proporcional al coeficiente de fricción (μ).

En la bibliografía, se encuentra disponible muchas propuestas de valores diferentes de coeficiente de fricción y, todos, obtienen resultados adecuados. En principio, se escoge un valor de $\mu=0,25$. No obstante, se realiza un análisis de sensibilidad para conocer la influencia en la respuesta numérica al modificar el valor de μ . Para ello, se llevan a cabo diversas simulaciones introduciendo estos coeficientes de fricción: 0,3; 0,6 y 0,8.

No se ha realizado una representación gráfica de las diferentes respuestas porque no aportan información adicional, ya que no se aprecian diferencias en ningún tramo de la curva. No obstante, se presenta la tabla 5.9 en la que se cuantifica el error obtenido de cada simulación en función de μ .

Tabla 5.9. Comparativa de ξ_{E-N} con diferentes coeficientes de fricción (μ).

μ	N_{NUM} (KN)	ξ_{E-N}
0,25	1.400	1,01
0,30	1.398	1,01
0,60	1.398	1,01
0,80	1.399	1,01

Según Tao, Z. y col. (2013), al aplicar la carga simultáneamente en todos los elementos de la columna CFST, no se produce deslizamiento entre el tubo de acero y el hormigón. Por esta razón el comportamiento de la columna es independiente en la selección del coeficiente de fricción.

En este caso, se confirma la independencia de la respuesta porque los resultados son prácticamente idénticos para 0,25; 0,3; 0,6 y 0,8. Por tanto, ante este hecho, el valor del coeficiente μ se fija en 0,25. No obstante, en casos de columnas con carga excéntrica y/o hormigones UHSC, donde el modelo presentaba problemas de convergencia, ha sido necesario introducir valores de μ más elevados (siempre $\leq 0,8$) hasta encontrar la solución.

5.4. Análisis de la respuesta mecánica de columnas esbeltas

Una vez se dispone de un modelo numérico adecuado y, antes de realizar el estudio paramétrico, se decide analizar el comportamiento mecánico de las columnas de doble tubo rellenas de hormigón con carga centrada y excéntrica de momento uniforme.

5.4.1. Columnas con carga centrada

El análisis de la respuesta mecánica comienza presentando la deformada de la columna. En la figura 5-26, se muestra la forma geométrica de media columna en posición deformada, obtenida de la simulación numérica de uno de los casos analizados. En ella, se destaca la forma de media senoide que muestra la columna colapsada, coincidiendo con el modo de fallo por inestabilidad global de elementos esbeltos con extremos articulados (A-A).

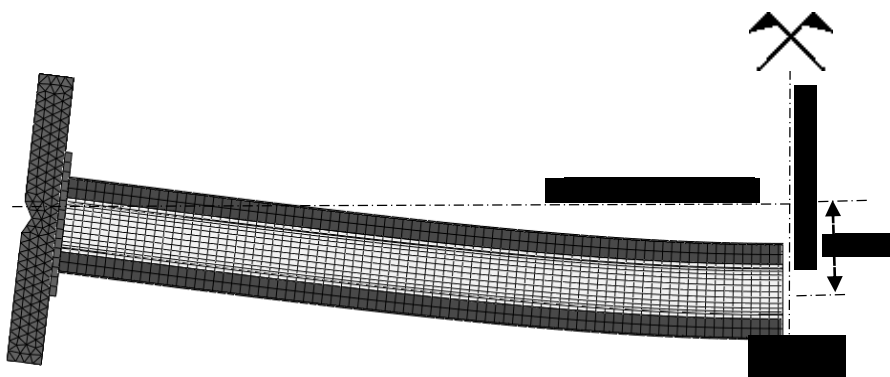


Figura 5-26. Representación de la geometría deformada en una columna centrada.

La respuesta que manifiesta una columna mixta de doble tubo sometida a carga axial se muestra en la figura 5-27. En la misma, se presenta la distribución temporal de tres variables: el desplazamiento transversal* (U1), la tensión normal longitudinal (S33) y la fuerza (F) aplicada. Los valores de U1 y S33 se extraen de un punto nodal perteneciente al tubo exterior situado en mitad de la columna (@0,5L).

* El término *desplazamiento transversal* se refiere al desplazamiento perpendicular al eje longitudinal de la columna.

En la curva del desplazamiento transversal (U1) existe un punto donde se produce un cambio significativo de la pendiente. Hasta ese punto, la curva de la fuerza axial (F) muestra un crecimiento lineal y, en dicho punto, su valor está alrededor del 85% de la carga máxima. Respecto a la curva de la tensión normal longitudinal (S33), inicialmente, muestra valores negativos porque está sometida a flexo-compresión y, a partir de ese momento, experimenta un cambio en su estado tensional.

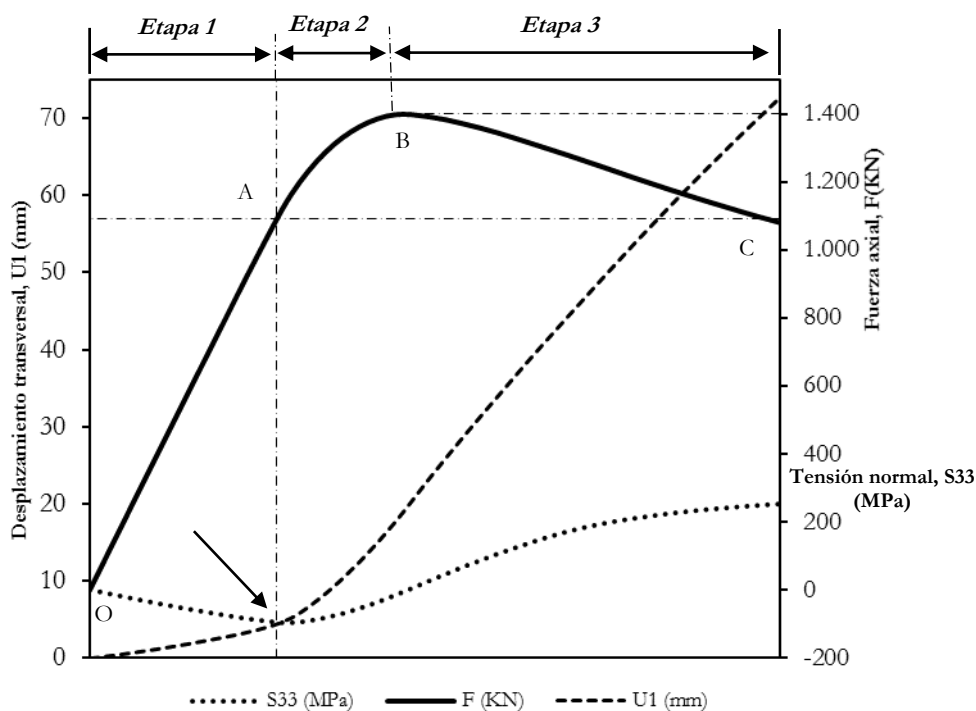


Figura 5-27. Respuesta mecánica @0,5L de una columna centrada.

En definitiva, se evidencia un cambio en la respuesta de la columna por el aumento significativo de los efectos de segundo orden, causados por el comienzo del pandeo en la columna. Lo que demuestra la no linealidad de la respuesta en columnas mixtas de doble tubo.

En relación a la respuesta en el punto medio de la columna (figura 5-27), el comportamiento mecánico de la columna se desarrolla en tres etapas:

- **Etapas 1 (tramo OA)**

En este período, el desplazamiento transversal es pequeño y la pendiente de crecimiento es suave. La fuerza axial va aumentando linealmente hasta alcanzar el 85% de la carga máxima (punto A). Toda la sección está sometida a flexo-compresión y la flexión adicional de la imperfección geométrica inicial es demasiado pequeña para provocar una importante deformación por flexión, por tanto, la respuesta de la columna se puede considerar lineal.

- **Etapas 2 (tramo AB)**

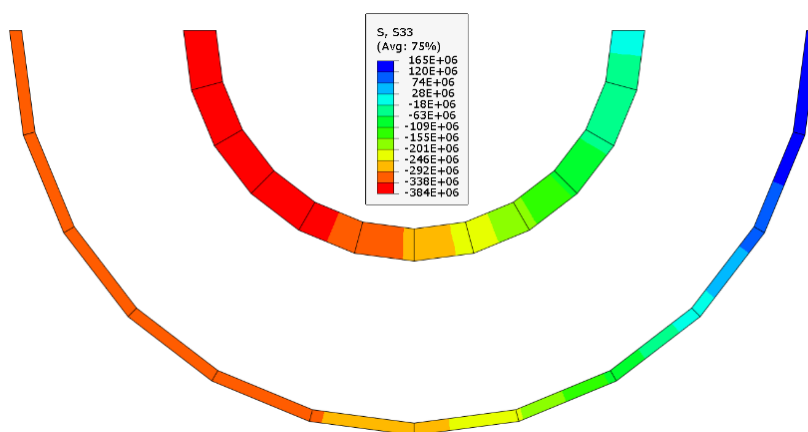
Durante esta fase la fuerza axial (F) sigue creciendo, pero sin proporcionalidad. La pendiente del desplazamiento transversal sufre un cambio importante, desarrollando un crecimiento mucho más rápido debido a la influencia de los efectos de segundo orden. La distribución de tensiones en la sección cambia y se inicia el desarrollo de zonas traccionadas.

- **Etapas 3 (tramo BC)**

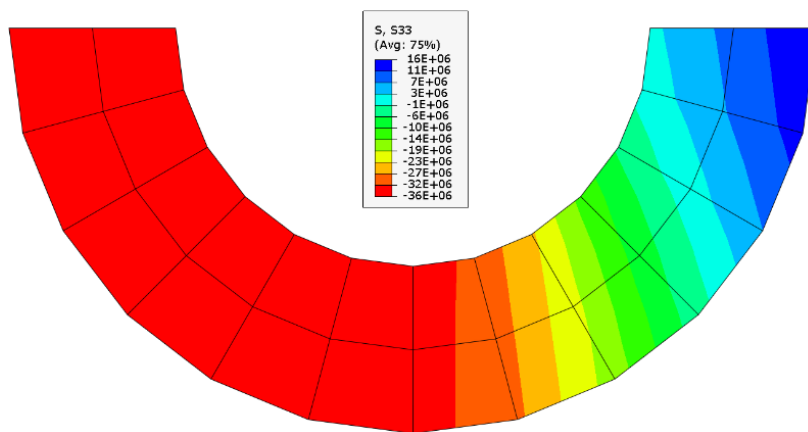
Al inicio de este período, la fuerza axial (F) alcanza su valor máximo (punto B) y comienza a decrecer. El desplazamiento transversal sigue creciendo con la misma pendiente que el tramo anterior. La zona flexo-traccionada de la sección también sigue aumentando. Debido a la aparición de momentos flectores adicionales, originados por los efectos de segundo orden, se genera mucha deformación por flexión hasta causar el colapso por pandeo global de la pieza.

En la figura 5-28, se representa la distribución de tensiones normales longitudinales S33 de la sección transversal en el punto medio (@0,5L) de una columna de doble piel en el momento de alcanzar la carga máxima. En ese instante, el tubo interior está sometido, casi en su totalidad, a tensiones de compresión y el tubo exterior está sometido a tensiones de compresión, aunque tiene una zona de tracción. En ningún tubo, se alcanza la tensión de rotura experimental de los materiales, en este caso $f_{uo}=440\text{MPa}$ y $f_{ui}= 470\text{MPa}$ (figura 5-28-a). En cuanto al hormigón (figura 5-28-b), se observa como gran parte de

las tensiones del anillo están a compresión y con valores cercanos a la resistencia de compresión experimental del material ($f_{co}=36\text{MPa}$). No obstante, aparece una pequeña zona de tracción debido al criterio de plasticidad de Drucker-Prager. Seguramente, en el momento de carga máxima, parte de la superficie de fluencia (cono de D-P) coincide con en el eje positivo de tensiones.



a) Distribución de tensiones normales longitudinales (S33) en los tubos (Pa).



b) Distribución de tensiones normales longitudinales (S33) en el anillo (Pa).

Figura 5-28. Tensiones longitudinales en carga máxima @0,5L de una columna centrada.

5.4.2. Columnas con carga excéntrica

Con el propósito de analizar la respuesta mecánica de columnas con excentricidad de momento constante, se representa la forma geométrica deformada obtenida de la simulación numérica en columnas excéntricas (figura 5-29). Cabe destacar que la deformada también concuerda con el modo de fallo por inestabilidad global de elementos esbeltos con extremos articulados (A-A). De igual manera, debido la excentricidad de la carga, los efectos de segundo orden son más significativos que en el caso de columnas sin excentricidad, en consecuencia, el desplazamiento transversal (U1) aumenta significativamente, en detrimento del valor de la carga máxima.

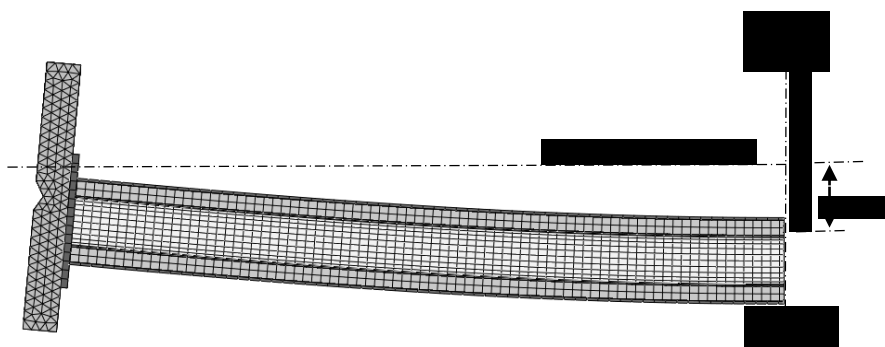
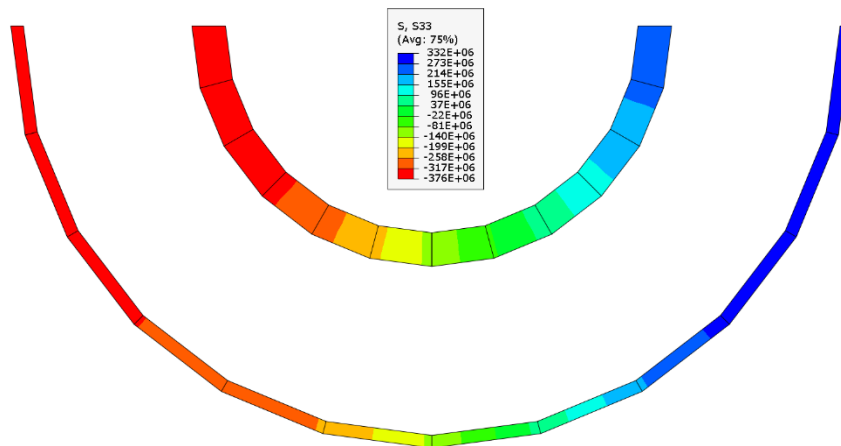


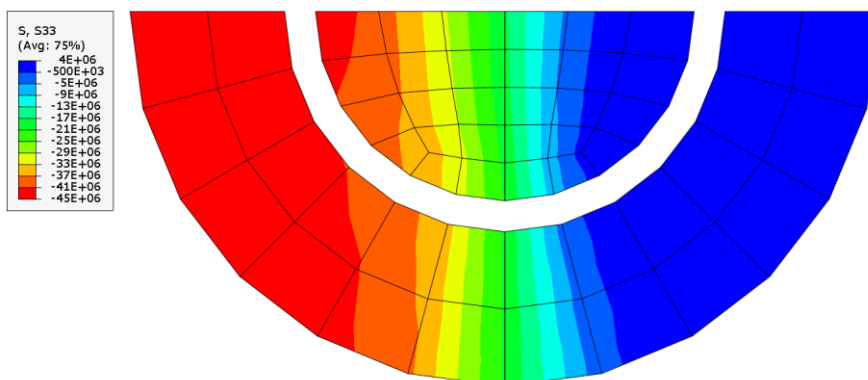
Figura 5-29. Representación de la geometría deformada en una columna excéntrica.

En relación a las tensiones normales longitudinales (S33), la distribución en la sección cambia radicalmente en ambos materiales. La figura 5-30 muestra dicha distribución de la sección en el punto medio de una columna de doble tubo tras alcanzar la carga máxima. En la figura 5-30-a, se observa que la diferencia, en valor absoluto, entre la máxima tensión de tracción y la de compresión no es tan grande como en columnas centradas, lo cual quiere decir que la magnitud de la tensión de tracción es más elevada, originado por la excentricidad. Es interesante resaltar que los valores máximos no superan el límite de rotura de los materiales, en este caso $f_{uo}=484\text{MPa}$ y $f_{ui}=505\text{MPa}$.

En cuanto al hormigón del anillo y del núcleo (figura 5-30-b), se observa que casi la mitad de la sección está sometida a tensiones de compresión y la otra mitad está sometida a tensiones de tracción debido a la carga excéntrica. Asimismo, los valores máximos, también, están por debajo de la resistencia experimental obtenida de cada material. En este caso, $f_{co}=f_{ci}\approx 40\text{MPa}$ y $f_{to}=f_{ti}\approx 4,0\text{MPa}$.



a) Distribución de tensiones normales longitudinales (S33) en los tubos (Pa).



b) Distribución de tensiones normales longitudinales (S33) en el anillo y núcleo (Pa).

Figura 5-30. Tensiones longitudinales en carga máxima en @0,5L de una con columna carga excéntrica.

A la vista de los resultados, cabe destacar que los criterios de plasticidad de los materiales elegidos, tanto en columnas centradas (*Von-Mises* y *Drucker-Prager*) como en columnas excéntricas (*Von-Mises* y *Concrete Damaged Plasticity*), demuestran un adecuado funcionamiento en el análisis de la respuesta mecánica de columnas esbeltas de doble tubo rellenas de hormigón normal (NSC) y de ultra alta resistencia (UHSC).

5.4.3. Distribución de la carga en la sección de doble tubo

Es interesante conocer cómo se distribuye la carga en la sección *mixta* de doble tubo debido a la interacción de los elementos y los materiales, desde el inicio hasta el colapso de la columna. Asimismo, este análisis ofrece la posibilidad de comparar la distribución de la carga entre columnas de doble tubo con una relación de espesores diferente, es decir, saber si existen diferencias entre distribución de espesores *fino-grueso* o *grueso-fino*.

Para ello, se representa gráficamente la respuesta de la columna mediante un diagrama fuerza-desplazamiento, donde se muestra la evolución de la distribución de la carga en los tubos de acero y en los elementos de hormigón de la sección situada en el punto medio de la columna (@0,5L).

En la figura 5-31, se representa el reparto de la carga aplicada en una columna centrada de doble piel con distribución de espesores *fino-grueso* y en la tabla 5.10 se exponen los resultados con el porcentaje de carga de cada elemento de la sección en el momento de carga máxima.

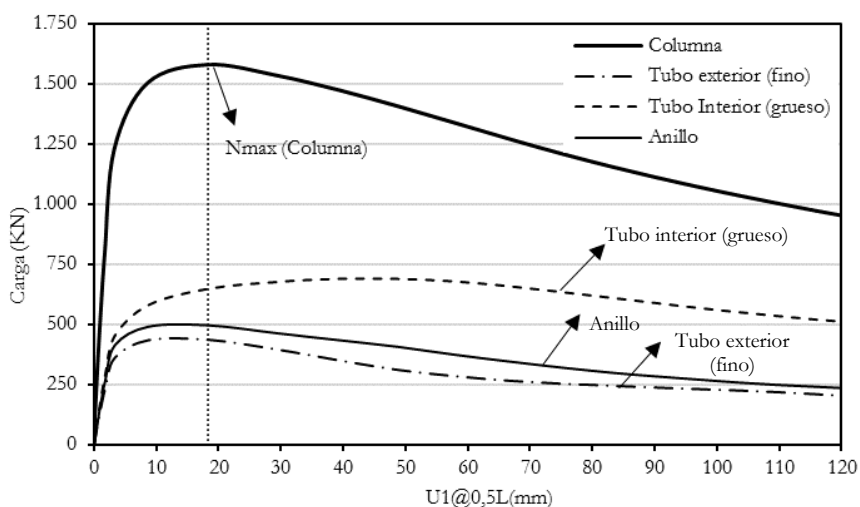


Figura 5-31. Distribución de la carga en una columna centrada doble piel (*fino-grueso*).

Tabla 5.10. Tasa de distribución de la carga de una columna centrada de doble piel.

	Carga en Nmax (KN)	Tasa de reparto en Nmax	Carga máxima (KN)
Tubo exterior (fino)	435	28%	435
Tubo interior (grueso)	648	41%	690
Anillo de hormigón	498	32%	498
Columna (Nmax)	1.582	100%	

Ante los resultados obtenidos de la tabla 5.10, todo parece indicar que el elemento que más carga absorbe es el tubo interior en comparación con el tubo exterior, debido a que el espesor es mayor. Por otra parte, cuando el tubo exterior y el hormigón del anillo alcanzan su carga pico, el tubo interior no ha llegado a su máxima capacidad de carga.

En la figura 5-31, se destaca que todos los elementos de la sección muestran una respuesta no lineal y cuando se alcanza el punto de Nmax de la columna, el tubo exterior y el anillo se sitúan en pendiente descendente debido a que han sobrepasado su carga máxima y no pueden absorber valores superiores a ésta (tabla 5.10). Sin embargo, el tubo interior presenta una fase de crecimiento (con pendiente ascendente), lo que significa que no ha alcanzado su carga máxima y todavía tiene capacidad de absorber más. Señalar que este comportamiento se produce en una columna con una distribución de espesores *fino-grueso*.

5.5. Índices de rendimiento

Antes que nada, es interesante recordar que uno de los objetivos planteados en esta investigación es determinar en qué situaciones puede ser apropiado el uso de hormigón de ultra alta resistencia (UHSC) en comparación con hormigones normales (NSC) en columnas de doble tubo y, también, conocer cómo influye la distribución de la resistencia del hormigón en la sección y de qué manera afectan los espesores de los tubos de acero en la respuesta mecánica de la columna.

Por tal razón, se ha creído conveniente, antes de desarrollar el estudio paramétrico, realizar un pequeño análisis de los índices de rendimiento mecánico de los experimentos realizados.

En la bibliografía, se encuentran definidos índices de rendimiento para columnas CFST. En este caso, aprovechando el mismo concepto, se determinan unos nuevos índices, adaptados a las columnas de doble tubo, que cuantifican el rendimiento. Tales parámetros, son: el índice de contribución del hormigón y del acero interior (**CSCR**, *Concrete Steel Contribution Ratio*) y el índice de contribución del hormigón interior (**CCR**, *Concrete Contribution Ratio*).

5.5.1. Índice de contribución del hormigón y del acero interior

Este índice es un concepto inducido del parámetro CCR^* (*Concrete Contribution Ratio*) utilizado en columnas CFST. En este caso, las columnas doble tubo contribuyen a la mejora de una columna CFST a través del tubo interior de acero y el relleno de hormigón del hueco interior. Por tanto, este índice se determina mediante la relación entre la carga máxima alcanzada por la columna de doble tubo (N_{EXP}) y la carga máxima alcanzada por la columna CFST *equivalente*† ($N_{EXP,CFST}$)

$$CSCR = \frac{N_{EXP}}{N_{EXP,CFST}} \quad (5-5)$$

* $CCR = N_{max,CFST} / N_{max,vacio}$. Este índice cuantifica la mejora de la capacidad de carga de una columna rellena de hormigón (CFST) frente a la misma columna sin rellenar, vacía.

† Hace referencia a la igualdad de áreas entre los dos tubos de acero y el área del tubo de acero CFST.

El índice de rendimiento CSCR para columnas con carga centrada se muestra en la tabla 5.11, recopilando los resultados de las tablas 5.2 y 5.4.

Tabla 5.11. Resultados de CSCR en columnas con carga centrada

	Id	Columna doble tubo	CFST	CSCR
Serie A	NR01	C200-3-30_C114-8-00_00	C194-8-30_00	0,76
	NR02	C200-3-30_C114-8-30_00		0,87
	NR03	C200-3-30_C114-8-150_00		0,95
Serie B	NR04	C200-6-30_C114-3-00_00	C194-8-30_00	0,88
	NR05	C200-6-30_C114-3-30_00		1,05
	NR06	C200-6-30_C114-3-150_00		1,11
Serie C	NR07	C200-3-150_C114-8-00_00	C194-8-150_00	0,95
	NR08	C200-3-150_C114-8-30_00		1,06
	NR09	C200-3-150_C114-8-150_00		1,14
Serie D	NR10	C200-6-150_C114-3-00_00	C194-8-150_00	0,97
	NR11	C200-6-150_C114-3-30_00		1,03
	NR12	C200-6-150_C114-3-150_00		1,14

En la figura 5-32, se representa el índice CSCR agrupado por series. Se observa que el empleo de hormigones NSC en el anillo (serie A) no mejora el rendimiento de la capacidad mecánica de la columna convencional CFST, ni siquiera rellenando el núcleo con hormigón UHSC (NR03). La serie B proporciona una mejora del rendimiento, sólo cuando el hueco interior está relleno de hormigón (NR05 y NR06). Respecto a las columnas con hormigón UHSC en el anillo, es necesario rellenar el hueco interior para tener un índice superior a 1. No obstante, los casos de doble piel (NR07 y NR10) tienen valores próximos a uno, lo cual viene demostrar que las columnas de doble piel tendrán un peso menor que la columna CFST, a igualdad de capacidad portante.

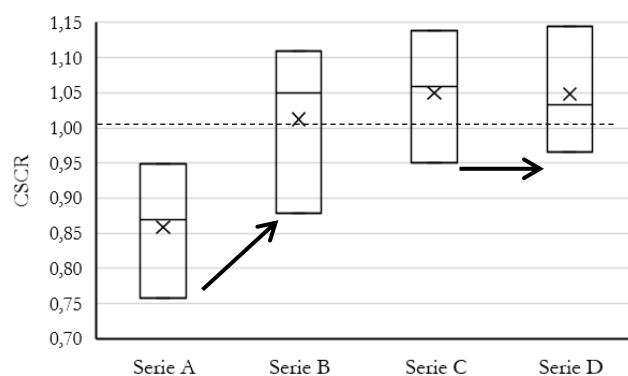


Figura 5-32. Valores del índice CSCR experimental en columnas con carga centrada.

Respecto a la distribución de espesores, el valor medio de CSCR de la serie B es mayor que la serie A. Por lo tanto, siendo que ambas series tienen el mismo hormigón en el anillo (NSC), la serie B, cuya distribución de espesores es *grueso-fino*, aporta un rendimiento mecánico superior que la serie A, cuya distribución es *fino-grueso*. Las series C y D, con hormigón UHSC en el anillo, no se produce una mejora de CSCR al modificar la distribución de espesores.

A este respecto, sería necesario realizar un estudio paramétrico en profundidad para averiguar si la distribución de espesores de los tubos es independiente cuando se emplean hormigones UHSC en el anillo, ya que con los resultados experimentales no se puede predecir.

En la tabla 5.12, se listan los índices CSCR de las columnas con carga excéntrica, obtenidos de los valores de las tablas 5.3 y 5.4.

Tabla 5.12. Resultados de CSCR en columnas con carga excéntrica

	Id	Codificación	Referencia (CFST)	CSCR
Serie A	NR13	C200-3-30_C114-8-00_50	C194-8-30_50	0,72
	NR14	C200-3-30_C114-8-30_50		0,78
	NR15	C200-3-30_C114-8-150_00		0,84
Serie B	NR16	C194-6-30_C114-3-00_50	C194-8-150_50	0,89
	NR17	C194-6-30_C114-3-30_50		0,95
	NR18	C194-6-30_C114-3-150_50		0,98
Serie C	NR19	C200-3-150_C114-8-00_00	C194-8-150_50	0,87
	NR20	C200-3-150_C114-8-30_00		0,89
	NR21	C200-3-150_C114-8-150_00		0,90
Serie D	NR22	C194-6-150_C114-3-00_50	C194-8-150_50	0,91
	NR23	C194-6-150_C114-3-30_50		0,96
	NR24	C194-6-150_C114-3-150_50		0,96

En la figura 5-33, se representa el índice CSCR agrupado por series. Según los resultados, se destaca que no se produce mejora de la capacidad portante respecto a la columna CFST en ninguna de los casos porque el índice es menor que uno. Ante este resultado, se retoma la idea de desarrollar un estudio paramétrico para conocer la influencia de la excentricidad en columnas de doble tubo en el índice CSCR, y corroborar los resultados experimentales.

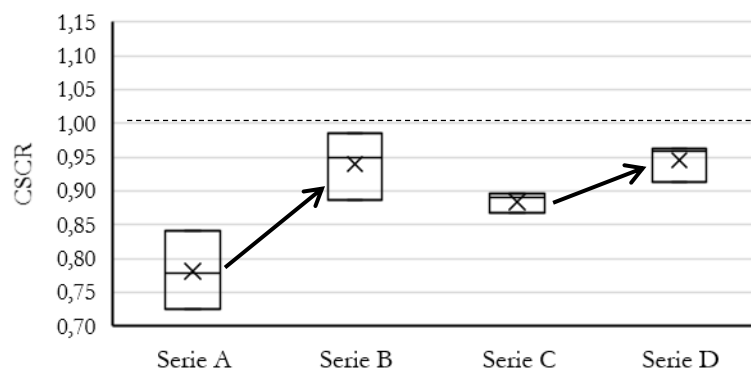


Figura 5-33. Valores del índice CSCR experimental en columnas con carga excéntrica.

Aunque los índices CSCR obtenidos son menores que uno, de la figura 5-32 se extrae que las series de columnas con distribución de espesor *grueso-fino* (series B y D) mejoran la capacidad portante de la columna de doble tubo, como ocurre en columnas con carga centrada.

En conclusión, el rendimiento mecánico en columnas con carga centrada, respecto de las columnas CFST *equivalentes*, es mayor sólo cuando el hueco interior está relleno de hormigón.

En su mayoría, las columnas de doble piel (CFDSST) no son eficientes, incluso, con hormigón UHSC en el anillo. No obstante, se ha demostrado que, a igualdad de capacidad portante, la columna tendrá peso menor.

Respecto a las columnas excéntricas de doble tubo no son, mecánicamente, eficientes respecto a las columnas excéntricas CFST *equivalentes*. En general, todas las columnas mejoran el rendimiento con una distribución de espesores *grueso-fino*.

5.5.2. Índice de rendimiento del hormigón interior

El índice CCR (*Concrete Contribution Ratio*) se utiliza para conocer cuánto mejora capacidad portante de la columna de *doble piel* al rellenar el hueco interior con hormigón.

Se determina mediante la relación entre la carga máxima alcanzada por la columna de doble tubo (CFDST) y la carga máxima alcanzada por la columna de doble piel (CFDSST) de la misma serie.

$$CCR = \frac{N_{EXP,CFDST}}{N_{EXP,CFDSST}} \quad (5-6)$$

El índice de mejora del hormigón CCR obtenido en columnas con carga centrada se expone en la tabla 5.13, recopilando los valores de los resultados experimentales de la tabla 5.2.

Tabla 5.13. Resultados experimentales de CCR en columnas con carga centrada

	Id	Codificación	Referencia (CFDSST)	CCR
Serie A	NR01	C200-3-30_C114-8-00_00		--
	NR02	C200-3-30_C114-8-30_00	C200-3-30_C114-8-00_00	1,15
	NR03	C200-3-30_C114-8-150_00		1,25
Serie B	NR04	C200-6-30_C114-3-00_00		--
	NR05	C200-6-30_C114-3-30_00	C200-6-30_C114-3-00_00	1,19
	NR06	C200-6-30_C114-3-150_00		1,26
Serie C	NR07	C200-3-150_C114-8-00_00		--
	NR08	C200-3-150_C114-8-30_00	C200-3-150_C114-8-00_00	1,11
	NR09	C200-3-150_C114-8-150_00		1,20
Serie D	NR10	C200-6-150_C114-3-00_00		--
	NR11	C200-6-150_C114-3-30_00	C200-6-150_C114-3-00_00	1,07
	NR12	C200-6-150_C114-3-150_00		1,11

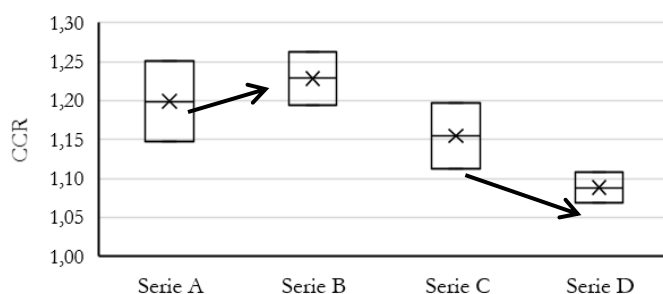


Figura 5-34. Valores del índice CCR experimental en columnas con carga centrada.

En la figura 5-34, se representa el índice CCR agrupado por series. Se destaca que los índices CCR de las series A y B, en las cuales el anillo es NSC, son superiores a las series C y D con el anillo UHSC. Por tanto, el rendimiento mecánico de una columna con un hormigón UHSC en el anillo no produce una mejora tan elevada en comparación con el caso de un hormigón NSC.

Respecto a la distribución de espesores, las columnas de las series A y B, donde el anillo es NSC, el índice CCR tiende a aumentar si la distribución de tubos es *grueso-fino*. Mientras que, si el anillo es UHSC (series C y D) la mejora no se produce al utilizar dicha disposición.

En referencia a las columnas excéntricas, la tabla 5.14 lista el índice CCR determinado a partir de los valores experimentales recogidos de la tabla 5.3 y, en la figura 5-35, se representa los valores agrupados por series.

Tabla 5.14. Resultados experimentales de CCR en columnas con carga excéntrica

	Id	Codificación	Referencia (CFDSST)	CCR
Serie A	NR13	C200-3-30_C114-8-00_50		--
	NR14	C200-3-30_C114-8-30_50	C200-3-30_C114-8-00_50	1,07
	NR15	C200-3-30_C114-8-150_00		1,08
Serie B	NR16	C194-6-30_C114-3-00_50		--
	NR17	C194-6-30_C114-3-30_50	C194-6-30_C114-3-00_50	1,07
	NR18	C194-6-30_C114-3-150_50		1,11
Serie C	NR19	C200-3-150_C114-8-00_00		--
	NR20	C200-3-150_C114-8-30_00	C200-3-150_C114-8-00_50	1,03
	NR21	C200-3-150_C114-8-150_00		1,03
Serie D	NR22	C194-6-150_C114-3-00_50		--
	NR23	C194-6-150_C114-3-30_50	C194-6-150_C114-3-00_50	1,05
	NR24	C194-6-150_C114-3-150_50		1,06

A la vista de los resultados en columnas excéntricas (tabla 5.14), el índice CCR en las series con hormigón en el anillo NSC (series A y B) proporcionan índices CCR superiores que las series con hormigón UHSC (series C y D).

Según la figura 5-35, se evidencia una tendencia creciente si la distribución de espesores *grueso-fino* (series B y D), independientemente de la clase de hormigón colocado en el anillo.

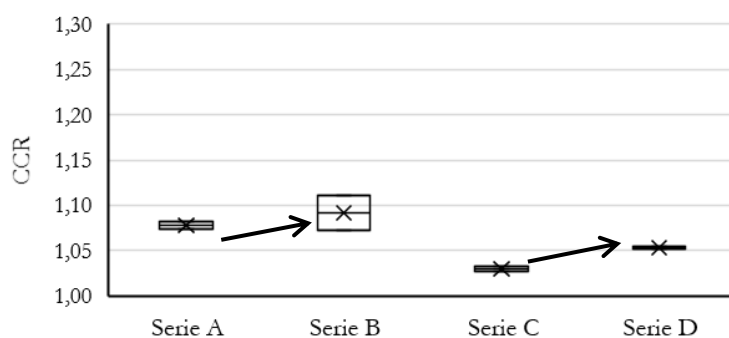


Figura 5-35. Valores del índice CCR experimental en columnas con carga excéntrica.

En definitiva, las columnas excéntricas con hormigón NSC o UHSC en el anillo y una distribución *fino-grueso*, mejorarían su capacidad portante si la distribución fuese *fino-grueso*, aunque la serie con UHSC no sería tan elevada.

Comparando con las columnas de carga centrada, se aprecia una mejora de la carga máxima de la columna, pero no tan elevado.

5.6. Conclusiones

Ante los resultados experimentales y numéricos analizados, cabe señalar la no linealidad de la respuesta mecánica de una columna de doble tubo para cargas centradas y excéntricas de momento uniforme.

También, se destaca que el modelo numérico desarrollado, validado experimentalmente; es adecuado, seguro y con grado de precisión aceptable en la predicción del comportamiento mecánico de las columnas esbeltas de doble tubo. En cambio, las estimaciones proporcionadas por el Eurocódigo 4 no han sido seguras en ningún caso.

La precisión del modelo se ha conseguido a través de la realización de un análisis de sensibilidad de aquellas variables internas del modelo más influyentes. Destacando, entre otros, los modelos constitutivos uniaxiales, la imperfección inicial geométrica y los criterios de plasticidad de los materiales utilizados.

Asimismo, se han utilizado unos nuevos índices de rendimiento mecánico para columnas de doble tubo, mediante los cuales se ha proporcionado información relevante para el diseño de columnas. Resaltando, la distribución de espesores de los tubos de acero, la resistencia de los hormigones y su disposición en la sección.

Por último, es interesante señalar la necesidad de llevar a cabo un estudio paramétrico de las variables analizadas experimentalmente y de otras, como la esbeltez, con la finalidad de obtener un mayor conocimiento del comportamiento mecánico de las columnas de doble tubo.

Capítulo 6

ESTUDIO PARAMÉTRICO

En este capítulo, se exponen los resultados del estudio paramétrico de 972 simulaciones de columnas mixtas (864 de doble tubo y 108 de un tubo), para conocer qué variables y cómo influyen en la respuesta mecánica de las columnas de doble tubo. Para ello, se definen una serie de parámetros que cuantifican el rendimiento mecánico de las mismas.

6.1. Introducción

Una vez descritas las características del modelo numérico, validarlo frente a los resultados experimentales propios, previo ajuste de las variables internas del modelo mediante análisis de sensibilidad, la siguiente etapa es la realización de un estudio paramétrico para poder completar la investigación de columnas esbeltas de doble tubo rellenas de hormigón.

La finalidad del estudio paramétrico es investigar cómo influyen cada una de ellas en el comportamiento mecánico de la columna de doble tubo. Y, en consecuencia, poder establecer recomendaciones de diseño en los casos de carga centrada y carga excéntrica de momento uniforme.

Cabe recordar que parte de los objetivos planteados en esta tesis son, en primer lugar, valorar cuánto mejora la capacidad portante de las columnas de doble tubo frente a columnas convencionales CFST. En segundo lugar, establecer qué situaciones es apropiado el uso de hormigones alta resistencia o superior (UHSC) en comparación con hormigones normales (NSC). Posteriormente, conocer cómo distribuir el hormigón dentro de la sección de doble tubo. Y, por último, establecer cómo afecta la relación de espesores de los tubos de acero con los tres puntos anteriores.

Para alcanzar los objetivos anteriores, se utilizan cuatro parámetros que evalúan el rendimiento de la capacidad portante de las columnas de doble tubo. El primero define la carga máxima alcanzada por la columna (N_{max}). El segundo parámetro se denomina índice de resistencia (**SI**, *Strength Index*) y se obtiene de la ratio entre la carga máxima (N_{max}) de la columna y resistencia plástica de la sección (N_p). El tercero cuantifica la contribución del acero del tubo interior y el hormigón de relleno del mismo (**CSCR**, *Concrete Steel Contribution Ratio*) y se define como la tasa entre la carga máxima de la columna de doble tubo (N_{max}) y la carga máxima de una columna CFST *equivalente* ($N_{max, CFST}$). El cuarto evalúa la contribución del hormigón al rellenar el tubo interior (**CCR**, *Concrete Contribution Ratio*) y se determina con el cociente entre la carga máxima de la columna de doble tubo (N_{max}) y la carga máxima de la columna de doble piel, es decir, sin rellenar de hormigón el tubo interior ($N_{max, CFDSST}$). Algunos de estos parámetros se utilizan con frecuencia en investigaciones relacionadas con las columnas convencionales CFST y, por ello, sus expresiones se han adaptado a columnas de doble tubo.

Los parámetros descritos se estudian a través de cinco variables que influyen directamente en la respuesta mecánica de las columnas mixtas. El conjunto de variables condicionantes son: la excentricidad relativa de la carga (e^*), la esbeltez adimensional de la columna ($\bar{\lambda}$), la resistencia del hormigón en el anillo (f_{co}), la resistencia del hormigón en el núcleo (f_{ci}), y la relación de espesores de los tubos (t_i/t_o).

6.2. Valores limitantes según normativa vigente

Antes de proceder al desarrollo del estudio paramétrico en sí, es importante determinar qué rango de valores han de tener las variables elegidas para que sean válidas dentro de la norma reguladora de columnas mixtas. De acuerdo con el Eurocódigo 4-Parte 1-1 (AENOR, 2013d), las columnas esbeltas circulares han de cumplir las siguientes condiciones:

- a) La sección debe ser doblemente simétrica y uniforme a lo largo de toda la longitud del elemento.
- b) Los materiales:
 - i. Límite elástico del acero, $f_y (MPa) \in [275 \div 460]$
 - ii. Resistencia a compresión del hormigón, $f_c (MPa) \in [25 \div 50]$
- c) El factor de contribución del acero, $\delta \in [0,2 \div 0,9]$, definido como:

$$\delta = (A_{so} \cdot f_{yo} + A_{si} \cdot f_{yi}) / N_{pl} \quad (6-1)$$

Donde:

N_{pl} es la resistencia plástica de la sección (sin confinamiento)

$$N_{pl} = A_{so} \cdot f_{yo} + A_{si} \cdot f_{yi} + A_{co} \cdot f_{co} + A_{ci} \cdot f_{ci} \quad (6-2)$$

Donde:

A_{so} es el área de la sección del tubo exterior.

f_{yo} es el límite elástico del tubo de acero exterior.

* $e^* = e/D_o$, siendo e es la excentricidad de la carga y D_o el diámetro exterior del tubo.

- A_{si} es el área de la sección del tubo interior.
 f_{yi} es el límite elástico del tubo de acero interior.
 A_{co} es el área de la sección del anillo de hormigón.
 f_{co} es la resistencia a compresión del anillo de hormigón.
 A_{ci} es el área de la sección del núcleo del hormigón.
 f_{ci} es la resistencia a compresión del núcleo de hormigón.

d) La máxima esbeltez adimensional, $\bar{\lambda}$, se obtiene:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{N_{pl} / N_{cr}} \leq 2 \quad (6-3)$$

Donde:

- N_{pl} es la resistencia plástica de la sección (sin confinamiento)
 N_{cr} es el axial crítico elástico para modo de pandeo.

$$N_{cr} = \pi^2 (EI)_{eff} / L^2 \quad (6-4)$$

Donde:

- L es la longitud de efectiva de la columna (mm).
 EI_{eff} es la rigidez eficaz a flexión (N·mm²).

$$(EI)_{eff} = E_s \cdot (I_{so} + I_{si}) + k_e (E_{co} \cdot I_{co} + E_{ci} \cdot I_{ci}) \quad (6-5)$$

Donde:

- E_s es el módulo de elasticidad del acero estructural (MPa).
 I_{so}, I_{si} , son los momentos de inercia de las secciones transversales de acero del tubo exterior y del tubo interior (mm⁴).
 k_e es el coeficiente de corrección (=0,6)
 I_{co}, I_{ci} , son los momentos de inercia de las secciones transversales de del anillo y del núcleo de hormigón (mm⁴).

E_{co} , es el módulo secante del anillo de hormigón (MPa).

$$E_{co} = 22.000 \cdot (f_{co} / 10)^{0,3} \quad (f_{co} \text{ en MPa}) \quad (6-6)$$

E_{ci} , es el módulo secante del núcleo de hormigón (MPa).

$$E_{ci} = 22.000 \cdot (f_{ci} / 10)^{0,3} \quad (f_{ci} \text{ en MPa}) \quad (6-7)$$

e) Para secciones circulares, la relación $(D/t) \leq 90 \cdot (f_y / 235)^{0,5}$

Donde:

D es el diámetro del tubo de acero (mm).

t es el espesor del tubo de acero (mm).

f_y es el límite elástico del tubo de acero (MPa).

De las cinco condiciones, únicamente, no se puede cumplir la condición del límite superior de la resistencia a compresión del hormigón. No obstante, la limitación de tener columnas fuera del ámbito de aplicación de la norma proporciona información objetiva de la validez del método para este tipo de columnas singulares.

6.3. Definición de los casos de análisis

En la tabla 6.1 se expone el rango de valores de las variables y su relación con el modelo numérico. La finalidad es analizar su influencia en el comportamiento mecánico de las columnas objeto de esta tesis.

Tabla 6.1. Rango de valores de las variables del estudio paramétrico.

VARIABLES RELACIONADAS CON LA COLUMNA							
Excentricidad relativa	e'	0		0,25		0,50	
Esbeltez adimensional	$\bar{\lambda}$	0,2	0,5	0,75	1	1,5	2
VARIABLES RELACIONADAS CON LOS MATERIALES							
Resistencia del hormigón del anillo	f_{co} (MPa)	--		30	90	150	
Resistencia del hormigón del núcleo	f_{ci} (MPa)	0		30	90	150	
VARIABLES RELACIONADAS CON LA GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN							
Id	Dimensiones (mm)						
	D_o	t_o	D_i	t_i			
C3 (CFST)	198	4	--	--			
C31 (CFDST)	208	3,5	118	7,0			
C32 (CFDST)	208	6,0	118	2,5			
C4 (CFST)	273	10	--	--			
C41 (CFDST)	300	5,0	170	7,5			
C42 (CFDST)	300	7,5	170	3,0			

El estudio de todas las variables expuestas en la tabla anterior, implica la realización de **972** simulaciones numéricas y su posterior análisis de resultados. De los **972** casos, **864** son casos de columnas doble tubo (CFDST) y **108** son casos de columnas mixtas convencionales (CFST). Cabe señalar que la simulación numérica de las columnas CFST no es objeto de estudio de esta investigación, sin embargo, su cálculo es necesario para cuantificar algunos de los parámetros definidos en párrafos precedentes.

También, es interesante indicar que la excentricidad aplicada en los extremos de la columna es la misma, por lo que, las columnas con carga excéntrica son de momento uniforme. Asimismo, la excentricidad se aplica en el mismo plano que la imperfección geométrica inicial.

Por otro lado, cabe recordar que las secciones C31 y C32 de doble tubo se derivan del criterio de *equivalencia* de mantener la misma área de acero que una sección de referencia CFST, en este caso, C3 (198x4mm). De igual manera, las secciones

C41 y C42 se obtienen a partir de una sección de referencia CFST C4 (273x10mm). Ambas secciones de referencia han sido estudiadas y validadas experimentalmente por Espinos, A. y col. (2015a).

En todas las simulaciones se introducen las mismas características internas del modelo numérico validado, excepto, los valores de las propiedades mecánicas de los materiales que, en este caso, son valores nominales extraídas de las normas europeas (AENOR, 2013a, 2013b y 2013d). En la tabla 6.2, se resumen las características comunes del modelo, aplicadas a las 972 simulaciones numéricas.

Tabla 6.2. Características del modelo aplicadas en las simulaciones del estudio paramétrico.

Condiciones contorno en extremos de columna		A-A
Imperfección geométrica inicial		L/1000
Límite elástico del acero	f_{yo}, f_{yi}	355 (MPa)
Resistencia a tracción del acero	f_{uo}, f_{ui}	470 (MPa)
Módulo de elasticidad acero	E_{so}, E_{si}	210.000 (MPa)
Coficiente de Poisson del acero	ν_{so}, ν_{si}	0,30
Módulo secante del hormigón	E_{co}, E_{ci}	$E_c = 22.000 \cdot (f_c / 10)^{0,3}$ (MPa)
Coficiente de Poisson del hormigón	ν_{co}, ν_{ci}	0,20
Resistencia a tracción del hormigón	f_{to}, f_{ti}	fib (2013) (MPa)
Modelo constitutivo uniaxial del acero	Menegotto, M. y Pinto, P.E. (1973)	
Modelo constitutivo uniaxial del hormigón	Compresión	Tao, Z. y col. (2013)
	Tracción	Tensión-apertura de fisura
Criterio de plasticidad	Acero	Von-Mises
	Hormigón	Drucker-Prager (si $e' = 0$) Damaged Plasticity (si $e' \neq 0$)

La magnitud de la imperfección geométrica inicial, así como los criterios de plasticidad y los modelos constitutivos uniaxiales siguen la recomendación obtenida del análisis de sensibilidad del capítulo anterior. También se recuerda que la mejora de la resistencia de compresión del hormigón no se considera en el modelo constitutivo.

El criterio de selección de los espesores de los tubos se adapta a la imposición de la condición nº 5 del apartado 6.2, para no obtener secciones de pared delgada y evitar las abolladuras locales. Además, se impone que la relación entre espesores de los tubos no sea igual uno y, así, clasificar la distribución de espesores en *grueso-fino* o *fino-grueso*.

Para distinguir la distribución de espesores de una sección, se utiliza una variable adimensional t' , derivada del cociente entre el espesor del tubo exterior (t_o) y el espesor del tubo interior (t_i). De esta manera, el criterio establece que si $t' = (t_o/t_i)$

< 1 , la distribución es *fino* en el tubo exterior y *grueso* en el tubo interior, es decir, distribución **fino-grueso**. Por el contrario, si $t' > 1$, la distribución cambia a *grueso* en el tubo exterior y *fino* en el tubo interior, es decir, distribución **grueso-fino**. En la tabla 6.3, se muestra la variable adimensional t' de las cuatro secciones de doble tubo simuladas.

Tabla 6.3. Relación de espesores de las secciones analizadas en el estudio paramétrico

Código	D _o	t _o	D _i	t _i	t'	Criterio
	(mm)					
C31	208	3,5	118	7,0	0,50	<i>fino-grueso</i>
C32	208	6,0	118	2,5	2,40	<i>grueso-fino</i>
C41	300	5,0	170	7,5	0,67	<i>fino-grueso</i>
C42	300	7,5	170	3,0	2,50	<i>grueso-fino</i>

Por otro lado, en el capítulo 3, se expuso el índice de confinamiento (ζ). Dicha variable es definida por Han, L.-H. y col. (2004) para columnas cortas de sección CHS-SHS y, se aplicó posteriormente, en columnas cortas CHS-CHS por Tao, Z. y col. (2004b). Según los autores, a mayor índice (ζ), mayor es el confinamiento del hormigón. Además, proporciona información de cómo es la *acción compuesta* entre el tubo exterior de acero y el anillo de hormigón en columnas de doble piel. La expresión 6-8 cuantifica el índice de confinamiento (ζ):

$$\zeta = \frac{f_{yo}}{f_{co}} \left[\left(\frac{D_o}{(D_o - 2t_o)} \right)^2 - 1 \right] \quad (6-8)$$

Donde:

- f_{yo} es el límite elástico del acero del tubo exterior (MPa).
- f_{co} es la resistencia a compresión del hormigón en el anillo (MPa).
- D_o es el diámetro del tubo exterior (mm).
- t_o es el espesor del tubo exterior (mm).

Según la expresión (6-8), para una misma sección y un valor constante de f_{yo} , cuanto mayor sea f_{co} , menor es el índice de confinamiento. La tabla 6.4 muestra los índices de confinamiento obtenidos de las cuatro secciones en función de la resistencia del hormigón del anillo y el límite elástico del tubo de acero exterior.

Tabla 6.4. Valores del índice de confinamiento de las secciones del estudio paramétrico

Sección	D _o (mm)	t _o	f _{yo} (MPa)	Índice de confinamiento (ζ)		
				f _{co} = 30MPa	f _{co} = 90MPa	f _{co} = 150MPa
C31 (<i>fino-grueso</i>)	208	3,5	355	0,84	0,28	0,17
C32 (<i>grueso-fino</i>)	208	6,0		1,49	0,50	0,30
C41 (<i>fino-grueso</i>)	300	5,0		0,83	0,28	0,17
C42 (<i>grueso-fino</i>)	300	7,5		1,28	0,43	0,26

La figura 6-1 representa los valores del índice de confinamiento de la tabla anterior. Se observa una caída drástica del confinamiento a medida que aumenta la resistencia del hormigón y una tendencia asintótica a partir de hormigones superiores a 100MPa. También, se destaca que, para un valor fijo de la resistencia del hormigón, las secciones clasificadas como *grueso-fino* (C32 y C42) presentan índices de confinamiento superiores que las secciones tipificadas como *fino-grueso* (C31 y C41).

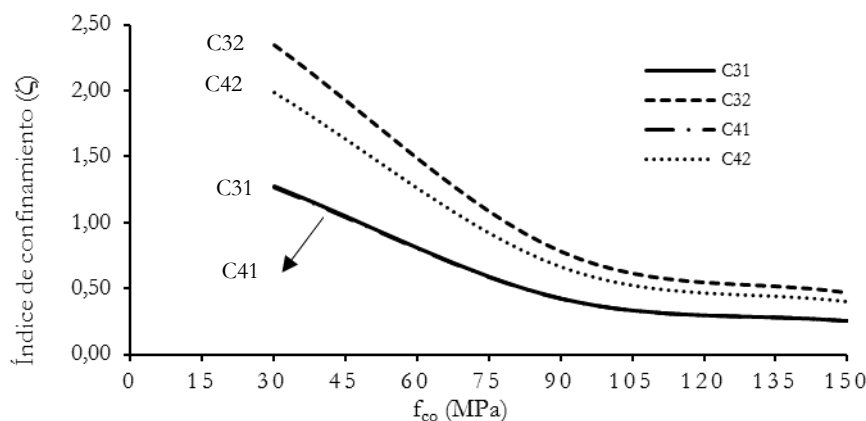


Figura 6-1. Representación del índice de confinamiento de las secciones analizadas

6.4. Resultados de los casos de análisis

Después de simular numéricamente los 972 casos, la etapa siguiente es estudiar los resultados de las variables elegidas en los casos de análisis e investigar cómo afectan sobre los cuatro parámetros descritos al comienzo de este capítulo. (N_{max} , SI, CSCR y CCR)

Para no perder el hilo conductor del estudio paramétrico y establecer un orden en la exposición de los resultados, se listan de la siguiente manera: inicialmente, se examina la influencia de las variables sobre la carga máxima alcanzada en las columnas de doble tubo, N_{max} . Posteriormente, se analiza cómo afectan sobre el índice de resistencia, **SI**. En tercer lugar, se investiga el influjo de éstas sobre el parámetro **CSCR**, y, por último, se determina la dependencia en el índice **CCR**.

A continuación, se representa la variabilidad de cada parámetro al modificar las variables e' , f_{co} , f_{ci} ; la combinación de f_{co} - f_{ci} y la distribución de espesores (t_o - t_i) en las secciones propuestas para todo el rango de esbelteces adimensionales.

La presentación de los resultados sigue este orden: primero, las columnas centradas de las secciones C31 (fino-grueso) y C32 (grueso-fino) y, posteriormente, las columnas con excentricidad de la sección C31. Por último, señalar que el análisis del parámetro N_{max} , también se estudia la influencia que tiene el índice de confinamiento de la sección.

Por la extensión de los resultados, en este capítulo sólo se presentan los datos más relevantes de las secciones C31 y C32. Los resultados de las secciones C41 y C42 están disponibles en el **Anexo III “Resultados del estudio paramétrico”**.

6.4.1. Carga máxima (N_{max})

6.4.1.1. Excentricidad relativa (e')

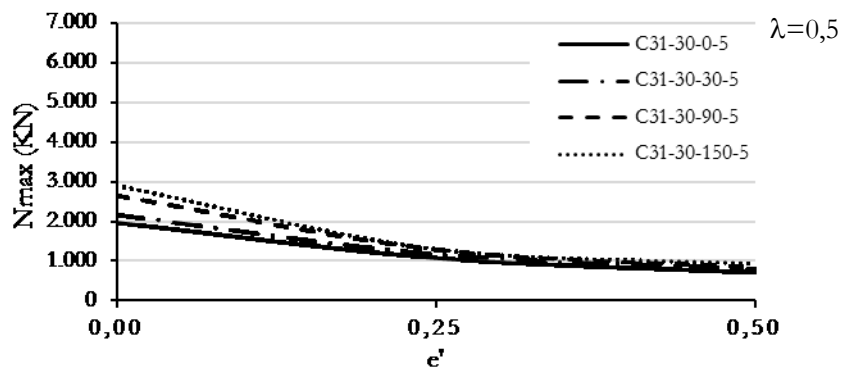
Es interesante recordar que la excentricidad de la carga aplicada en columnas comprimidas juega un papel importante por la aparición inmediata de efectos de segundo orden. Para analizar la influencia de esta variable sobre la capacidad portante de las columnas de doble tubo, se elige una sección, se fija un valor de esbeltez y se combinan los valores de la resistencia del hormigón del anillo (f_{co}) junto la serie de valores de la resistencia del hormigón del núcleo (f_{ci}).

A continuación, se exponen los resultados de N_{max} en función de la excentricidad relativa (e') de la sección C31 con $\bar{\lambda}=0,5$ y $\bar{\lambda}=1,5$; combinando tres clases de hormigón (NSC, HSC y UHSC) en el núcleo (f_{ci}) y en el anillo (f_{co}).

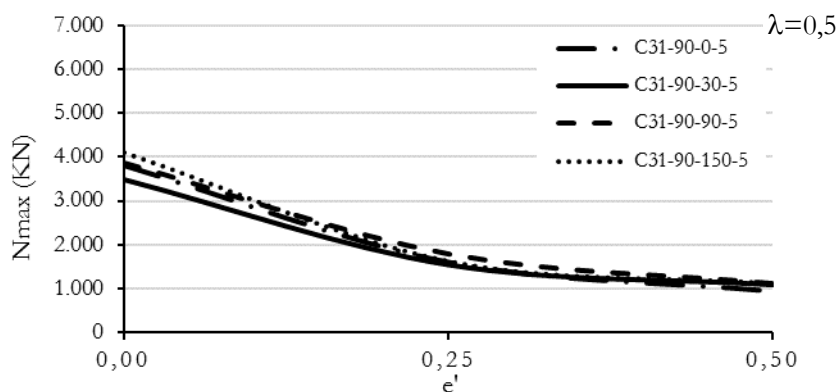
En la figura 6-2 ($\bar{\lambda}=0,5$) y figura 6-3 ($\bar{\lambda}=1,5$), se observa que al aumentar la excentricidad, la carga máxima disminuye considerablemente debido a la presencia de efectos de segundo orden. También, se destaca una tendencia asintótica horizontal a partir de $e'>0,25$, independientemente de la clase de hormigón de la sección, que provoca un estancamiento de la capacidad resistente de la columna. (figuras 6-2 y 6-3).

Cuando el hormigón del anillo es NSC ($f_{co}=30\text{MPa}$), tanto para $\bar{\lambda}=1,5$ como $\bar{\lambda}=0,5$; la caída de las pendientes desde $e'=0$ a $0,25$ es muy suave. Sin embargo, cuando el hormigón del anillo es HSC y UHSC se produce una caída de la pendiente muy abrupta.

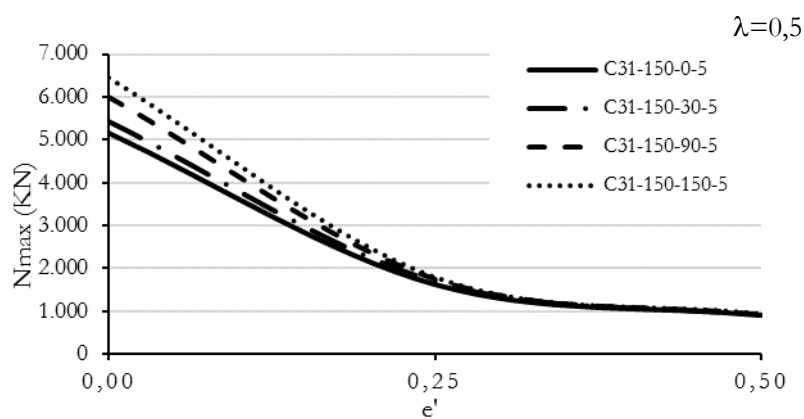
En definitiva, se puede establecer que en aquellas situaciones donde las columnas de doble tubo tengan elevada excentricidad relativa ($e'>0,25$); la utilización de hormigones de HSC y UHSC no produce una mejora sustancial en la carga máxima. Además, sólo se aprecian diferencias notables de N_{max} al aumentar la resistencia del hormigón del núcleo o del anillo en las columnas sin excentricidad.



a) Columna con $f_{c_0} = 30\text{MPa}$ $f_{c_1} = 0-30-90-150\text{MPa}$

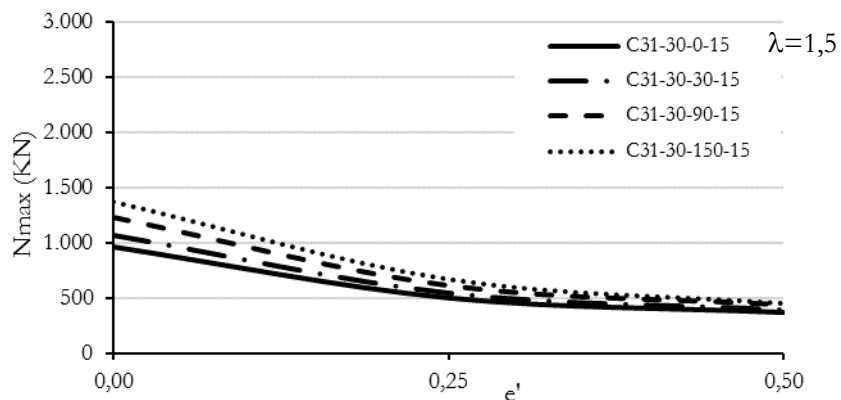


b) Columna con $f_{c_0} = 90\text{MPa}$ $f_{c_1} = 0-30-90-150\text{MPa}$

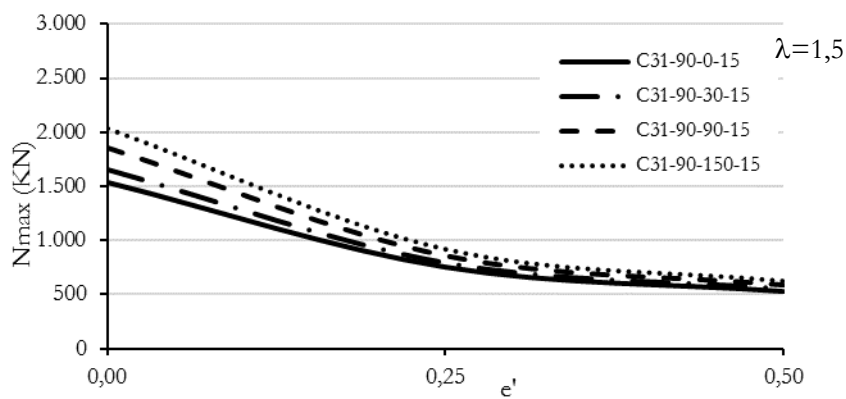


c) Columna con $f_{c_0} = 150\text{MPa}$ $f_{c_1} = 0-30-90-150\text{MPa}$

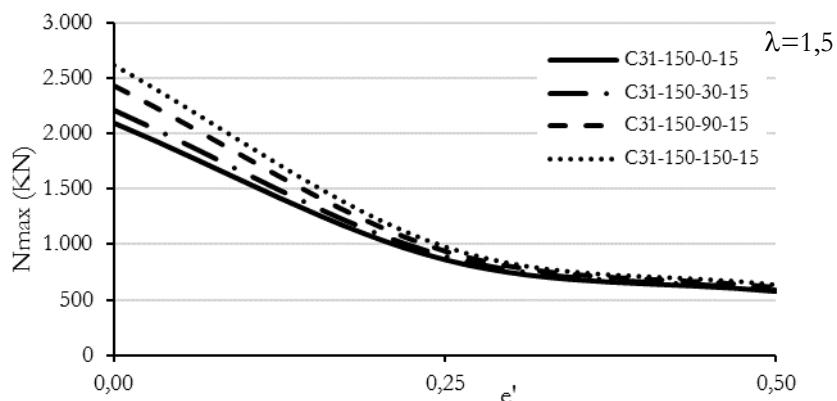
Figura 6-2. Influencia de la excentricidad sobre N_{\max} ($\lambda=0,5$)



a) Columna con $f_{c_0} = 30\text{MPa}$ $f_{c_1} = 0-30-90-150\text{MPa}$



b) Columna con $f_{c_0} = 90\text{MPa}$ $f_{c_1} = 0-30-90-150\text{MPa}$



c) Columna con $f_{c_0} = 150\text{MPa}$ $f_{c_1} = 0-30-90-150\text{MPa}$

Figura 6-3. Influencia de la excentricidad sobre N_{\max} ($\bar{\lambda} = 1,5$)

6.4.1.2. Esbeltez adimensional ($\bar{\lambda}$)

La esbeltez es una variable fundamental que tiene una influencia importante en la resistencia a pandeo de las columnas comprimidas ya que los efectos de segundo orden condicionan la respuesta estructural.

Es importante destacar que todas las secciones se han simulado con valores de esbelteces adimensionales iguales, por tanto, cada sección tendrá una longitud diferente. Y, en consecuencia, los valores de carga máxima serán más pequeños en aquellas columnas que tengan mayor longitud.

Para no perder el sentido físico de las variables adimensionales, es recomendable analizar la influencia de la longitud de la columna frente a la carga máxima con el fin de agrupar y clasificar las tendencias de los valores.

Para ello, la figura 6-4 representa la carga máxima de columnas centradas (con todas las combinaciones de hormigón) en función de la longitud (L) de la sección C31. Claramente, la figura revela cómo disminuye la carga máxima, al aumentar la longitud de la columna. Y, además, se distinguen tres grupos de columnas: el grupo I ($L < 1\text{m}$) forman una línea casi vertical, lo que significa que los efectos de segundo orden no afectan a la carga máxima y se comportan como **columnas cortas**. En el grupo II ($1,5\text{m} < L < 4,5\text{m}$), la línea de tendencia empieza a inclinarse a medida que aumenta la longitud y los efectos de segundo orden empiezan a influir sobre la columna. Este grupo se denomina **columnas intermedias**. En el grupo III es el conjunto de **columnas largas** ($4,6\text{m} < L < 9\text{m}$), donde los efectos de segundo orden son importantes y provocan que la línea de tendencia sea exponencial.

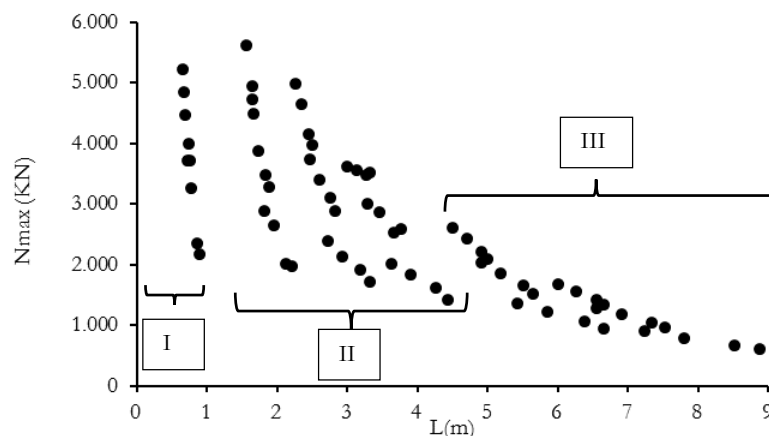


Figura 6-4. Efecto de la longitud sobre la N_{max} en columnas centradas (C31).

En la figura 6-5, se representa la carga máxima frente a la longitud (L) de las columnas centradas en las secciones C31 y C32. Se destaca que ambas secciones muestran líneas de tendencia similar, como consecuencia, la clasificación de columnas anterior también es válida a la sección C32.

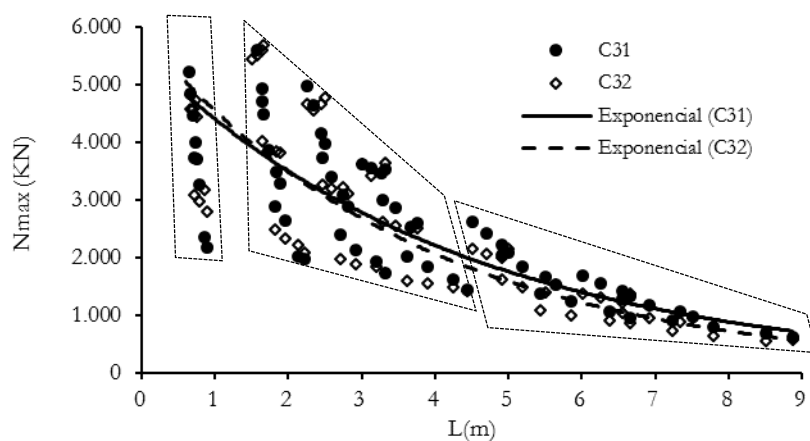


Figura 6-5. Influencia de la longitud sobre Nmax en columnas centradas (C31-C32).

La figura 6-6 muestra la influencia de la longitud de la pieza sobre la carga máxima en columnas con excentricidad (C31). Se observa una tendencia exponencial muy suave en todo el rango de longitudes. Al igual que las columnas centradas, se aprecia la misma agrupación de longitudes.

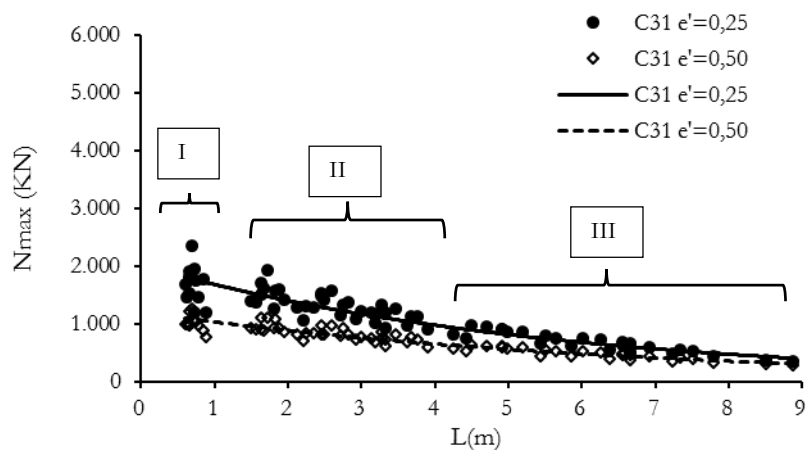


Figura 6-6. Influencia de la longitud (L) sobre Nmax en columnas excéntricas (C31).

A continuación, se analiza cómo afecta la esbeltez de la columna sobre la carga máxima. Para ello, se generan diversos escenarios. El primero (figura 6-7) consiste en analizar la estabilidad global de columnas centradas de las secciones C31 (fino-grueso) y C32 (grueso-fino), sin hormigón en el núcleo ($f_{ci}=0$) y combinado tres clases de hormigón en el anillo ($f_{co}=30-90-150\text{MPa}$).

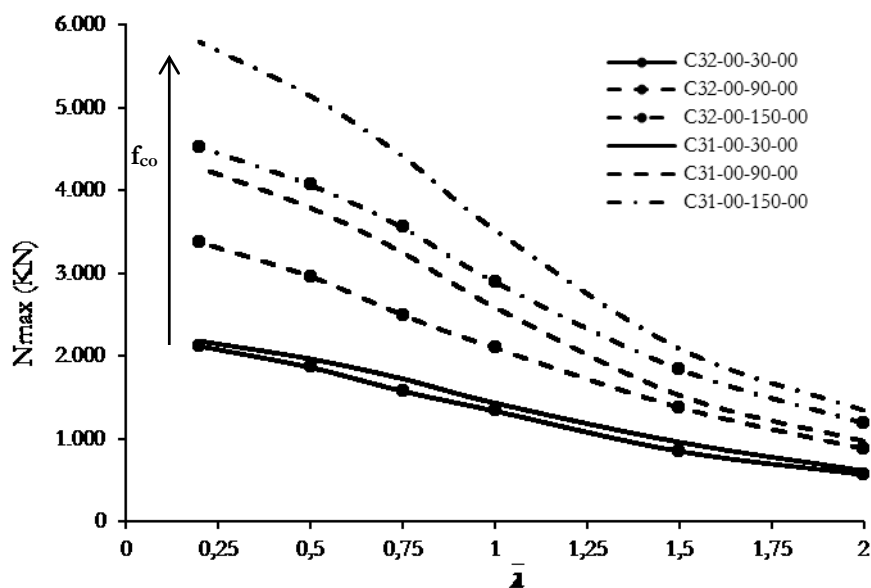


Figura 6-7. Efecto de la esbeltez sobre la carga máxima en columnas centradas.

Según se observa en la figura 6-7, el aumento de la esbeltez de la columna, hace menguar paulatinamente la capacidad portante (N_{max}) de la columna por la aparición de los efectos de segundo orden. También, se aprecia que el aumento de la resistencia del hormigón del anillo, implica un aumento de la carga máxima.

En la figura anterior, se advierte que los valores de N_{max} de la sección C31 (*fino-grueso*) son superiores a C32 (*grueso-fino*). Este hecho se produce porque las simulaciones se han realizado fijando la esbeltez adimensional en secciones similares, por tanto, las longitudes de las columnas son diferentes. Y, en consecuencia, aquellas con mayor longitud proporcionan menor carga máxima como ocurre en este caso, proporcionando resultados a priori inesperados.

El siguiente escenario (figura 6-8) se utiliza para examinar cómo influye la excentricidad en el pandeo de columnas de doble tubo. Para tal fin, se estudia la sección C31, con tres excentricidades relativas ($e'=0-0,25-0,50$), un hormigón NSC en el núcleo ($f_{ci}=30\text{MPa}$) y un hormigón UHSC en el anillo ($f_{co}=150\text{MPa}$).

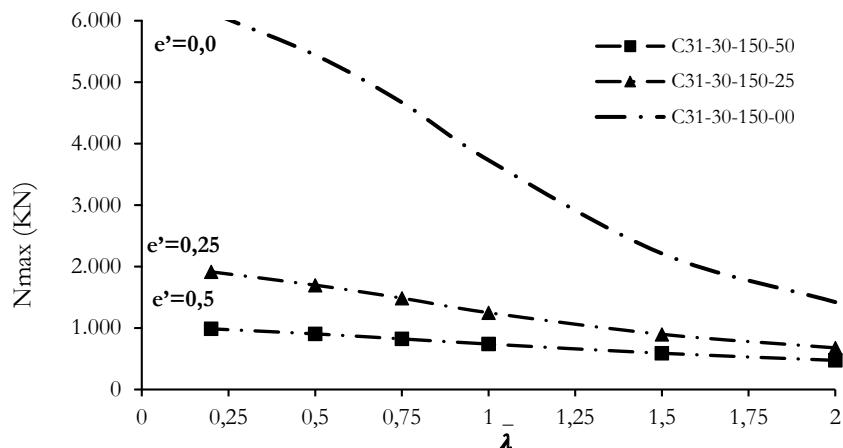


Figura 6-8. Influencia de la esbeltez adimensional sobre Nmax en columnas excéntricas

La figura 6-8 muestra la forma de la curva $N_{max}-\lambda$ en columnas con y sin excentricidad. Efectivamente, a medida que la excentricidad aumenta, la carga máxima disminuye considerablemente. De hecho, para una esbeltez fija (comprendida $0,2 < \lambda < 1$) se puede apreciar una diferencia sustancial de la carga máxima, entre la columna centrada y excéntrica. Es interesante destacar que, en las columnas con excentricidad, la influencia de la esbeltez no es tan acusada como en las columnas centradas ya que los efectos de segundo orden provocados por la excentricidad de la carga son más influyentes que las inestabilidades originadas por la esbeltez de la columna.

Adicionalmente, se muestran los resultados de N_{max} para $\bar{\lambda} = 0,2$ en columnas centradas de la sección C31, los cuales se emplearán posteriormente en la formulación del índice de resistencia (**SI**). Mediante la tabla 6.5, se comparan los valores de la resistencia plástica (N_{pl}) obtenidos del Eurocódigo 4 (sin aumentar de la resistencia por el confinamiento) y los resultados del estudio paramétrico de N_{max} para $\bar{\lambda} = 0,2$. A la vista de los mismos, éstos se pueden considerar valores adecuados para la resistencia plástica de la sección (N_{pl}).

Tabla 6.5. Resultados de N_{max} ($\bar{\lambda} = 0,2$) numéricos y Ec4 en columnas con carga centrada

Sección	f_{ci} (MPa)	f_{co} (MPa)	N_{max} ($\bar{\lambda} = 0,2$) (KN)	N_{pl} (Ec4) (KN)
C31	0	30	2.184	2.289
	30		2.384	2.543
	90		3.101	3.053
	150		3.336	3.563

6.4.1.3. Resistencia del hormigón del anillo (f_{co})

Para determinar la influencia de esta variable sobre la capacidad portante de las columnas, se representan los resultados obtenidos en las columnas centradas de las secciones C31 y C32 (figura 6-9) y, también, la tendencia de los resultados en columnas excéntricas de la sección C31 (figura 6-10). Ambas figuras agrupan los resultados de todas las esbelteces y resistencias del hormigón en el núcleo.

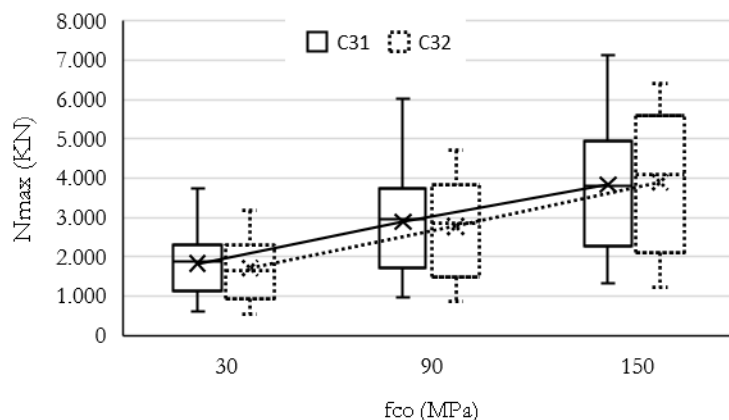


Figura 6-9 Influencia f_{co} sobre N_{max} en columnas centradas.

En la figura 6-9, se observa una relación lineal con una elevada pendiente de la carga máxima en función del aumento de la resistencia del hormigón del anillo. La pendiente de crecimiento es similar en las dos secciones analizadas.

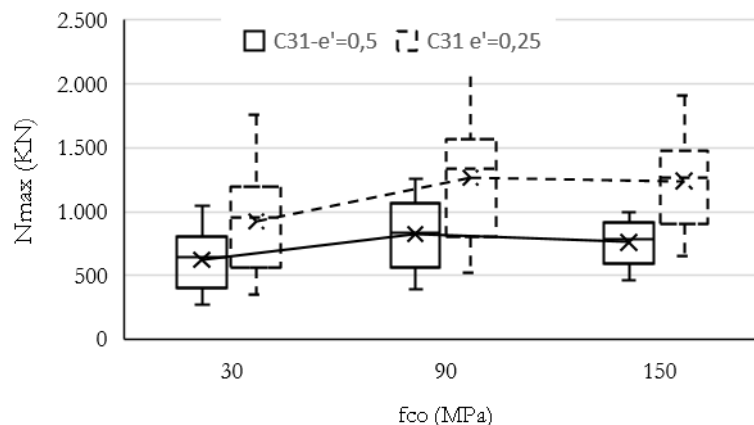


Figura 6-10 Influencia f_{co} sobre N_{max} en columnas excéntricas.

La figura 6-10 muestra los resultados de las dos excentricidades analizadas. En ella, se destaca un crecimiento paulatino de la carga máxima al pasar de un hormigón NSC a HSC. Sin embargo, no se produce mejora de la carga máxima, aunque se rellene el anillo con hormigón UHSC.

En definitiva, en las columnas centradas la pendiente de crecimiento es mucho más acusada que en las columnas excéntricas, donde el crecimiento es más suave y asintótico a partir de hormigones HSC en el anillo. Este hecho se justifica porque la excentricidad induce momentos primarios superiores a los momentos secundarios desarrollados por la esbeltez, lo que provoca una suma de efectos de segundo orden importantes y, aunque se incremente la capacidad mecánica de la sección con hormigón UHSC, éste no es capaz de aumentar la carga máxima de la columna. Por tanto, en columnas con excentricidad, el empleo de hormigones de HSC y UHSC parece indicar que no es tan ventajoso como en el caso de columnas centradas. Sin embargo, esto debe comprobarse para todo el rango de variables.

6.4.1.4. Resistencia del hormigón del núcleo (f_{ci})

Para conocer el efecto de esta variable sobre la carga máxima se analizan los resultados obtenidos en columnas centradas (figura 6-11) y en las columnas excéntricas (figura 6-12). Ambas figuras recogen los resultados de todo el abanico de esbelteces y hormigones del anillo.

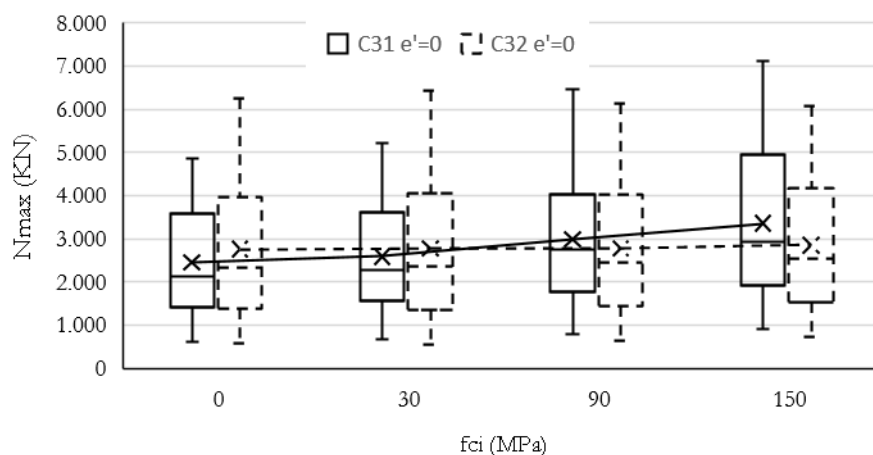


Figura 6-11. Influencia de f_{ci} sobre N_{max} en columnas centradas.

Según la figura 6-11, las columnas centradas muestran una relación lineal ascendente con muy poca pendiente. También, se destaca un valor asintótico de N_{max} de las columnas de doble piel ($f_{ci}=0$) y de las rellenas con un hormigón NSC. Esta diferencia es un poco más apreciable cuando el relleno del tubo interior pasa de un hormigón NSC a un HSC o UHSC.

Es interesante resaltar que no siempre los valores de N_{max} obtenidos para la sección C32 (con mayor índice de confinamiento que C31) son mayores que los obtenidos para C31. Según la figura 6-11, lo anterior es válido mientras el núcleo esté sin rellenar o relleno con hormigón NSC. Si en el núcleo se utiliza HSC o UHSC, la sección C31 proporciona mayor N_{max} . Este comportamiento pone de manifiesto las dificultades en el diseño de columnas de doble tubo, debido a la gran cantidad de variables que condicionan la respuesta mecánica.

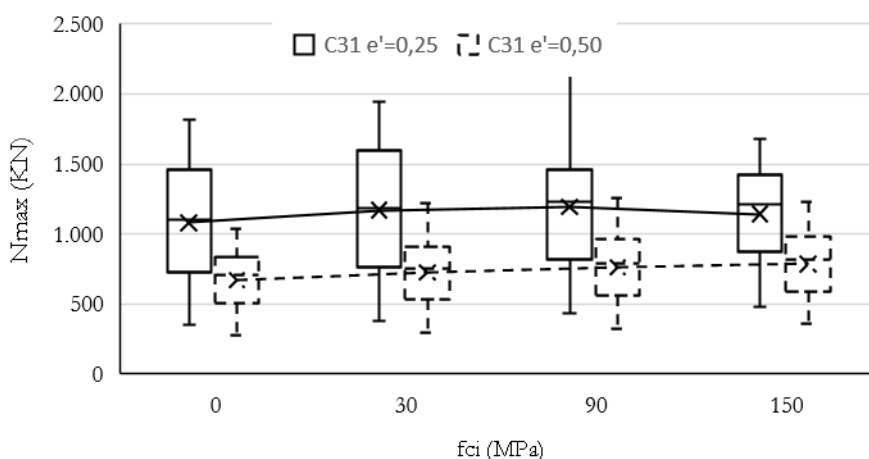


Figura 6-12. Influencia de f_{ci} sobre N_{max} en columnas excéntricas.

Respecto a la relación de la carga máxima y la resistencia del núcleo (figura 6-12) en columnas con excentricidad, cabe destacar la tendencia horizontal de N_{max} . Por ello, es casi imposible aumentar la carga máxima incrementando la resistencia del núcleo.

Ante los resultados obtenidos, se distingue que el aumento de la resistencia del hormigón en el núcleo es mucho menos significativo que en el aumento de la resistencia del hormigón en el anillo del caso anterior. Este hecho, se justifica porque el hormigón del núcleo sólo puede mejorar la resistencia plástica de la

sección debido a su posición geométrica. Sin embargo, tal y como se describe en el caso anterior, el hormigón del anillo, al estar situado en la periferia de la sección, puede hacer mejorar la capacidad de compresión a la sección y, simultáneamente, aporta rigidez a flexión a la columna.

Como consecuencia, el empleo de hormigones HSC y UHSC en el tubo interior parece indicar que no produce tanta mejoría en la capacidad portante de la columna en comparación con el mismo hormigón, pero en el anillo. Por ello, en columnas con cargas excéntricas, utilizar hormigones HSC y UHSC no parece que sea la mejor opción para aumentar la resistencia de la columna. Particularmente, esto se debe comprobar para todo el rango de variables.

6.4.1.5. Combinaciones de f_{co} - f_{ci} en la sección

En los apartados anteriores se han analizado las relaciones de la carga máxima y la resistencia del hormigón en el anillo y en el núcleo. Sin embargo, para obtener una visión global de la respuesta de la columna es interesante presentar la relación de N_{max} en función de todas las combinaciones posibles de resistencias en la sección de doble tubo. Para ello, inicialmente, se presenta los resultados en columnas centradas de las secciones C31 (figura 6-13) y C32 (figura 6-14), y posteriormente, se muestran los resultados de las columnas con excentricidad de la sección C31 (figura 6-15).

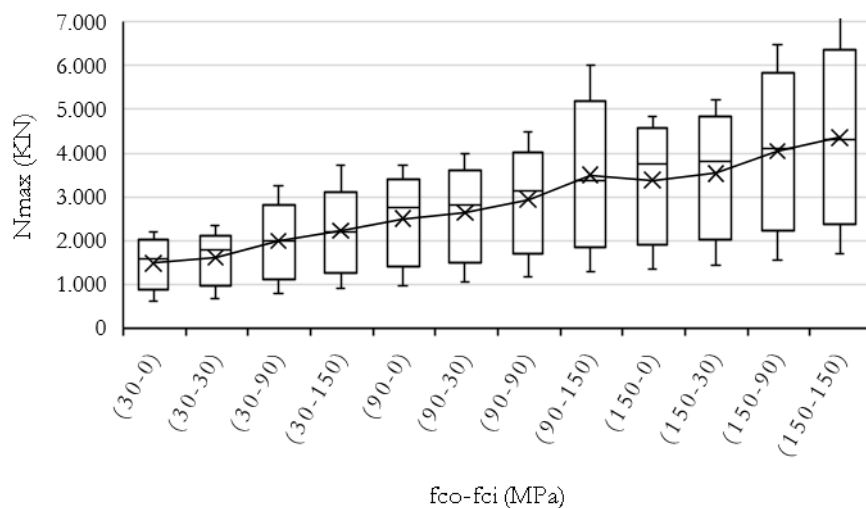


Figura 6-13. Tendencia de N_{max} con la combinación f_{co} - f_{ci} en columnas centradas (C31)

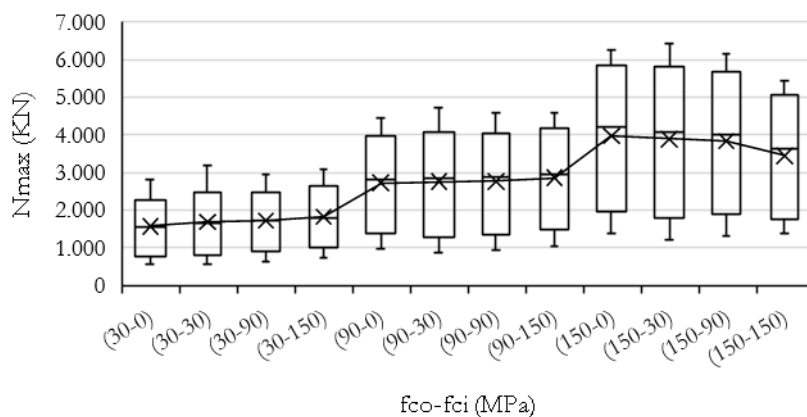


Figura 6-14. Tendencia de N_{max} con la combinación f_{co} - f_{ci} en columnas centradas (C32).

En las figuras anteriores (6-13 y 6-14), se destaca la línea de tendencia creciente de la carga máxima a medida que aumentan las resistencias del hormigón en la sección. También, se aprecia una tendencia horizontal de N_{max} en las siguientes combinaciones: de 30-0 a 30-30, de 90-0 a 90-30 y de 150-0 a 150-30 y; en particular, en la sección C32 (grueso-fino). Todos los casos tienen en común que el núcleo se rellena con hormigón NSC. Todo parece indicar que en aquellas columnas centradas de doble piel ($f_{ci}=0$), donde se tenga que rellenar el núcleo, es más conveniente utilizar un hormigón HSC o UHSC para que hay una mejora sustancial en la carga máxima, independientemente del hormigón en el anillo.

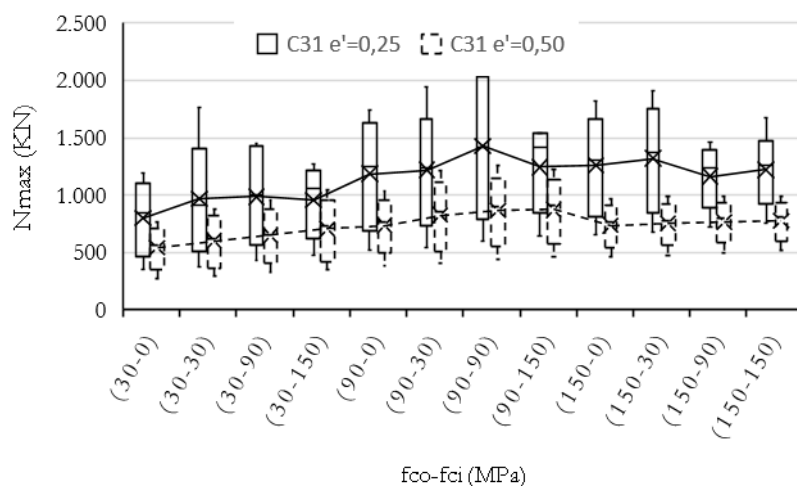
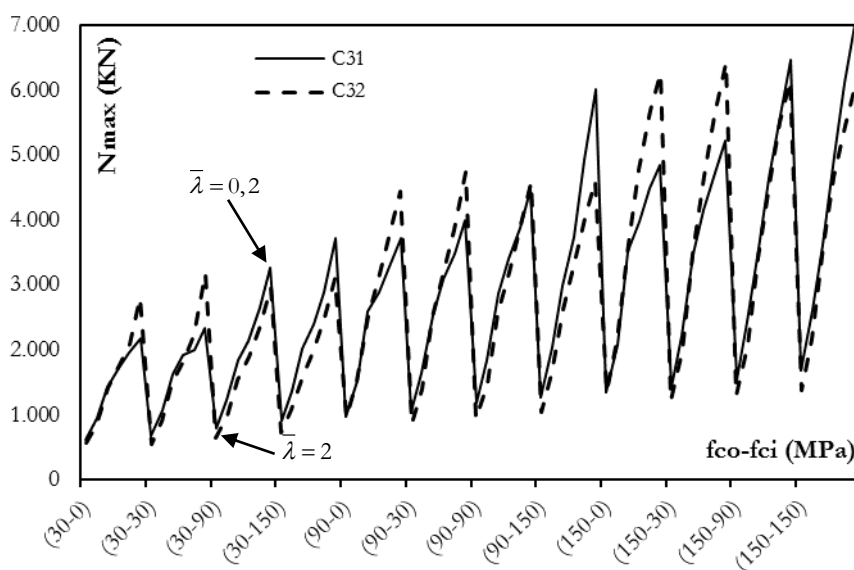


Figura 6-15. Tendencia de N_{max} con la combinación f_{co} - f_{ci} en columnas excéntricas.

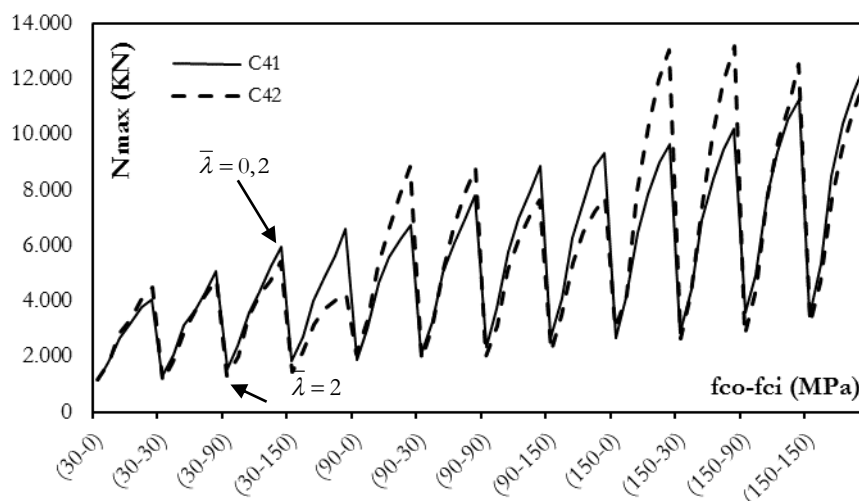
Según la figura 6-15, la línea de tendencia de la carga máxima en columnas excéntricas muestra dos ramas. El punto de inflexión de ambas ramas se produce para la combinación HSC-HSC ($e'=0,25$) y HSC-UHSC ($e'=0,5$). A partir de este punto, mejorar la resistencia del hormigón de la sección no conlleva un aumento de N_{max} ya que, por una parte, no aporta suficiente capacidad mecánica a la columna para resistir los efectos de segundo orden originados por la excentricidad aplicada y, por otra parte, porque el índice de confinamiento del tubo exterior es muy pequeño cuando el hormigón del anillo es HSC o UHSC.

6.4.1.6. Distribución de espesores en la sección ($t_o - t_i$)

Para poder establecer recomendaciones en el diseño en columnas de doble tubo, es necesario analizar la influencia de la distribución de los espesores a lo largo de la sección. En este sentido, se comparan los resultados de carga máxima de las columnas centradas en las secciones de diámetros iguales, pero con distribución de espesores diferente. En la figura 6-16-a se representan los resultados de la sección C31, denominada *fino-grueso* (tubo exterior *fino* y tubo interior *grueso*) y de la sección C32, clasificada como *grueso-fino* (tubo exterior *grueso* y tubo interior *fino*) en función de los hormigones de relleno. De igual manera, la figura 6-16-b representa las secciones C41 (*fino-grueso*) y C42 (*grueso-fino*).



a) secciones C31 (fino-grueso) y C32 (grueso-fino)



b) Secciones C41 (fino-grueso) y C42 (grueso-fino)

Figura 6-16. Influencia de la distribución de espesores en la sección sobre la carga máxima.

La figura 6-16 representa los valores de N_{max} en forma de diente de sierra. Cada diente agrupa todos los valores de esbeltez para una combinación $f_{co}-f_{ci}$. Es decir, en la punta del diente representa el valor de N_{max} para la esbeltez adimensional más pequeña (0,2), mientras que la base del diente representa N_{max} para la esbeltez más alta (2).

Es interesante observar como la sección de C32 (*grueso-fino*) proporciona valores de carga máxima superiores a la sección C31 (*fino-grueso*) cuando la combinación de resistencias $f_{co}-f_{ci}$ es 30-0, 30-30, 90-0, 90-30, 150-0, 150-30. No obstante, se detectan algunas excepciones a la distribución *grueso-fino*. Cuando la distribución de hormigón ($f_{co}-f_{ci}$) es de la forma: 30-90, 30-150, 90-90, 90-150, 150-90 y 150-150; la distribución de espesores *fino-grueso* proporciona mejores resultados. De la misma manera, la figura 6-16-b demuestra que las secciones C41 y C42 tienen un comportamiento similar, con la misma tendencia, que las secciones 31 y C32.



El resultado anterior parece indicar que, en las columnas donde el núcleo está relleno se produce un doble confinamiento, es decir, el tubo exterior confina el hormigón del anillo y, el tubo interior, confina el hormigón del núcleo.

Por esta razón, en una sección *fino-grueso*, donde el índice de confinamiento del tubo interior *grueso* es elevado, hace que el hormigón del núcleo esté más confinado y, al introducir un hormigón HSC o UHSC, éste es capaz de proporcionar mayor carga máxima. Si la situación fuera contraria, sección *grueso-fino*, el tubo interior *fino* no tiene la capacidad de producir tanto confinamiento al núcleo como para desarrollar una mayor capacidad mecánica.

En relación a f_{co} , éste no influye en el confinamiento del tubo interior ya que, según los resultados, se cumple para cualquier tipo de hormigón. La justificación del hecho parece ser porque al tener más diámetro y más rigidez no afecta al confinamiento del tubo interior. Lo más conveniente, sería estudiar con detalle para todo el rango de variables.

En resumen, la mejor opción en la distribución de espesores en función de la combinación de hormigones de la sección, se expone en la tabla 6.6.

Tabla 6.6. Recomendaciones de diseño en columnas centradas de doble tubo.

Distribución de espesores		f_{co}	f_{ci}
<i>fino-grueso</i>		NSC	
		HSC	HSC o UHSC
		UHSC	
<i>grueso-fino</i>		NSC	
		HSC	Hueco o NSC
		UHSC	

Con la tabla anterior, se pueden establecer recomendaciones de diseño de columnas de doble tubo en función de los espesores de los tubos y los hormigones de relleno y, así, encontrar la sección más adecuada en función de las necesidades de la capacidad de resistencia.

6.4.1.7. Índice de confinamiento (ζ)

Este parámetro indica cuánto es el factor de confinamiento de un tubo sobre hormigón. Es importante no confundir con la presión de confinamiento.

El análisis de la influencia de este factor, dependiente de las variables fundamentales D_o , t_o , f_{co} y f_{yo} ; resulta interesante, sobretodo, en los casos donde se emplea hormigón HSC y UHSC. Para ello, se representan los resultados de carga máxima de las secciones C31 y C32 (figura 6-17) y la curva de confinamiento obtenida en ambas secciones (figura 6-18).

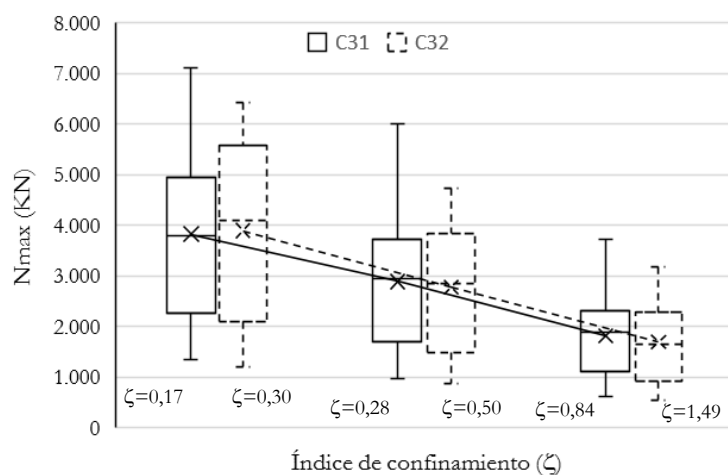


Figura 6-17. Influencia del índice de confinamiento sobre la carga máxima

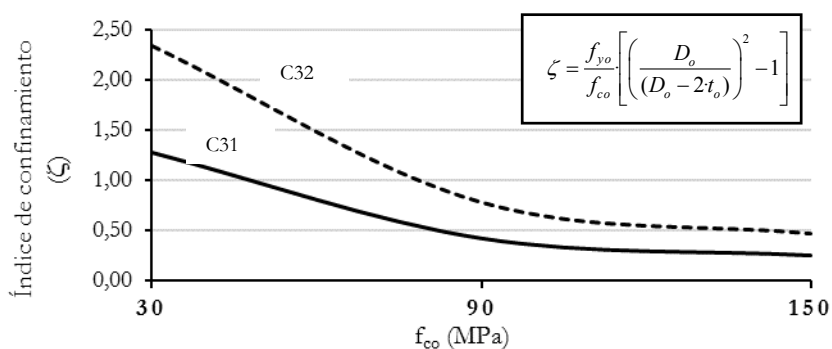


Figura 6-18. Representación del índice de confinamiento en función de f_{co}

De la figura 6-17, se deduce que para hormigones NSC, la sección C32 (*grueso-fino*), con un índice de confinamiento mayor, proporciona valores de carga máxima superiores que la sección C31 (*fino-grueso*). Sin embargo, cuando el hormigón del anillo es HSC o UHSC la sección *fino-grueso* (C31) proporciona valores superiores de N_{max} que *grueso-fino* (C32).

A la vista de los resultados, se observa que la relación entre la carga máxima y el índice de confinamiento es inversamente proporcional, es decir, a medida que el índice de confinamiento crece, la carga máxima disminuye. Este hecho se debe a que el índice depende inversamente de la resistencia de compresión del anillo, por tanto, emplear hormigones HSC o UHSC hace que el índice disminuya drásticamente, a pesar de que la carga máxima de la columna aumenta.

Este índice parece demostrar que, en hormigones HSC y UHSC no es recomendable emplear modelos constitutivos que consideren el aumento de la resistencia del hormigón ya que el índice de confinamiento es despreciable.

En definitiva, sería conveniente realizar un estudio comparativo con otras secciones del mismo diámetro, pero con diferentes espesores y, a través del modelo numérico, obtener la presión de confinamiento para comprobar la interacción entre el acero y el hormigón y relacionarlo con el índice de confinamiento.

6.4.2. Índice de resistencia (SI)

El índice de resistencia se definió anteriormente como el cociente entre la carga máxima (N_{\max}) de la columna y la resistencia plástica de la sección (N_{pl}) que, en este caso, se desprecia el aumento de la resistencia del hormigón por confinamiento.

Según lo expuesto en el apartado 6.4.1.2, la resistencia plástica (N_{pl}) se puede determinar a partir de los valores obtenidos de N_{\max} para $\bar{\lambda} = 0,2$ ($N_{\bar{\lambda}=0,2}^{\max}$). Por tanto, para obtener el valor del parámetro SI, la fórmula adaptada es:

$$SI = \frac{N^{\max}}{N_{\bar{\lambda}=0,2}^{\max}} \quad (6-9)$$

Esta relación proporciona información directa de cuánto se reduce la capacidad portante de una columna respecto a su resistencia seccional. Conceptualmente, se puede considerar similar al coeficiente de reducción por pandeo (χ) de columnas comprimidas axialmente. En cambio, dicha similitud no se puede aplicar en columnas con cargas excéntricas, ya que el valor de SI engloba los efectos de la excentricidad y de la esbeltez, los cuales no se pueden cuantificar por separado.

Por definición, los valores de SI están comprendidos entre 0 y 1. En columnas centradas, un valor de SI elevado significa que la carga máxima de la columna está próxima a la capacidad plástica de la sección, lo que implica que la columna no es esbelta y los efectos de segundo orden serán pequeños. Por el contrario, un valor de SI pequeño da a entender que la columna tiene una carga máxima pequeña debido a los efectos de segundo orden por esbeltez. Por todo ello, es lógico pensar que un valor cualquiera de SI lleva implícita información relativa sobre de los efectos de segundo orden que soporta la pieza cargada axialmente.

6.4.2.1. Excentricidad relativa (e')

Para analizar el efecto de la excentricidad de la carga sobre el índice de resistencia se presentan tres escenarios. En el primero, se representa la tendencia de todos los valores de SI, obtenidos para la sección C31, considerando todas las esbelteces y hormigones. En los otros dos, se representan los valores de SI para dos esbelteces (0,5 y 1,5) en una columna de doble piel ($f_{ci}=0$) y en una columna de doble tubo ($f_{ci}=150\text{MPa}$) y los resultados de los mismos se exponen en la tabla 6.7.

Tabla 6.7. Resultados de SI en columnas en función de la excentricidad relativa.

Código	f_{ci} (MPa)	f_{co} (MPa)	SI ($e'=0$)	SI ($e'=0,25$)	SI ($e'=0,5$)
C31 ($\bar{\lambda}=1,5$)	0	30	0,44	0,44	0,49
		90	0,36	0,44	0,51
		150	0,36	0,47	0,59
	30	30	0,45	0,44	0,44
		90	0,41	0,45	0,45
		150	0,36	0,47	0,60
	90	30	0,40	0,40	0,46
		90	0,43	0,41	0,47
		150	0,36	0,48	0,62
	150	30	0,41	0,44	0,43
		90	0,45	0,50	0,50
		150	0,36	0,49	0,63
C31 ($\bar{\lambda}=0,5$)	0	30	0,90	0,89	0,91
		90	0,89	0,91	0,90
		150	0,89	0,89	0,92
	30	30	0,91	0,87	0,91
		90	0,87	0,87	0,88
		150	0,88	0,88	0,92
	90	30	0,85	0,85	0,88
		90	0,90	0,87	0,89
		150	0,89	0,89	0,92
	150	30	0,86	0,86	0,88
		90	0,90	0,87	0,90
		150	0,88	0,89	0,93

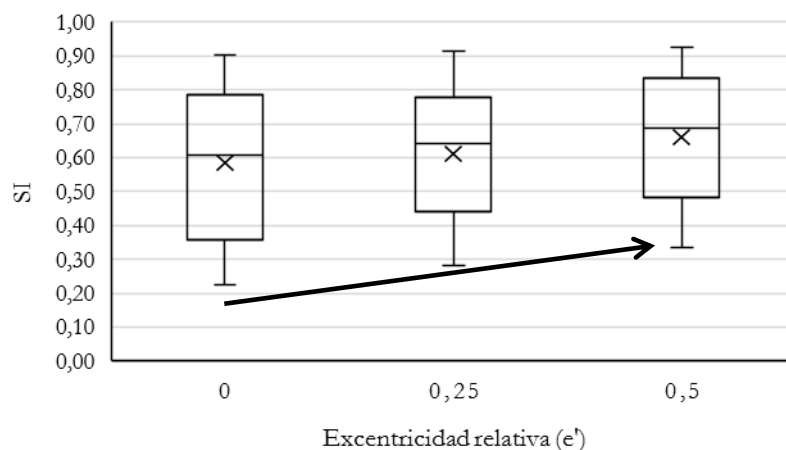
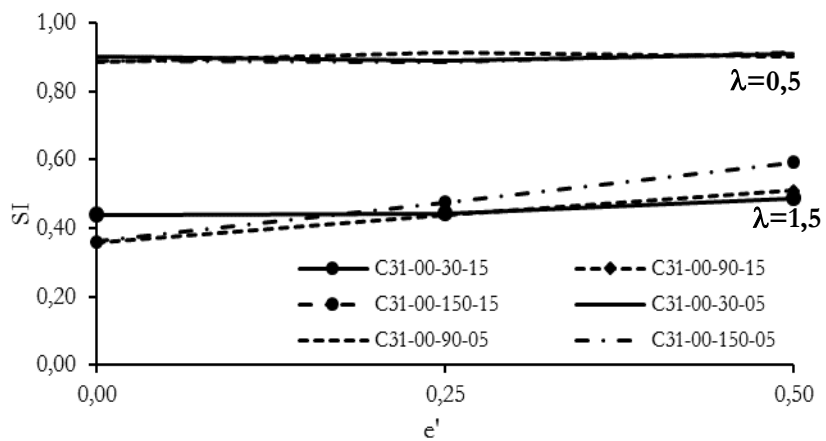


Figura 6-19. Influencia de la excentricidad sobre el índice de resistencia.

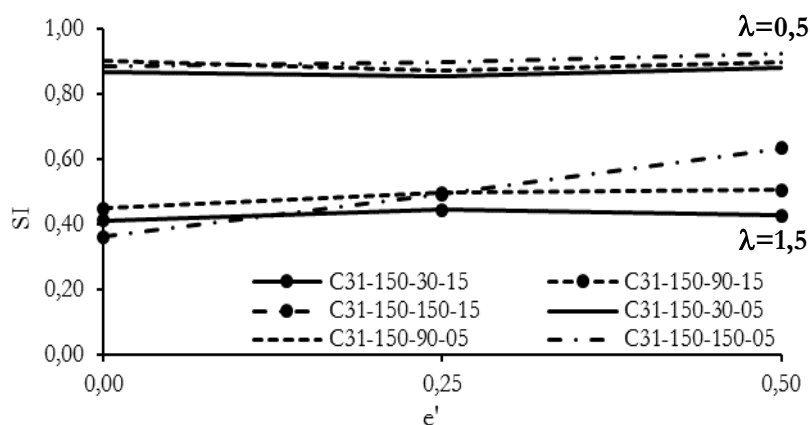
En la figura 6-19, se observa la tendencia ascendente de SI respecto a la excentricidad de los valores de C31. Lo que significa que a medida que la excentricidad aumenta, también lo hacen los efectos de segundo orden y, en consecuencia, la diferencia entre la carga máxima de columnas cortas y esbeltas se reduce. Esto se produce porque los efectos de segundo orden tienen un peso relativo menor, cuanto más excentricidad haya.

En la figura 6-20-a se muestra con más detalle la dependencia de la excentricidad sobre SI en columnas sin hormigón en el núcleo. En la columna menos esbelta, la excentricidad no afecta al índice de resistencia y es independiente del hormigón empleado. Sin embargo, cuando la columna es esbelta y está rellena con hormigón de HSC o UHSC la excentricidad y el SI tienen una relación lineal. Si se emplea un hormigón en el anillo HSC o superior, el valor de SI aumenta y los efectos de segundo orden disminuyen. Por el contrario, si el hormigón del anillo es NSC, la excentricidad es independiente de SI, por lo que el hormigón no ayuda a disminuir los efectos de segundo orden.

La figura 6-20-b muestra el tercer escenario, cuando las columnas se rellenan con hormigón UHSC en el núcleo. Éstas presentan la misma relación SI-e' que las columnas sin hormigón en el núcleo. Lo cual quiere decir que el hormigón del núcleo no aporta capacidad mecánica suficiente para disminuir los efectos de segundo orden derivados de la excentricidad y de la esbeltez.



a) Columna de doble piel C31 ($f_{ci} = 0\text{MPa}$ $f_{co} = 30-90-150\text{MPa}$ $\bar{\lambda} = 0,5-1,5$).



b) Columna de doble tubo C31 ($f_{ci} = 150\text{MPa}$ $f_{co} = 30-90-150\text{MPa}$ $\bar{\lambda} = 1,5$).

Figura 6-20. Efecto de la excentricidad de la carga sobre el índice de resistencia (SI).

6.4.2.2. Esbeltez adimensional ($\bar{\lambda}$)

El estudio de la influencia de la esbeltez sobre el índice de resistencia se lleva a cabo distinguiendo dos grupos: columnas centradas y excéntricas. En el grupo de columnas centradas, se representa la relación SI- $\bar{\lambda}$ para todos los puntos obtenidos de las secciones C31 y C32 y se comparan con las curvas de pandeo de Euler y las europeas “a” y “b”. (figura 6-20) Posteriormente, se representan y se analizan, con más en detalle, algunos casos de columnas en función del relleno del núcleo (vacío, NSC y UHSC). En estas gráficas (figura 6-21), también se representan la curva de pandeo de Euler y la europea tipo “b”. En la representación de las columnas excéntricas, sólo se muestran las columnas sin hormigón en el núcleo.

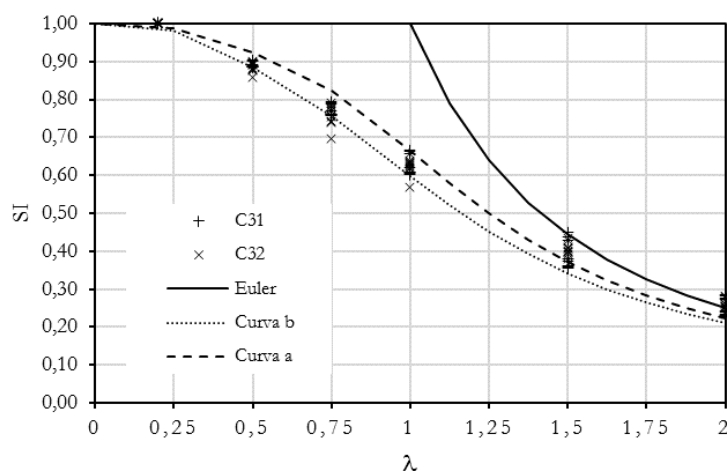
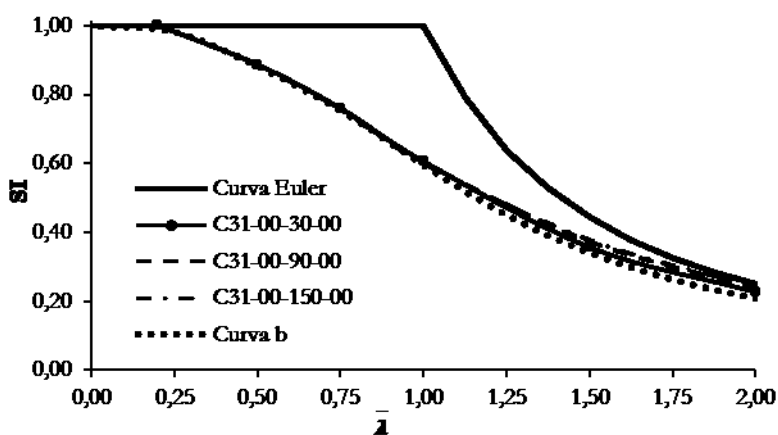


Figura 6-21. Curvas SI- λ en columnas de doble tubo centradas.

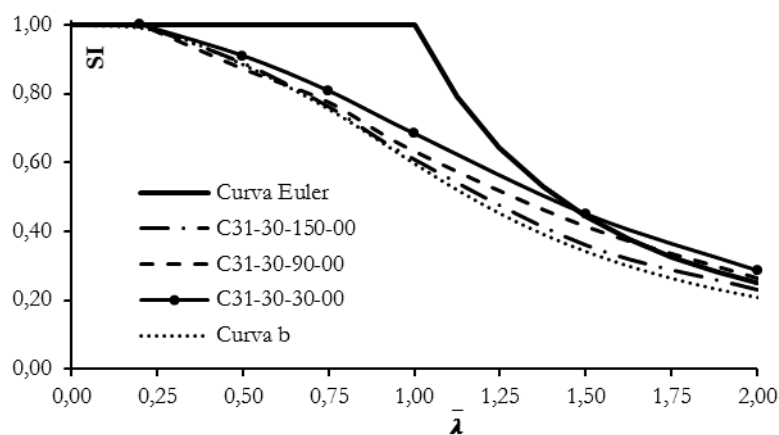
En la figura 6-21, se observa que en el rango de esbelteces ($0,2 < \lambda < 1$) los valores de las simulaciones de C31 y C32 están situados entre las curvas europeas de pandeo “a” y “b”. Sin embargo, para $\lambda \geq 1,5$ los puntos están comprendidos entre la curva “a” y la curva de Euler. Por tanto, las simulaciones numéricas de columnas centradas proporcionan adecuados valores de SI hasta $\lambda < 1$ o, también, puede parecer que las curvas son más conservadoras hasta $\lambda < 1$.

Las curvas SI- $\bar{\lambda}$ de columnas centradas sin hormigón en el núcleo ($f_{ci}=0$ y $f_{co}=30-90-150\text{MPa}$) se muestran en la figura 6-22-a. Efectivamente, el SI se reduce a medida que aumenta la esbeltez, alejándose del comportamiento plástico de la sección. Las curvas obtenidas son muy similares a la curva europea “b” hasta $\lambda < 1$. Para esbelteces mayores, las curvas están ligeramente por encima de la curva “b” de referencia. Lo cual quiere decir que la presencia del hormigón en el anillo hace que la columna responda mejor ante los efectos de segundo orden (debido al aumento de la esbeltez) y por ello se obtenga valores SI mayores. Cabe recordar que las curvas de pandeo europeas fueron obtenidas experimentalmente sobre columnas de perfiles tubulares huecos.

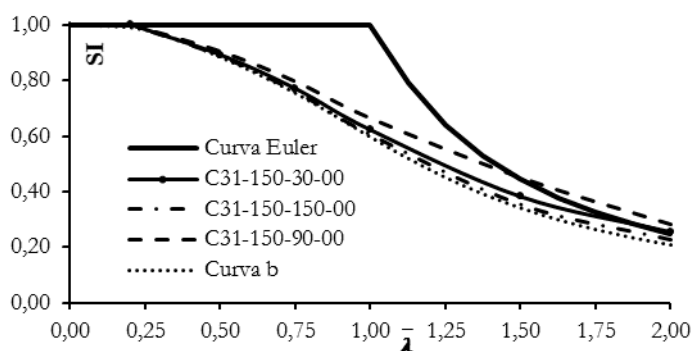
En la figura 6-22-b se representa las columnas con $f_{ci}=30$ y en la figura 6-22-c las columnas con $f_{ci}=150\text{MPa}$. En ambas, se aprecia que la mayor presencia del hormigón toma importancia. A partir de esbeltez 0,5; los valores de SI son superiores a los valores de la curva de referencia “b”. Para esbelteces superiores de 1,5; la curva está por encima, incluso, de la curva de pandeo de Euler, lo que significa que el hormigón del núcleo y del anillo produce valores mayores de SI y se traduce en que absorben mejor los efectos de segundo orden. A tenor de lo observado en la figura 6-8-b-c, el aumento de la resistencia del hormigón en el núcleo no produce una mejoría cuantiosa en el índice de la resistencia, ya que no se aprecia mucha diferencia de valores. Es decir, afecta en menor cuantía a los efectos de segundo orden.



a) Columna de doble piel C31 ($f_{ci} = 0\text{MPa}$ $f_{co} = 30-90-150\text{MPa}$ $e'=0,0$)



b) Columna de doble tubo C31 ($f_{ci} = 30\text{MPa}$ $f_{co} = 30-90-150\text{MPa}$ $e'=0,0$)



c) Columna de doble tubo C31 ($f_{ci} = 150\text{MPa}$ $f_{co} = 30-90-150\text{MPa}$ $e'=0,0$)

Figura 6-22. Efecto de la esbeltez adimensional sobre la SI en columnas centradas

Las curvas $SI-\bar{\lambda}$ para columnas excéntricas sin hormigón en el tubo interior y con $f_{co}=30-90-150\text{MPa}$ se muestran en la figura 6-23. Claramente, para una misma excentricidad, la presencia de hormigón de alta resistencia o superior en el anillo hace que la columna resista mejor los efectos de segundo orden (esbeltez y excentricidad) dando valores de SI superiores a las columnas rellenas con NSC. Comparando una misma columna, pero con diferentes excentricidades, la diferencia entre valores de SI aumenta, a medida que la resistencia del hormigón de relleno crece. La razón es porque a mayor resistencia del hormigón del anillo, mayor es el módulo secante del hormigón (E_c) y, en consecuencia, la rigidez a flexión de la columna aumenta, por tanto, ésta puede soportar mayores efectos de segundo orden lo que se traduce en valores de SI superiores.

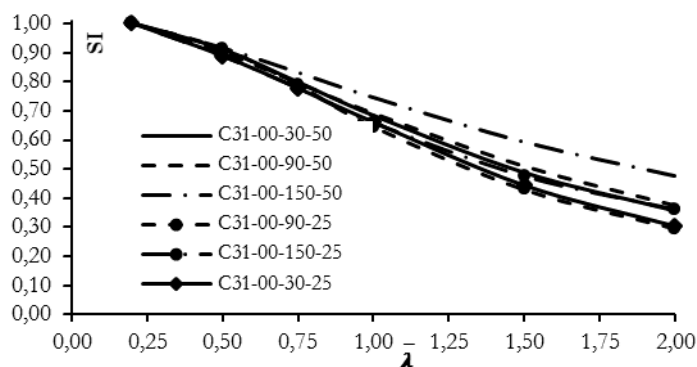


Figura 6-23. Efecto de la esbeltez sobre la SI en columnas excéntricas

6.4.2.3. Resistencia del hormigón del anillo (f_{co})

Para determinar la influencia de esta variable sobre SI de las columnas, se representan los resultados obtenidos en las columnas centradas de las secciones C31 y C32 (figura 6-24) y, también, la tendencia de los resultados en columnas excéntricas de la sección C31 (figura 6-25). Ambas figuras agrupan los resultados de todas las combinaciones de esbelteces y resistencias del núcleo.

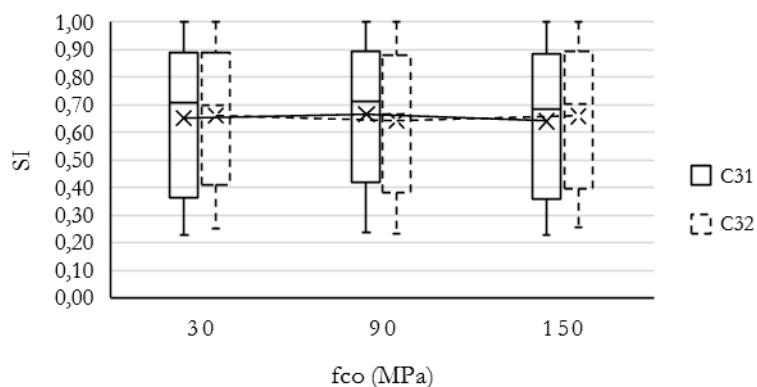


Figura 6-24 Influencia f_{co} sobre SI en columnas centradas.

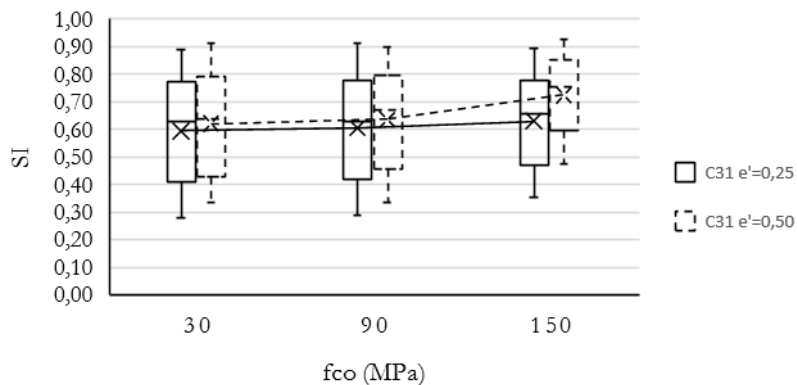


Figura 6-25 Influencia f_{co} sobre SI en columnas excéntricas.

En la figura 6-24, se observa una línea de tendencia horizontal en ambas secciones, lo que implica que el parámetro SI es independiente de la resistencia en el anillo (f_{co}) en columnas centradas. De la figura 6-25, se destaca la independencia de SI respecto de f_{co} en columnas excéntricas, excepto para $e'=0,50$ y hormigón UHSC, que producen un aumento de SI.

Por tanto, en ambos casos, el aumento de la resistencia del anillo no aporta una mejoría en el índice de resistencia.

6.4.2.4. Resistencia del hormigón del núcleo (f_{ci})

Para conocer el efecto de f_{ci} sobre SI se analizan los resultados en columnas centradas (figura 6-26) de las secciones C31 y C32 y de las columnas excéntricas (figura 6-27) de la sección C31. Ambas figuras recogen los resultados de todo el abanico de esbelteces y hormigones del anillo.

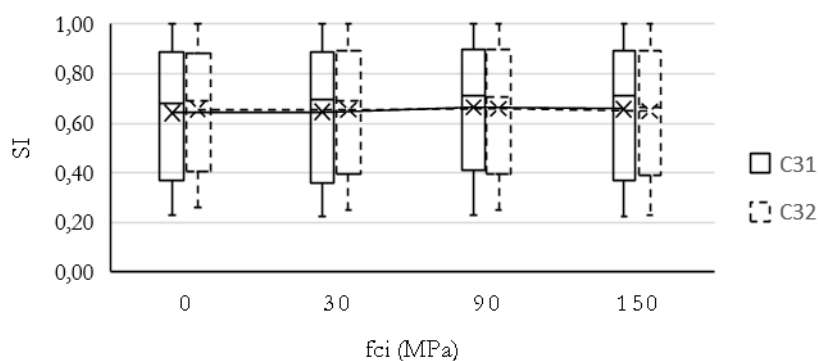


Figura 6-26. Influencia de f_{ci} sobre SI en columnas centradas.

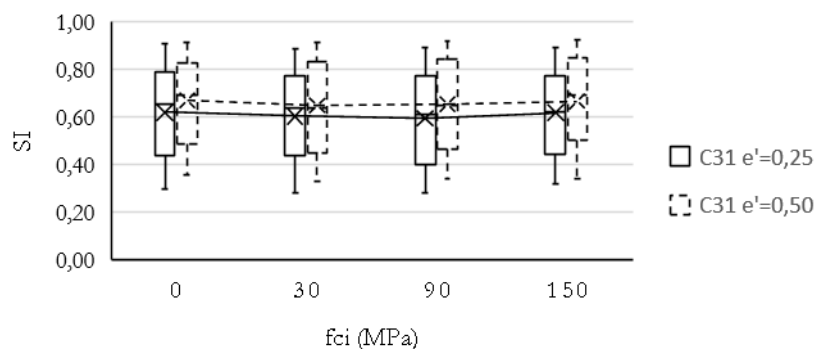


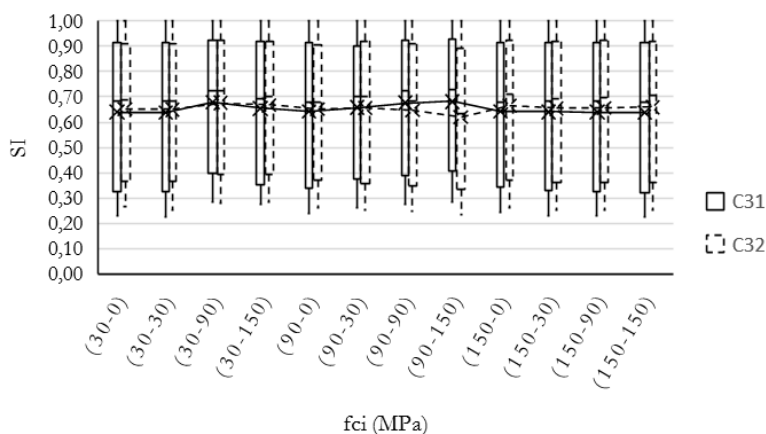
Figura 6-27. Influencia de f_{ci} sobre SI en columnas excéntricas.

Según muestran las figuras 6-25 y 6-26, SI es prácticamente insensible al aumento de la resistencia del núcleo, tanto para columnas centradas como para columnas excéntricas. En conclusión, el aumento de la resistencia del núcleo no aporta tanta mejoría al índice de resistencia.

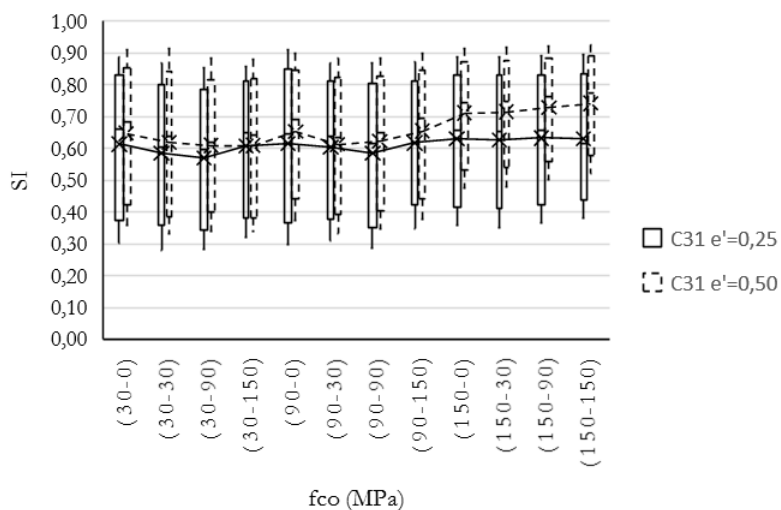
6.4.2.5. Combinaciones de f_{co} - f_{ci} en la sección

Para obtener una visión global de la tendencia de SI en función de todas las combinaciones de f_{co} - f_{ci} , se presenta la figura 6-28-a para columnas centradas y 6-28-b para columnas excéntricas. En columnas centradas, se observa una línea casi horizontal, sin apenas variaciones de los valores medios de SI. Para hormigón

UHSC en el anillo se aprecia una línea totalmente horizontal., lo que implica que no hay mejora de SI. Por otro lado, las columnas excéntricas presentan más variabilidad de la tendencia de SI, pero sin valores asintóticos. Ante estos resultados, cabe recordar que el índice de resistencia es el cociente entre N_{max} y $N_{max}(\lambda=0,2)$, lo cual significa que una mejora de N_{max} de la columna por el aumento de la resistencia del hormigón de la sección, hace mejorar también el valor de $N_{max}(\lambda=0,2)$ por lo que el índice de resistencia se mantiene constante.



(i) Columnas centradas



(ii) Columnas excéntricas

Figura 6-28. Influencia de la combinación f_{co} - f_{ci} sobre SI.

6.4.3. Índice de contribución del acero y hormigón interior (CSCR)

El índice CSCR (*Concrete and Steel Contribution Ratio*) es un concepto extrapolado del índice de contribución (CCR*, *Concrete Contribution Ratio*), utilizado en columnas de un tubo (CFST). Las columnas de doble tubo contribuyen a la capacidad portante de una columna CFST mediante el tubo interior de acero y el relleno de hormigón del hueco interior. Conviene subrayar que el acero y el hormigón de relleno de los elementos CFST es el mismo que el hormigón del anillo (f_{co}). En este caso, el índice CSCR se obtiene con el cociente entre la carga máxima de la columna de doble tubo (N_{max}) y la carga máxima de una columna CFST, cuya área de acero es *equivalente* al área de acero del doble tubo y el hormigón es igual al anillo (f_{co}).

$$CSCR = \frac{N_{max}}{N_{CFST}^{max}} \quad (6-10)$$

La valoración de este parámetro proporciona la respuesta a uno de los objetivos planteados en esta investigación, establecer en qué situaciones es apropiado el uso de hormigón HSC o UHSC y dónde es más adecuado colocarlo, en el núcleo o en el anillo, o en ambos.

Cabe destacar que, para llevar a cabo el análisis de este parámetro se realiza un estudio paramétrico de 108 casos de columnas CFST, simulando numéricamente el mismo rango de valores que las variables definidas en columnas de doble tubo (apartado 6.3, tabla 6.1). Las secciones analizadas son la C3 y C4, empleadas como referencia para obtener las secciones de doble tubo C31-C32 y C41-C42, respectivamente.

De acuerdo con la expresión (6-10), cuando $CSCR > 1$, significa que la columna doble tubo es más resistente que la columna CFST y, por tanto, se produce una mejoría en el rendimiento mecánico de la misma, respecto de la columna *equivalente* CFST. Por el contrario, si $CSCR < 1$ la columna CFST tiene más capacidad portante que la columna de doble tubo y, por tanto, el empleo de ésta no es eficiente.

* $CCR = N_{CFST}^{max} / N_{vacío}^{max}$. Este parámetro indica cuánto mejora de un tubo hueco al rellenarlo con hormigón.

6.4.3.1. Excentricidad relativa (e')

La figura 6-29 muestra la tendencia general de la relación de la excentricidad sobre el índice CSCR en las columnas C31 y C32, obtenidas para todo el rango de esbelteces y hormigones. En las dos secciones se observa que CSCR es inversamente proporcional a la excentricidad, es decir, a medida que aumenta la excentricidad, disminuye índice de rendimiento CSCR. También, se aprecia un valor de CSCR asintótico cercano a 1 cuando la excentricidad es mayor que 0,25, lo cual quiere decir que no se produce mejora del rendimiento en la columna por utilizar una sección de doble tubo en comparación con la sección *equivalente* CFST.

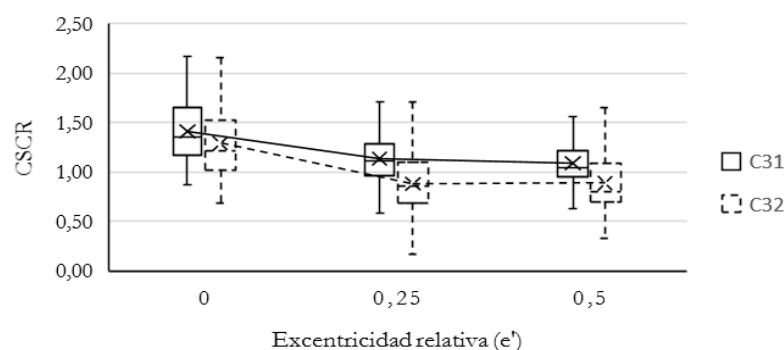


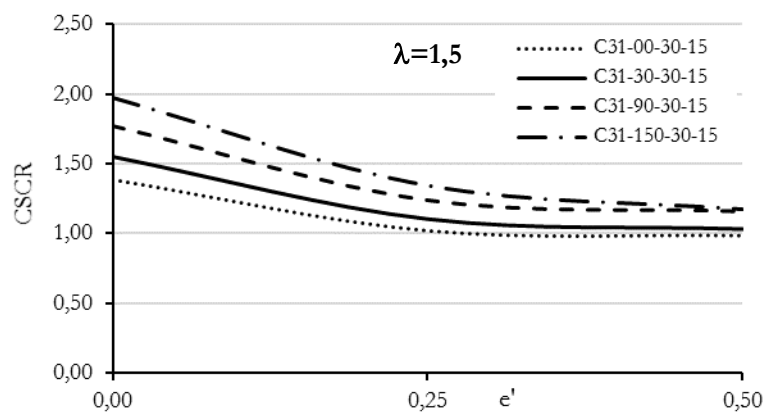
Figura 6-29. Efecto de la excentricidad sobre CSCR

A continuación, se exponen con detalle los resultados de CSCR (tabla 6.8) obtenidos para la sección C31 bajo dos esbelteces. En la figura 6-30-a se muestra la tendencia particular de e' para columnas con $\bar{\lambda} = 1,5$ (grupo III) y un hormigón NSC en el anillo. Indudablemente, el índice de rendimiento en columnas centradas esbeltas está por encima de uno y va aumentando según lo hace la resistencia en el núcleo. No ocurre lo mismo, cuando la excentricidad va creciendo y los efectos de segundo orden se hacen más influyentes, presentando valores asintóticos, como en este caso, cercano a 1 para $e' > 0,25$.

En el caso de columnas centradas con $\bar{\lambda} = 0,5$ (grupo II) con $f_{co} = 30\text{MPa}$ (figura 6-30-b), los valores de $CSCR > 1$, pero inferiores a los valores con $\bar{\lambda} = 1,5$. Asimismo, la presencia de cualquier clase de hormigón en el núcleo produce un aumento de CSCR. Empleando hormigones HSC (figura 6-30-c) o UHSC (figura 6-30-d) en el anillo se consigue que la excentricidad no influya en el parámetro CSCR ya que la respuesta tiende a ser cada vez más horizontal. Lo que parece indicar, a su vez, no mejorar el índice CSCR.

Tabla 6.8. Resultados de CSCR en función de la excentricidad relativa.

Código	f_{ci} (MPa)	f_{co} (MPa)	CSCR ($e'=0$)	CSCR ($e'=0,25$)	CSCR ($e'=0,5$)
C31 ($\bar{\lambda}=1,5$)	0	30	1,38	1,02	0,98
	30		1,55	1,11	1,03
	90		1,78	1,24	1,16
	150		1,98	1,35	1,18
	0	90	1,39	1,25	1,23
	30		1,51	1,32	1,28
	90		1,68	1,43	1,36
	150		1,85	1,53	1,44
	0	150	1,61	1,39	1,37
	30		1,70	1,45	1,40
	90		1,87	1,52	1,45
	150		2,02	1,58	1,50
C31 ($\bar{\lambda}=0,5$)	0	30	1,09	0,84	0,79
	30		1,23	1,01	0,91
	90		1,16	1,12	0,96
	150		1,49	1,00	1,04
	0	90	1,05	0,85	0,77
	30		1,17	0,83	0,89
	90		1,12	1,03	0,92
	150		1,17	0,80	0,91
	0	150	1,02	1,13	0,99
	30		1,13	1,19	1,01
	90		1,25	0,97	1,02
	150		1,36	0,98	1,02



a) Columna C31 ($f_{ci} = 0-30-90-150$ MPa $f_{co}=30$ MPa $\bar{\lambda}=1,5$)

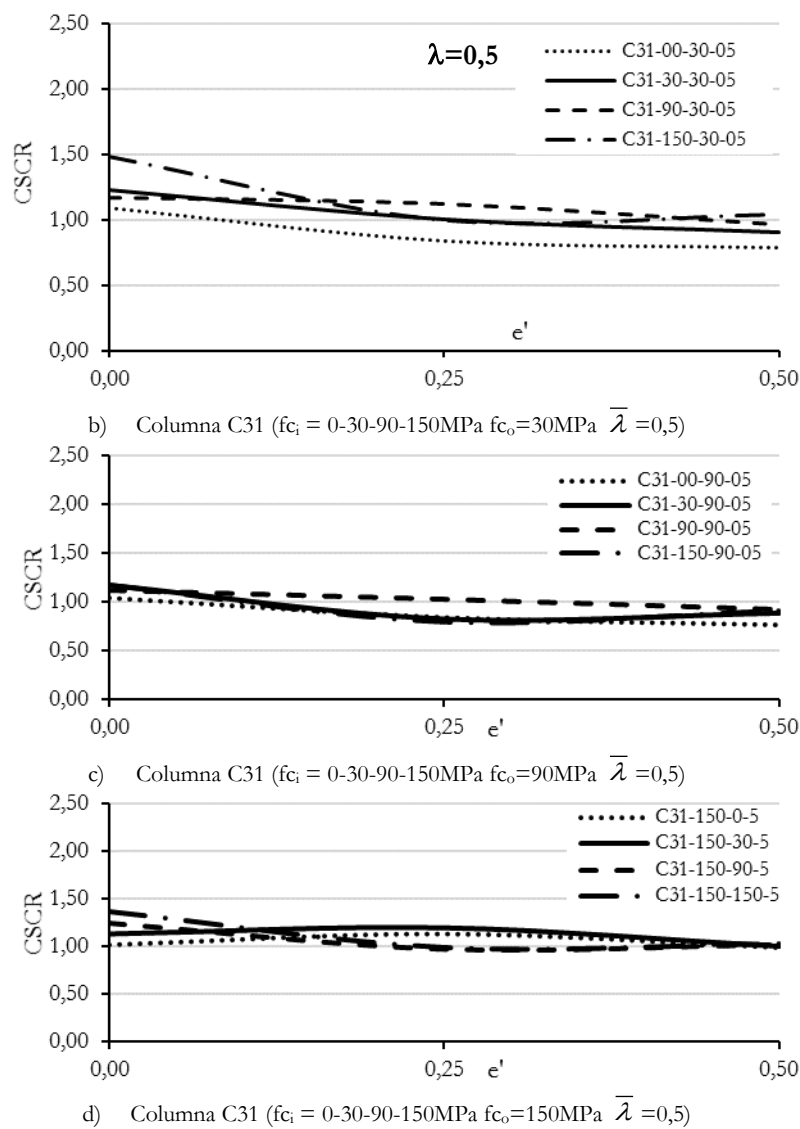


Figura 6-30. Efecto de la excentricidad de la carga sobre CSCR

A la vista de los resultados, el aumento de CSCR es más notable cuando la columna es esbelta y el núcleo se rellena con hormigón. Lo que implica que, en los elementos muy esbeltos, las secciones doble tubo tienen más resistencia para soportar los efectos de segundo orden que las secciones CFST. En columnas menos esbeltas, la apreciación del aumento de CSCR se produce, únicamente si el núcleo se rellena con hormigones HSC o superior.

6.4.3.2. Esbeltez adimensional ($\bar{\lambda}$)

El interés de esta variable se centra, sobretodo, en columnas centradas. No obstante, el análisis de CSCR- $\bar{\lambda}$ muestra todos los resultados de la columna C31 para las tres excentricidades analizadas. Según la figura 6-31, la relación CSCR- $\bar{\lambda}$ es no lineal (exponencial) y no depende de la excentricidad aplicada. Según las líneas de tendencia obtenidas, en columnas excéntricas, el rango de valores de CSCR está comprendido entre 0,8 ($\bar{\lambda}=0,2$) y 1,5 ($\bar{\lambda}=2$) y, en el caso de columnas sin excentricidad, los valores están comprendidos entre 1 ($\bar{\lambda}=0,2$) y 2 ($\bar{\lambda}=2$). El hecho que las columnas excéntricas comienzan a ser eficientes para $\bar{\lambda}>1$ y las columnas centradas la mejora se produce desde $\bar{\lambda}>0,2$; justifica el interés por investigar en detalle la dependencia de la esbeltez en columnas centradas.

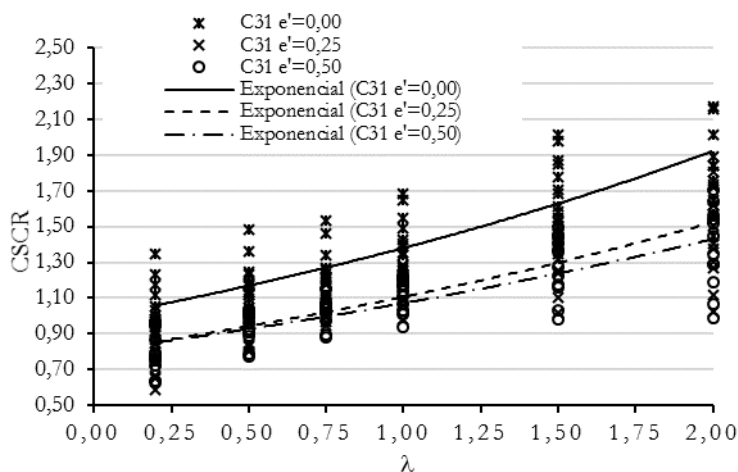


Figura 6-31. Efecto de la esbeltez adimensional sobre CSCR

Para ello, se fija un valor en el anillo ($f_{co}=30\text{MPa}$) y se representan las tendencias para diferentes resistencias del núcleo ($f_{ci}=0-30-90-150\text{MPa}$). En la figura 6-32, se muestran las cuatro curvas donde se distinguen dos tramos. El primer tramo corresponde a $\bar{\lambda}<0,5$ (columnas cortas). En este tramo se observa un crecimiento lineal, mientras que, en el segundo tramo ($0,5\leq\bar{\lambda}\leq 2$) la relación no es lineal. Por otro lado, las curvas con altas resistencias en el núcleo (HSC y UHSC) tienen valores de CSCR superiores a uno, para cualquier valor de esbeltez. Esto significa que el hormigón del núcleo HSC o UHSC aporta más capacidad de resistencia a compresión que las columnas con hormigones NSC o sin relleno. Éstos últimos son útiles, desde el punto de vista del rendimiento, a partir de esbelteces superiores a uno. Para $\bar{\lambda}<1$, no se produce una mejora de la capacidad portante

respecto de una columna convencional CFST. Sin embargo, Para $\lambda > 1$, las pendientes de las cuatro curvas aumentan, mejorando el índice CSCR.

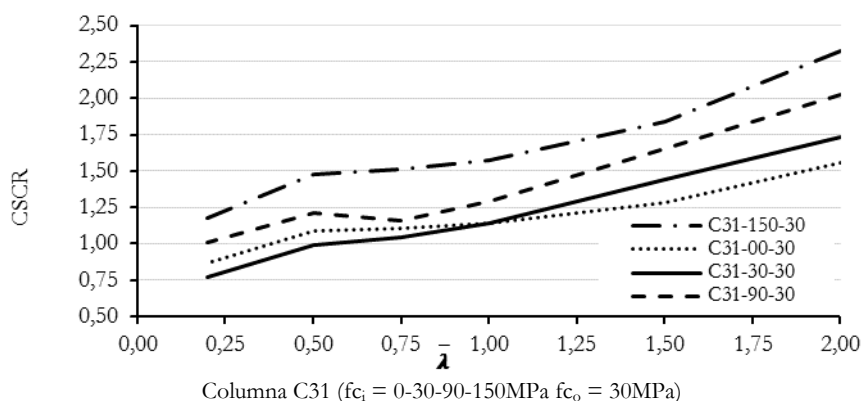


Figura 6-32. Efecto de la esbeltez adimensional sobre CSCR en columnas $e'=0-f_{co}=30\text{MPa}$

En la figura 6-33, se muestra las curvas CSCR- $\bar{\lambda}$ cuando el hormigón del anillo es HSC ($f_{co}=90\text{MPa}$). En la misma, también se distinguen dos tramos. El primero, ($0,2 < \lambda < 1$), la relación CSCR- $\bar{\lambda}$ es lineal, pero el segundo tramo ($1 < \lambda < 2$), los valores de CSCR permanecen constantes, es decir, son independiente de λ . Al igual que en el caso anterior, las columnas con resistencias en el núcleo de HSC y UHSC proporcionan $CSCR > 1$.

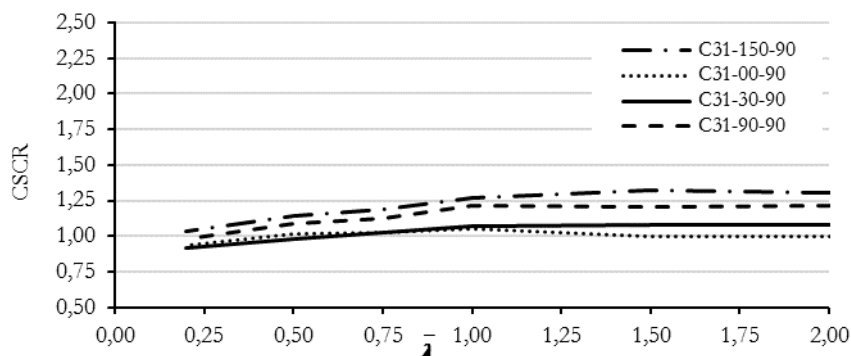


Figura 6-33. Efecto de la esbeltez adimensional sobre CSCR en columnas $e'=0-f_{co}=90\text{MPa}$

Cuando la resistencia del hormigón en el anillo es UHSC, la relación cambia significativamente según muestra la figura 6-34. Para $\lambda < 1$, el índice CSCR puede considerarse independiente de la esbeltez. Por el contrario, para $\lambda > 1$ la relación es lineal decreciente. El valor de CSCR disminuye paulatinamente, según

aumenta la esbeltez. Salvo la curva sin hormigón en el núcleo, el resto de curvas mejoran el índice de rendimiento para cualquier valor de esbeltez.

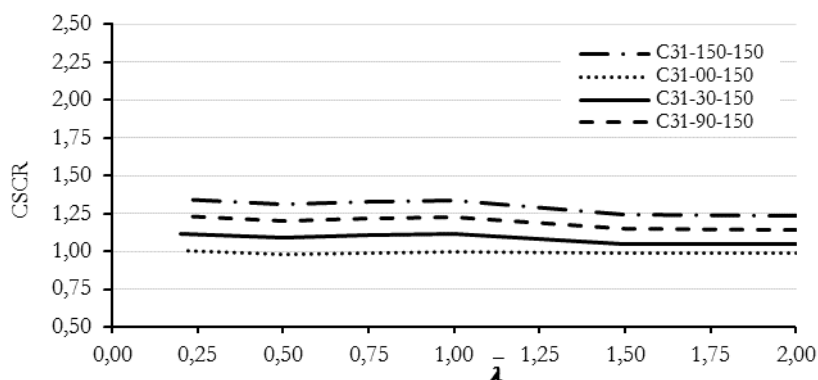


Figura 6-34. Efecto de la esbeltez adimensional sobre CSCR en columnas $e'=0$ $f_{co}=150\text{MPa}$

6.4.3.3. Resistencia del hormigón del anillo (f_{co})

Para determinar la influencia de esta variable sobre CSCR, se representan los resultados en columnas centradas de las secciones C31 y C32 (figura 6-35) y, también, los resultados en columnas excéntricas de la sección C31 (figura 6-36). Ambas figuras, representan la tendencia global de los valores de todas de esbelteces y resistencias de hormigón en el núcleo.

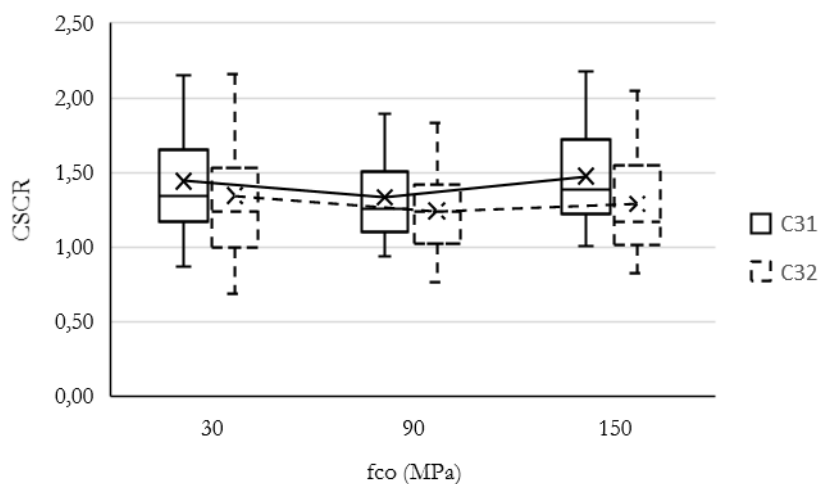


Figura 6-35 Influencia f_{co} sobre CSCR en columnas centradas.

Según la figura 6-35, el aumento de la resistencia en el anillo apenas tiene influencia en CSCR. En cambio, para columnas excéntricas (figura 6-36) se aprecia una tendencia creciente de CSCR a medida que aumenta la resistencia del anillo (f_{co}). La pendiente es más visible cuando el hormigón del anillo es HSC.

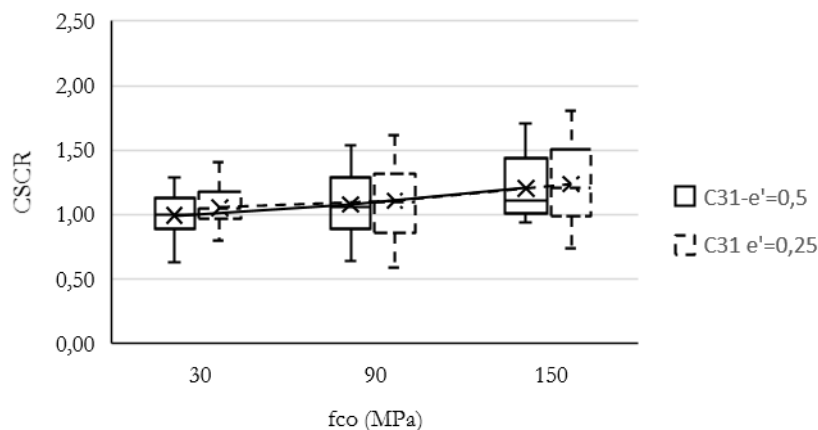


Figura 6-36 Influencia f_{co} sobre CSCR en columnas excéntricas.

En definitiva, en las columnas centradas la pendiente de crecimiento de CSCR no es apreciable, en cambio, para columnas excéntricas el crecimiento es más pronunciado, a partir de hormigones HSC. Únicamente con hormigón UHSC, se consigue que el índice $CSCR > 1$ en columnas con excentricidad, lo que significa que el hormigón del anillo es capaz de absorber la flexión producida por las excentricidades.

6.4.3.4. Resistencia del hormigón del núcleo (f_{ci})

Para conocer el efecto de f_{ci} sobre CSCR se analizan los resultados en columnas centradas (figura 6-37) de las secciones C31 y C32 y de las columnas excéntricas (figura 6-38) de la sección C31. Ambas figuras recogen los resultados de todo el rango de esbelteces y hormigones del anillo.

Según muestran dichas figuras, la influencia de f_{ci} sobre CSCR es evidente. En ambos casos, el aumento de la resistencia del núcleo proporciona un incremento de CSCR.

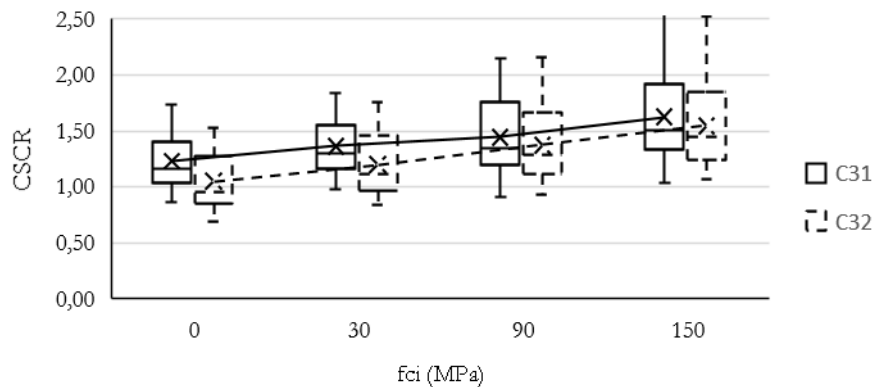


Figura 6-37. Influencia de f_{ci} sobre CSCR en columnas centradas.

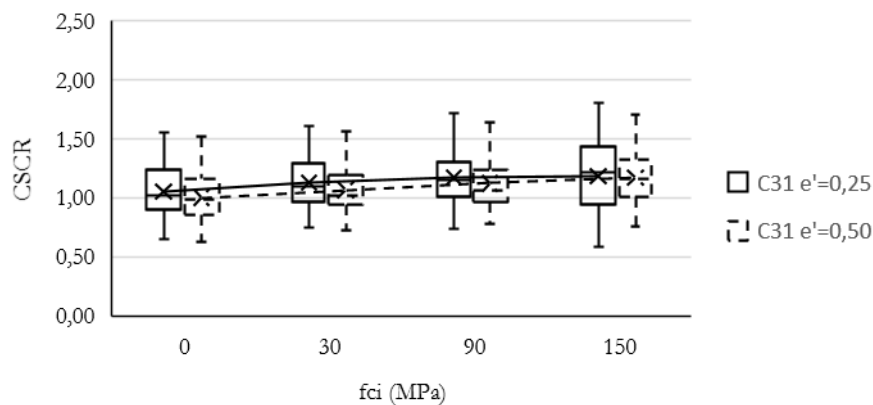
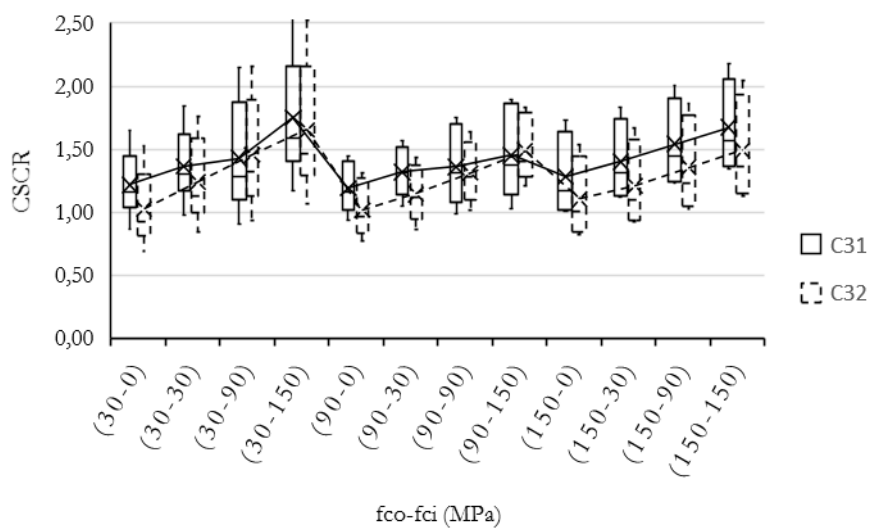


Figura 6-38. Influencia de f_{ci} sobre CSCR en columnas excéntricas.

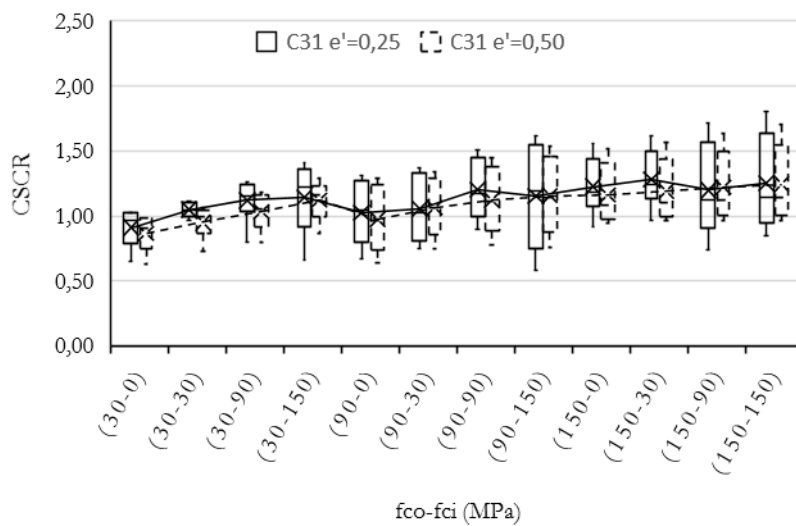
6.4.3.5. Combinaciones de f_{co} - f_{ci} en la sección

Para obtener una visión conjunta de la tendencia de CSCR en función de posibles las combinaciones de f_{co} - f_{ci} , la figura 6-39-a representa la tendencia de columnas centradas en dos secciones C31 y C32. Y, la figura 6-39-b muestra la influencia en columnas excéntricas.

En columnas centradas y excéntricas, se observa una línea de tendencia alcista donde a medida que aumenta el grado del hormigón de la sección, aumenta el índice de rendimiento CSCR. La pendiente de la tendencia en columnas excéntricas tiene mayor inclinación que las columnas centradas.



a) Columnas centradas



b) Columnas excéntricas

Figura 6-39. Influencia de la combinación fco - fci sobre CSCR.

En las figuras anteriores, se destaca la línea de tendencia creciente, es decir, CSCR aumenta a medida que la resistencia del hormigón de la sección crece. En columnas centradas sin hormigón en el núcleo, el valor medio de CSCR está próximo a uno, lo que significa que no se produce una mejora importante de la carga máxima respecto a la columna CFST *equivalente*.

A este respecto, tal y como ha ocurrido en el índice CSCR experimental del capítulo anterior, una columna de doble piel con $CSCR \approx 1$, es decir, con la misma capacidad portante que la CFST, produce un ahorro en el hormigón de la sección y, por tanto, el peso será menor.

Por otro lado, las columnas excéntricas no proporcionan valores tan elevados de CSCR como en columnas centradas. Esto se debe a que los efectos de segundo orden son tan severos que el aumento de la resistencia de hormigón no ayuda a la mejora de la capacidad mecánica de la columna excéntrica.

6.4.4. Índice de rendimiento del hormigón interior (CCR)

Este parámetro cuantifica la mejora de la capacidad portante de las columnas de doble piel (CFDSST) al rellenar con hormigón el hueco interior. Se denomina CCR (*Concrete Contribution Ratio*) y se determina mediante la relación entre la carga máxima alcanzada por la columna (N_{CFDSST}^{\max}) y la carga máxima de la misma columna sin hormigón en el tubo interior. (N_{CFDSST}^{\max}).

$$CCR = \frac{N_{CFDSST}^{\max}}{N_{CFDSST}^{\max}} \quad (6-11)$$

La valoración de este parámetro proporciona la respuesta a uno de los objetivos planteados en esta tesis, cuantificar el rendimiento mecánico de las columnas de doble piel (CFDSST) al rellenar el tubo interior con hormigón.

A continuación, se muestra la variabilidad del parámetro CCR al modificar las variables e' , f_{co} , f_{ci} , la combinación f_{co} - f_{ci} y la distribución de espesores para todo el rango de esbelteces. Las gráficas se centran, por un lado, en las columnas centradas de las secciones C31 (fino-grueso) y C32 (grueso-fino); y, por otro lado, las columnas con excentricidad de 0,25 y 0,50 de la sección C31.

6.4.4.1. Excentricidad relativa (e') y esbeltez adimensional (λ)

En la figura 6-40 se representa la relación entre el parámetro CCR y la excentricidad para todo el rango de esbelteces de la sección C31. En ella, se observa que las líneas de tendencia son ascendentes para columnas centradas y columnas con $e'=0,25$. No siendo así, para el caso de columnas con excentricidad relativa de 0,5; la cual presenta una línea descendente de pendiente muy suave. Por lo tanto, en columnas con excentricidad elevada ($e'>0,25$), el relleno del núcleo de hormigón no conlleva rendimiento mecánico adecuado. Esto se debe a que el hormigón del núcleo sólo aporta capacidad a compresión y no a flexión.

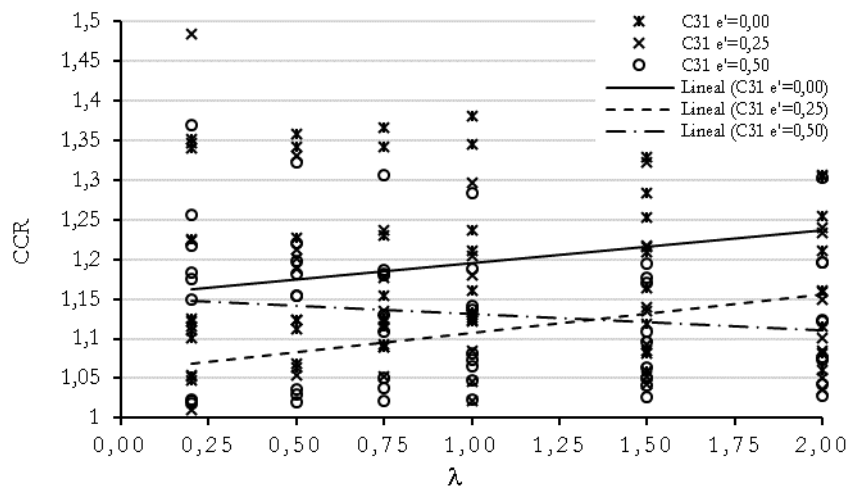


Figura 6-40. Influencia de la excentricidad sobre CCR en columnas.

6.4.4.2. Combinación de f_{co} - f_{ci} en la sección

Para obtener una visión conjunta de la tendencia de CCR, éste se representa en función de las posibles combinaciones de f_{co} - f_{ci} . La figura 6-41 representa la tendencia de columnas centradas en dos secciones C31 y C32.

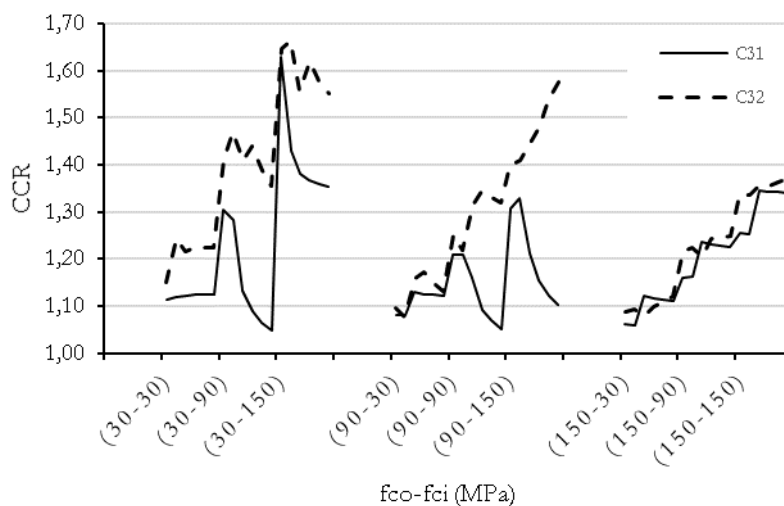


Figura 6-41. Influencia de f_{co} - f_{ci} sobre CCR en columnas centradas.

En la figura anterior, se destaca como los valores de CCR van disminuyendo cuando el hormigón del anillo va creciendo desde NSC a UHSC. También, se observa como las secciones tienen rendimientos mecánicos semejantes cuando la resistencia en el anillo se emplea hormigón UHSC.

6.4.4.3. Distribución de espesores en la sección ($t_o - t_i$)

En la figura 6-42 se muestra la relación entre el parámetro CCR y la distribución de espesores en columnas centradas de sección C31 (*fino-grueso*) y C32 (*grueso-fino*) para todo el rango de esbelteces.

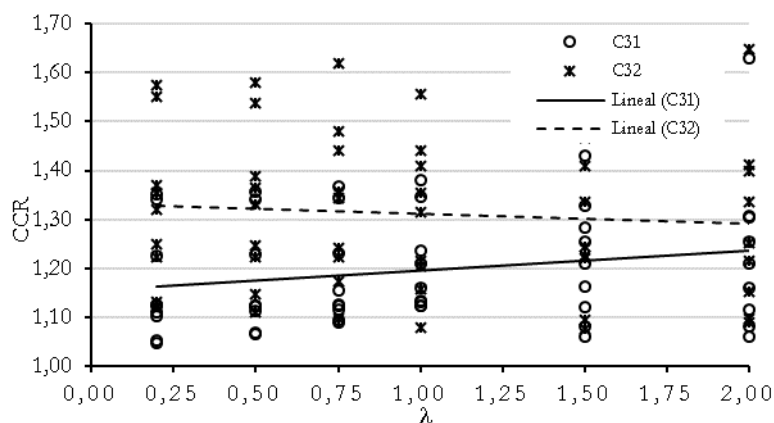


Figura 6-42. Influencia de la distribución de espesores sobre CCR en columnas centradas.

En ella, se destaca que la sección C32 tiene un índice CCR mayor que la sección C31 para cualquier valor de esbeltez, sin embargo, a medida que la esbeltez aumenta la diferencia entre C32 y C31 va disminuyendo. Este hecho se justifica porque la sección C32 tiene un índice de confinamiento mayor que C31 y, por tanto, tiene un rendimiento mecánico superior.

6.5. Conclusiones

El estudio paramétrico desarrollado ha supuesto simular numéricamente y analizar los resultados de 972 casos de columnas mixtas. El análisis de los mismos ha consistido en averiguar cómo es la relación entre los parámetros mecánicos: N_{max} , SI, CSCR, CCR y las variables: e' , λ , f_{co} , f_{ci} , t_o , t_i . También, se han utilizado otras variables derivadas de las anteriores, como el factor de confinamiento (ζ) y la combinación de hormigones ($f_{co}-f_{ci}$) que han facilitado la comprensión de las respuestas obtenidas. Con todo, se han alcanzado los algunos de objetivos propuestos de esta tesis, contribuyendo a aumentar el conocimiento de columnas mixtas de doble tubo.

A la vista de los resultados obtenidos de este estudio paramétrico, se concluye que la excentricidad y la esbeltez son dos variables que condicionan en gran medida la respuesta mecánica de las columnas de doble tubo porque inducen importantes efectos de segundo orden.

Respecto a las otras variables analizadas, que también modifican la respuesta del elemento, lo hacen en el sentido de mejorar la capacidad portante seccional y, por ende, de la columna.

Con este estudio, ha sido posible encontrar el valor óptimo de las variables para proporcionar un adecuado diseño de las columnas de doble tubo. Por ello, se propone las siguientes recomendaciones:

- Respecto de la carga máxima (N_{max}):
 - Para columnas con excentricidad elevada ($e/D > 0,25$), no se recomienda utilizar HSC o UHSC porque no mejoran la capacidad portante.
 - El uso de HSC o UHSC en el anillo en columnas centradas proporciona un incremento importante de carga. En los casos excéntricos se produce una mejora, pero no es tan ventajosa.
 - El uso de HSC o UHSC en el núcleo en columnas centradas no produce una mejora tan significativa como el anillo. Si hay excentricidad, el uso es menos recomendable por la escasa mejoría.
 - Si la excentricidad es muy elevada y, se suman a los efectos de segundo orden por la esbeltez, el aumento de la resistencia del

hormigón en la sección no podrá contrarrestar todos los esfuerzos internos y la mejora no será importante. En ese caso, se recomienda estudiar en detalle el rango de otras variables.

- Si el tubo interior está sin relleno o con hormigón NSC, la sección más favorable es *grueso-fino*. Si se dispone en el núcleo una clase resistente HSC o UHSC, entonces es más recomendable la sección *fino-grueso*. (véase tabla 6.6)
- Respecto al índice de resistencia (**SI**):
 - El aumento de la excentricidad influye proporcionalmente en SI porque los efectos de segundo orden, generados por los momentos de segundo orden tienen un peso relativo menor que el efecto generado por los momentos de primer orden.
 - En columnas centradas con $\lambda \leq 1$ se observa que están por debajo de la curva de pandeo “b”, independientemente de la resistencia del hormigón de la sección. Para $\lambda > 1$, las columnas están por encima de la curva de pandeo “b”.
 - El comportamiento de las columnas centradas se corresponde con la curva europea de pandeo "b", por lo que se recomienda su utilización en los códigos de diseño hasta una cuantía interior del 6%.
 - El valor de la resistencia del hormigón del anillo y del núcleo no influye en columnas centradas ni excéntricas.
 - El uso de HSC o UHSC en el núcleo en columnas centradas no produce tanta mejora como el caso de N_{\max} .

- Respecto al índice de contribución del acero y del hormigón interior (**CSCR**):
 - Con excentricidad elevada ($e/D > 0,25$), no es posible incrementar este índice.
 - En columnas centradas con hormigón en el núcleo, se produce mejoría de este índice a partir de $\lambda \geq 0,5$.
 - En general, el aumento de la resistencia del hormigón del anillo y del núcleo proporciona mayores valores de este índice.
 - En columnas sin hormigón en el núcleo (CFDSSST), se obtiene $CSCR \approx 1$ lo que significa que la sección de *doble piel* es más eficiente económicamente que la convencional de un tubo (CFST) porque resiste el mismo axil, tiene la misma cantidad de acero, pero, menor cantidad de hormigón y, por tanto, la columna tendrá menos peso.

- Respecto al índice de contribución del hormigón del tubo interior (**CCR**):
 - Con excentricidad elevada ($e/D > 0,25$), no es posible producir un aumento de este índice.
 - La esbeltez no condiciona el valor de este índice.
 - El aumento de la resistencia del hormigón del anillo no influye en el índice si la sección es *fino-grueso*. En cambio, si la sección es *grueso-fino*, este índice disminuye.

Por último, ante la cantidad de resultados obtenidos de las simulaciones numéricas, sería conveniente aprovechar dicha información y realizar un estudio de la capacidad portante, según el método propuesto por el Eurocódigo 4, de los 972 casos, con la finalidad de comparar los resultados de ambas fuentes. Con ello, se conseguiría completar los objetivos de esta investigación acerca del comportamiento mecánico de las columnas mixtas de doble tubo rellenas de hormigón.

Capítulo 7

ESTUDIO COMPARATIVO CON EL EUROCÓDIGO 4

En este capítulo, tras la validación del modelo numérico y el desarrollo del estudio paramétrico, se procede a aplicar el método de cálculo para pilares mixtos del Eurocódigo 4 en las 972 simulaciones, con el objetivo de realizar un estudio comparativo de los resultados. De esta manera, se podrá evaluar la bondad de las formulaciones del Eurocódigo 4 en columnas de doble tubo, comprimidas y flexo-comprimidas de momento uniforme, rellenas de hormigón.

7.1. Introducción

En la actualidad, existen códigos y guías de diseño que establecen cómo calcular la resistencia mecánica de columnas tubulares de acero rellenas de hormigón (CFST). Estos métodos son el resultado de muchas investigaciones numéricas y experimentales llevadas a cabo por los principales grupos de investigación centrados en esta temática. Sin embargo, ninguna de las normas vigentes está actualizada en el diseño de columnas doble tubo.

En la literatura técnica, se han encontrado trabajos de índole analítico, numérico y experimental donde se analizan y comparan la respuesta mecánica de columnas de doble piel de acero rellenas de hormigón con la respuesta dada por el Eurocódigo 4 (AENOR, 2013d). Dichas investigaciones se desarrollaron sobre columnas cortas (siempre $\bar{\lambda} < 0,2$), con resistencias de hormigón convencionales y cargas centradas. Hasta la fecha, tan solo los trabajos realizados por Romero, M.L. *y col.* (2015), Hassanein, M.F. *y col.* (2015) y Essopjee, Y. y Dundu, M. (2015), se han ocupado de analizar y comparar el comportamiento mecánico de columnas esbeltas de doble piel (CFDSSI) con carga axial. Y solamente, el trabajo de Romero, M.L. *y col.* (2015) ha estudiado y comparado la repuesta estructural de columnas esbeltas de doble tubo (CFDST) con hormigones de alta resistencia. En estos momentos, no existe ninguna comparativa con el Eurocódigo 4 de columnas excéntricas de doble piel y doble tubo.

Por tanto, ante la escasez de estudios en columnas esbeltas con carga centrada y excéntrica, con secciones doble tubo rellenas de hormigón de diversas resistencias (NSC, HSC y UHSC) surge la necesidad de aplicar las formulaciones especificadas por el Eurocódigo 4 con el fin de evaluar la carga de diseño y comparar con la carga máxima procedente de los resultados del estudio paramétrico.

Con todo, el propósito de este capítulo es analizar la bondad de la estimación de la carga máxima determinada a través del método simplificado del Eurocódigo 4 en columnas de doble tubo rellenas con hormigones no contemplados en la normativa europea.

7.2. Método simplificado de cálculo del Eurocódigo 4

Eurocódigo 4 proporciona un método simplificado para predecir la capacidad máxima de columnas de carga centrada, haciendo uso de las curvas europeas de pandeo. En el caso de columnas excéntricas, se emplea un diagrama de interacción M-N seccional y un método de amplificación de momentos para tener en cuenta los efectos de segundo orden.

7.2.1. Limitaciones del Eurocódigo 4 adaptadas a columnas doble tubo

El campo de aplicación del método simplificado del Eurocódigo 4, adaptado a columnas doble tubo, está restringido a las siguientes condiciones:

- f) Las secciones deben ser doblemente simétricas y uniformes para toda la longitud de la columna.
- g) Las propiedades mecánicas de los materiales deben estar comprendidas entre los valores siguientes:
 - El límite elástico para tubos de acero (f_y), $f_y (MPa) \in [275 \div 460]$
 - La resistencia a compresión del hormigón (f_c^*), $f_c (MPa) \in [25 \div 50]$
- h) El factor de contribución del acero (δ), $\delta \in [0,2 \div 0,9]$, definido como:

$$\delta = (A_{so} \cdot f_{yo} + A_{si} \cdot f_{yi}) / N_{pl} \quad (7-1)$$

Donde:

N_{pl} es la resistencia plástica de la sección (sin confinamiento)

$$N_{pl} = A_{so} \cdot f_{yo} + A_{si} \cdot f_{yi} + A_{co} \cdot f_{co} + A_{ci} \cdot f_{ci} \quad (7-2)$$

* Es la resistencia característica a compresión de una probeta cilíndrica (f_{ck}). En el texto se ha omitido el subíndice k para mejorar la comprensión en las formulaciones.

Donde:

- A_{so} es el área de la sección del tubo exterior.
- f_{yo} es el límite elástico del tubo de acero exterior.
- A_{si} es el área de la sección del tubo interior.
- f_{yi} es el límite elástico del tubo de acero interior.
- A_{co} es el área de la sección del anillo de hormigón.
- f_{co} es la resistencia a compresión del anillo de hormigón.
- A_{ci} es el área de la sección del núcleo del hormigón.
- f_{ci} es la resistencia a compresión del núcleo de hormigón.

- i) El valor máximo de la esbeltez adimensional ($\bar{\lambda}$), definida como:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{N_{pl} / N_{cr}} \leq 2 \quad (7-3)$$

Donde:

- N_{pl} es la resistencia plástica de la sección (expresión 7-2)
- N_{cr} es el axil crítico elástico para modo de pandeo, definido como:

$$N_{cr} = \pi^2 (EI)_{eff} / L^2 \quad (7-4)$$

Donde:

- L es la longitud de efectiva de la columna.
- $(EI)_{off}$ es la rigidez eficaz a flexión.

$$(EI)_{eff} = E_s \cdot (I_{so} + I_{si}) + k_e (E_{co} \cdot I_{co} + E_{ci} \cdot I_{ci}) \quad (7-5)$$

Donde:

- E_s es el módulo de elasticidad del acero estructural (MPa).
- I_{so}, I_{si} , son los momentos de inercia de las secciones transversales de acero del tubo exterior y del tubo interior.
- k_e es el coeficiente de corrección adimensional (=0,6).

I_{co}, I_{ci} , son los momentos de inercia de las secciones transversales de del anillo y del núcleo de hormigón.

E_{co} , es el módulo secante del anillo de hormigón (MPa).

$$E_{co} = 22.000 \cdot (f_{co} / 10)^{0.3} \quad (f_{co} \text{ en MPa}) \quad (7-6)$$

E_{ci} , es el módulo secante del núcleo de hormigón (MPa).

$$E_{ci} = 22.000 \cdot (f_{ci} / 10)^{0.3} \quad (f_{ci} \text{ en MPa}) \quad (7-7)$$

j) El mínimo del espesor en secciones circulares se obtiene:

$$(D/t) \leq 90 \cdot (f_y / 235)^{0.5} \quad (7-8)$$

Donde:

D es el diámetro del tubo de acero (mm).

t es el espesor del tubo de acero (mm).

f_y es el límite elástico del tubo de acero (MPa).

El apartado 6.7.1 del Eurocódigo 4 recomienda que los efectos del pandeo local pueden despreciarse en una sección de acero si se cumple la expresión (7-8). De esta manera, se evita la presencia de inestabilidades locales en la sección ya que esta norma no contempla el cálculo de secciones de pared delgada (tipo 4).

Según el apartado 6.7.2 del Eurocódigo 4, si $\bar{\lambda} < 0,5$ y $e^* < 0,1$; en las columnas circulares rellenas de hormigón existe la posibilidad de aumentar la resistencia a compresión del hormigón debido al confinamiento del tubo de acero. Cabe recordar que en este trabajo de investigación la mejora de la resistencia del hormigón de las columnas analizadas no se tiene en cuenta porque el modelo constitutivo elegido tampoco lo considera. También, cabe mencionar que los factores de minoración de los materiales se consideraron de valor unidad.

* La excentricidad relativa $e' = e/D$, donde e es la excentricidad de la carga y D es el diámetro del tubo.

7.2.2. Resistencia de columnas comprimidas

La resistencia máxima de una columna comprimida es determinada de acuerdo con el apartado 6.7.3.5 del Eurocódigo 4, y ha de cumplir:

$$N_{Ed} \leq \chi \cdot N_{pl} \quad (7-9)$$

Donde:

N_{pl} es la resistencia plástica a compresión de la sección (expresión 7-2)

χ es el cociente de reducción, definido en el apartado 6.3.1.2 del Eurocódigo 3 (AENOR, 2013d), siendo su expresión:

$$\chi = 1 / (\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}) \quad (7-10)$$

Donde:

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (7-11)$$

$\bar{\lambda}$ es la esbeltez adimensional (expresión 7-3).

α es el coeficiente de imperfección.

El valor de α se extrae de la tabla 6.5 (apartado 6.7.3.5-Eurocódigo 4). Este factor depende de la forma geométrica de la sección transversal de la columna y de la cuantía mecánica de las armaduras que contenga la sección. También, en dicha cláusula es necesario elegir la curva de pandeo. Sin embargo, esta norma no contempla la configuración de secciones de doble tubo. Para solucionarlo, el tubo interior se considera como armadura, de acuerdo con Hassanein, M.F. *y col.* (2015) y Romero, M.L. *y col.* (2015); y se obtiene la cuantía correspondiente.

Es interesante señalar que, en la tabla de referencia para pilares mixtos de sección circular con una cuantía menor o igual del 3%, se utiliza la curva de pandeo “a”, donde $\alpha=0,21$. En cambio, si la cuantía es superior al 3%, pero menor o igual del 6%, se considera la curva “b” en la cual $\alpha=0,34$.

Las cuantías de las secciones de doble tubo, simuladas anteriormente, presentan los siguientes valores:

Tabla 7.1. Cuantías de las secciones del estudio paramétrico.

Id	Dimensiones (mm)					Cuantía	Curva pandeo	α	Imperfección
	D _o	t _o	D _i	t _i					
C31	208	3,5	118	7,0	7,7%	*	*	*	
C32	208	6,0	118	2,5	3,0%	a	0,34	L/300	
C41	300	5,0	170	7,5	5,8%	b	0,21	L/200	
C42	300	7,5	170	3,0	2,5%	a	0,34	L/300	

* **NOTA:** La cuantía de la sección C31 está fuera de los límites y su valor no está contemplado en el Eurocódigo 4. En este caso, se propone elegir los valores correspondientes de la curva de pandeo “b”.

7.2.3. Resistencia de columnas flexo-comprimidas

La resistencia de una columna flexo-comprimida se determinada de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 del Eurocódigo 4, y ha de cumplir:

$$M_{Ed} \leq \alpha_M \cdot M_{pl,N_{Ed}} \quad (7-12)$$

Donde:

α_M es un coeficiente adimensional ($\approx 0,9$ para acero de tipo S355).

$M_{pl,N_{Ed}}$ es la resistencia plástica a flexión obtenida en el diagrama de interacción M-N que depende del valor N_{Ed} (expresión 7-9).

M_{Ed} es el momento de la sección más desfavorable que tiene en cuenta las imperfecciones y efectos de segundo orden, y se define como:

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot (e + e_{imp}) \cdot k \quad (7-13)$$

Donde:

N_{Ed} es la resistencia máxima de la columna comprimida (expresión 7-9)
e es la excentricidad en los extremos de la columna

e_{imp} es la imperfección del elemento*. (tabla 6.5, apartado 6.7.3.5 del Eurocódigo 4).

***NOTA:** Con el mismo criterio que en pilares comprimidos, para secciones circulares y una cuantía $\leq 3\%$, la imperfección es $L/300$. Si la cuantía es $> 3\%$, pero $\leq 6\%$, la imperfección es $L/200$.

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} \geq 1 \quad (7-14)$$

Donde:

β es el factor de momento equivalente que depende de la distribución de momentos en extremos en la columna. (Para una distribución de momentos **uniforme**, $\beta=1,1$)

$N_{cr,eff}$ es el axil crítico de pandeo, definido en la expresión (7-4) con la siguiente modificación:

$$(EI)_{eff} = 0,9 \cdot [E_s \cdot (I_{so} + I_{si}) + 0,5 \cdot (E_{co} \cdot I_{co} + E_{ci} \cdot I_{ci})] \quad (7-15)$$

Para construir el diagrama de interacción M-N simplificado se utilizan cuatro puntos clave (A, B, C y D) donde la fibra neutra va cambiando (figura 7-1). Para cada punto, se obtiene la posición de la fibra neutra y se equilibra la sección. Según el apartado 6.7.3.2 del Eurocódigo 4, para realizar el diagrama M-N simplificado la zona traccionada de la sección de hormigón no se considera, es decir, la resistencia a tracción del hormigón se desprecia.

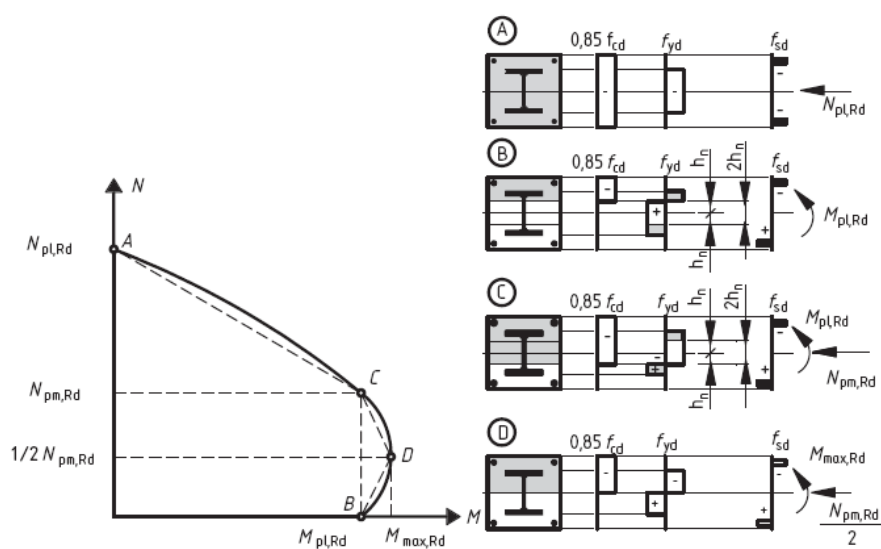


Figura 7-1. Diagrama de interacción simplificada M-N y sus distribuciones de tensiones correspondientes (AENOR, 2013d)

7.3. Comparativa de resultados

A continuación, se procede al cálculo de la resistencia máxima en columnas de doble tubo con carga centrada y excéntrica de los 864* casos del estudio paramétrico, aplicando el método simplificado de cálculo del Eurocódigo 4 descrito anteriormente. Y, a posteriori, se realizará una comparativa de los resultados numéricos con los calculados por la norma europea. De este modo, se podrá conocer el error y el grado de precisión de las fórmulas propuestas por el Eurocódigo 4 cuando se aplican a columnas de doble tubo rellenas de hormigón.

También, se examina con detalle las posibles tendencias de la comparativa de resultados en relación con las variables analizadas en el estudio paramétrico (excentricidad relativa, esbeltez adimensional, resistencia a compresión del hormigón del anillo y del núcleo; y distribución de espesores de la sección), con el propósito sugerir posibles recomendaciones de diseño en columnas mixtas de doble tubo.

7.3.1. Columnas con carga centrada

Después de calcular la carga máxima, utilizando el Eurocódigo 4, en los 288 casos de columnas centradas, se realiza la comparativa con los valores numéricos. Para evaluar el ajuste de la simulación numérica frente al método de cálculo del Eurocódigo 4, se comparan las cargas máximas obtenidas de ambas fuentes y se determina el error. En este caso, el índice de error (ξ_{N-Ec4}) se define como la ratio entre la carga máxima obtenida del modelo numérico (N_{NUM}) y la carga máxima proporcionada por el Eurocódigo 4 (N_{Ec4}).

$$\xi_{N-Ec4} = \frac{N_{NUM}}{N_{Ec4}} \quad (7-16)$$

La expresión (7-16), además de conocer la bondad del ajuste entre los valores numéricos y los obtenidos por la normativa, proporciona información acerca de la seguridad en las simplificaciones utilizadas en el Eurocódigo 4. Si el valor de $\xi_{N-Ec4} > 1$, la estimación de la carga máxima está por el lado de la seguridad (porque $N_{Ec4} < N_{NUM}$). En caso contrario, la aproximación proporcionada por el

* Se recuerda que el número total de simulaciones es 972, de las cuales 864 son de doble tubo y el resto, 108, son de un tubo.

Eurocódigo 4 no es segura porque sobrestima el valor de la carga máxima, obtenida numéricamente.

La figura 7-2 compara los 288 valores de carga máxima obtenidos del procedimiento numérico frente a los proporcionados por el Eurocódigo 4 en las cuatro secciones analizadas en el capítulo anterior (C31, C32, C41 y C42). En ella, se observa que la mayor parte de los valores están dentro de un margen de error de $\pm 15\%$. El valor medio de la ratio es **1,09** y la desviación típica es **0,11**; lo cual quiere decir que la predicción del Eurocódigo 4 en columnas centradas de doble tubo es adecuada, aunque con cierto grado de dispersión. De hecho, el 22% de los casos comparados proporcionan $\xi_{N-Ec4} < 1$, lo que significa predicciones no seguras, mientras que en el 78% de los casos, el método simplificado de Eurocódigo 4 proporciona valores de N_{max} más pequeños que los numéricos, por tanto, las predicciones son seguras.

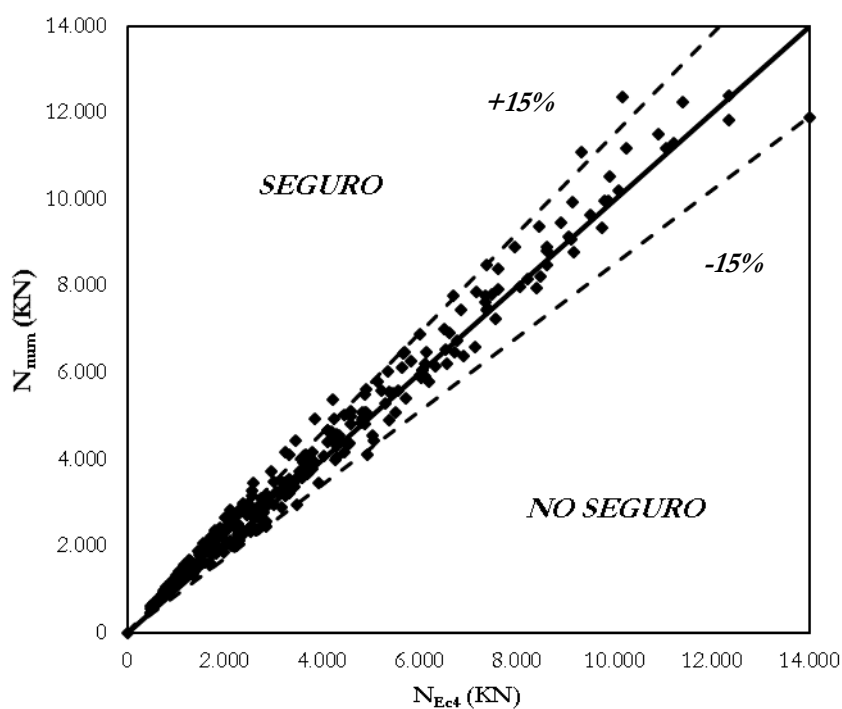


Figura 7-2. Representación de valores N_{num} y N_{Ec4} en columnas centradas.

7.3.1.1. Esbeltez

La figura 7-3 representa los resultados del error en función de la esbeltez adimensional. En ella, se observa que para un rango de $0,2 \leq \lambda \leq 1$, la línea promedio del error presenta una horizontalidad casi perfecta, por encima y próxima a 1. Por lo que se puede considerar que la estimación de la carga del Eurocódigo 4 es apropiada y ajustada. En cambio, para elementos muy esbeltos ($1,5 \leq \lambda \leq 2$), la norma proporciona valores adecuados, pero muy conservadores.

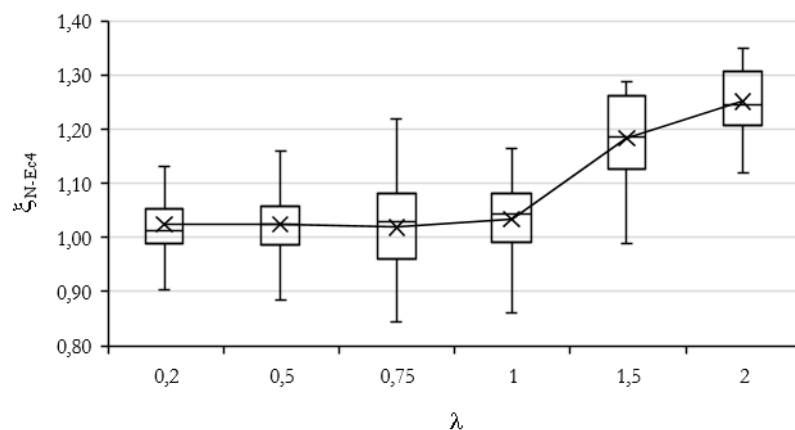


Figura 7-3. Valores de ξ_{N-Ec4} , agrupados por esbelteces en columnas centradas.

7.3.1.2. Tipo de sección

La figura 7-4 representa el error obtenido, agrupados por secciones, de la comparativa de los valores numéricos frente a los del Eurocódigo 4. En general, los resultados de ξ_{N-Ec4} están por el lado de la seguridad, ya que menos del 25% de los valores en cada sección está por debajo de 1, lo que indica que las predicciones del Eurocódigo 4 son seguras independientemente del tamaño de la sección o de la distribución de espesores. La distribución de los resultados en todas las secciones es asimétrica por la izquierda, por tanto, los valores están acumulados en torno a un valor de 1,05. Las secciones con distribución *grueso-fino* (C32 y C42) destacan por una menor dispersión debido a que la media, la mediana y los percentiles está relativamente más próximos entre sí, comparadas con las secciones *fino-grueso* (C31 y C41).

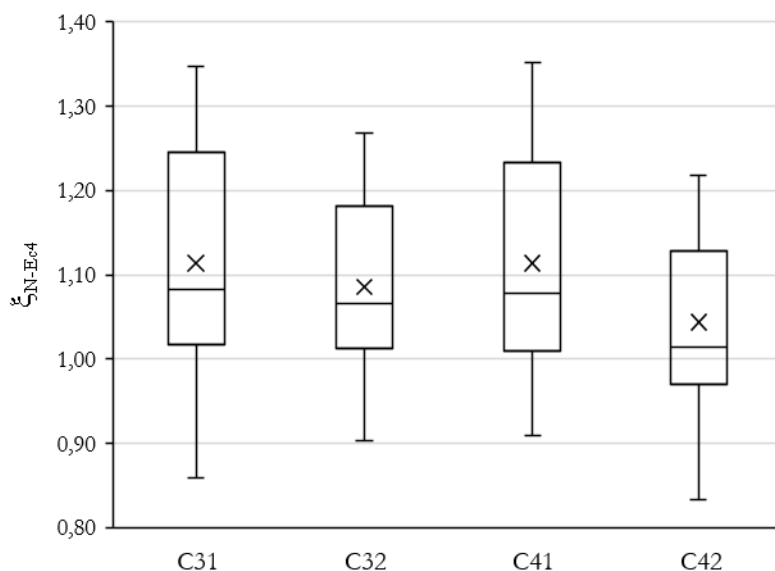


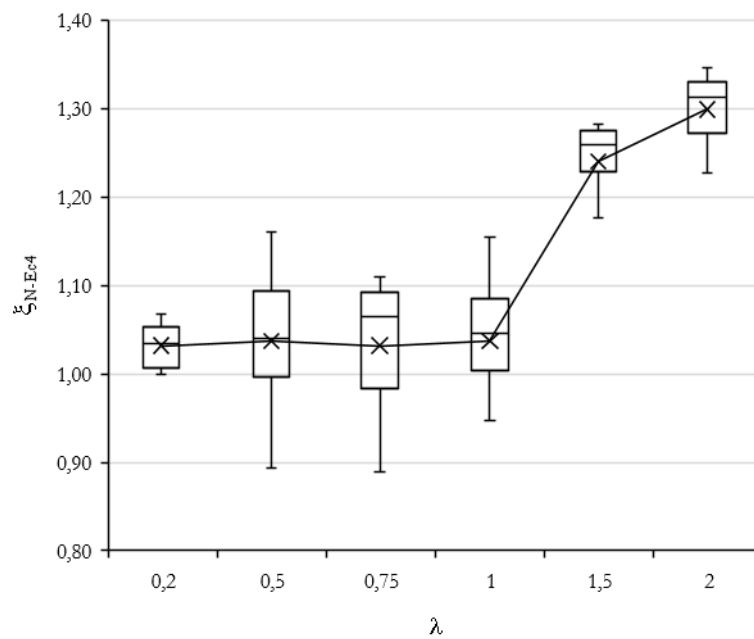
Figura 7-4. Valores de ξ_{N-Ec4} agrupados por secciones en columnas centradas.

NOTA: C31 y C41: *fino-grueso* - C32 y C42: *grueso-fino*

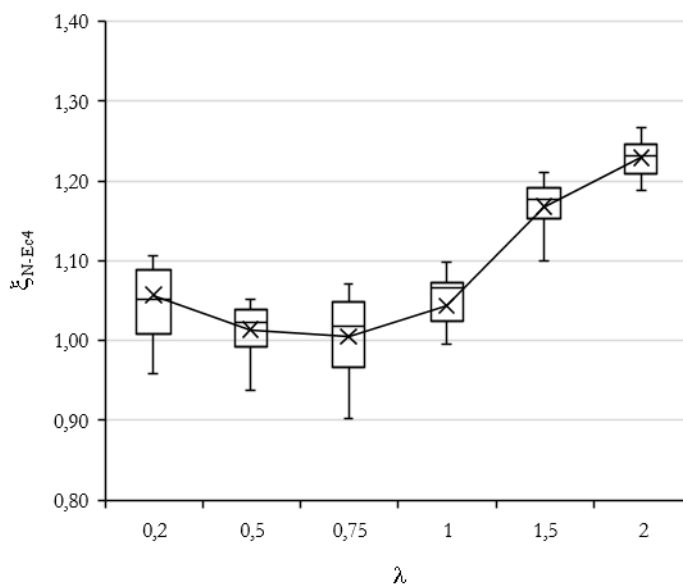
7.3.1.3. Esbeltez por tipo de sección

La figura 7-5 representa, para cada sección, las predicciones agrupadas por esbelteces. Se observa que en elementos muy esbeltos ($\bar{\lambda} \geq 1,5$), los valores no tienen mucha dispersión, aunque los valores estimados por Eurocódigo 4 son mucho más pequeños que los obtenidos numéricamente; por tanto, la predicción de la carga máxima está por el lado de la seguridad. Este hecho sugiere que las expresiones del Eurocódigo 4 proporcionan predicciones muy conservadoras.

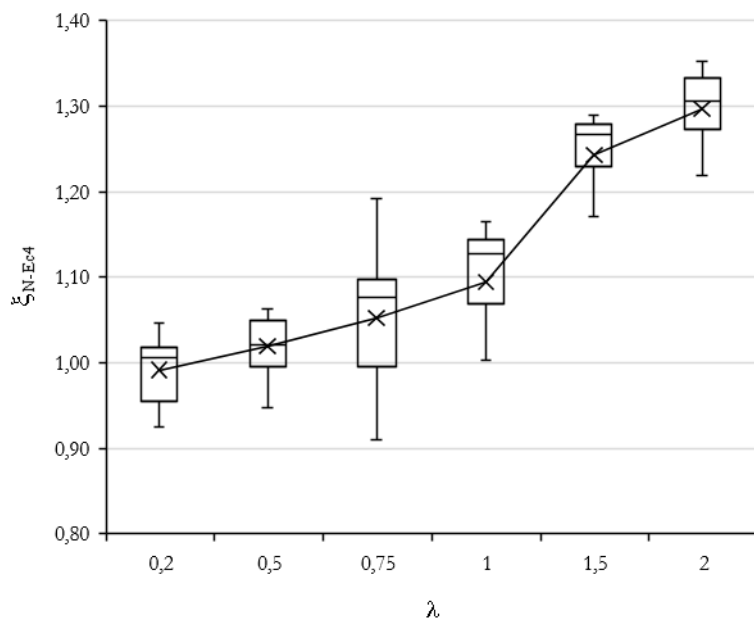
Para esbelteces comprendidas entre $0,75 \leq \bar{\lambda} \leq 1$, las predicciones siguen siendo seguras, con una dispersión aceptable y próximas a las obtenidas en el modelo numérico. Para el rango de esbelteces pequeñas ($0,2 \leq \bar{\lambda} \leq 0,5$), todas las secciones presentan estimaciones seguras y con valores próximos a los obtenidos numéricamente, sobretodo, para $\bar{\lambda} = 0,2$. Para $\bar{\lambda} = 0,5$; no se encontró un comportamiento común de los valores para todas las secciones. El hecho que para $\bar{\lambda} = 0,2$ presente un buen ajuste y una dispersión aceptable, para todas las secciones, se debe a no considerar el aumento de la resistencia del hormigón por el confinamiento en el modelo constitutivo ni en las fórmulas del Eurocódigo 4.



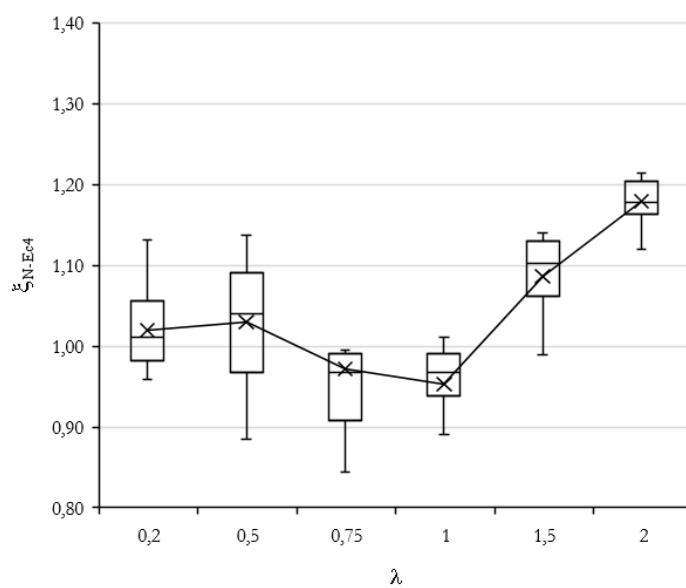
a) C31 (*fino-grueso*)



b) C32 (*grueso-fino*)



c) C41 (fino-grueso)



d) C42 (grueso-fino)

Figura 7-5. Valores de ξ_{N-Ec4} agrupados por sección y esbeltez en columnas centradas.

7.3.1.4. Combinaciones de f_{co} - f_{ci}

La figura 7-6 muestra la tendencia de los resultados del error agrupados por las combinaciones entre la resistencia de hormigón del anillo y del núcleo (f_{co} - f_{ci}). Se observa que en columnas con el núcleo sin rellenar presentan mayor dispersión. El valor medio de todas las combinaciones está situado, aproximadamente, en rango entre 1,03 y 1,13. Dicho valor se estabiliza cuando se emplean hormigones en el anillo de HSC y UHSC, lo cual confirma el comentario anterior (a mayor resistencia en el anillo, mejor predicción). La línea de tendencia manifiesta un aumento del índice de error, conforme aumenta la resistencia en el anillo, pero sólo hasta NSC. Si el relleno del núcleo es HSC y UHSC, las predicciones disminuyen. En general, las predicciones de la carga axial realizadas por el Eurocódigo 4 son aceptables y seguras, independientemente de la resistencia a compresión del hormigón.

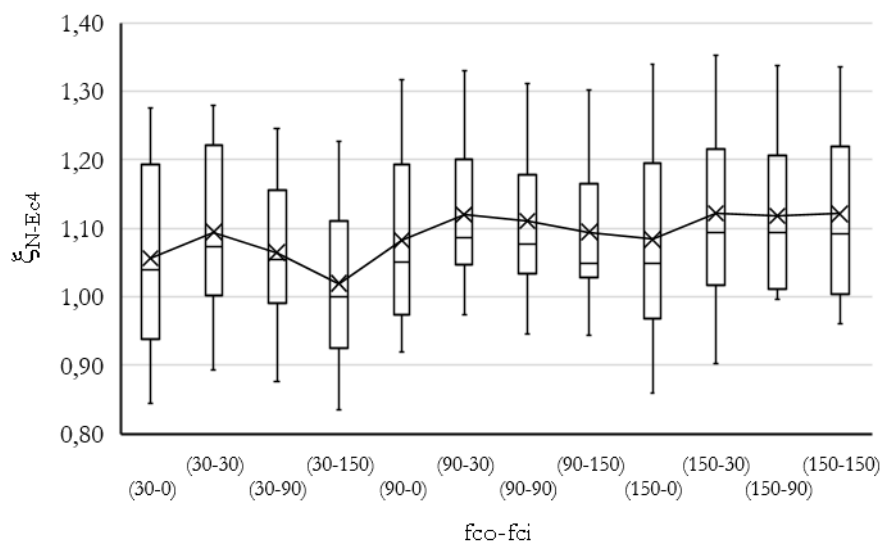


Figura 7-6. Valores de ξ_{N-Ec4} agrupados por combinación de f_{co} - f_{ci} .

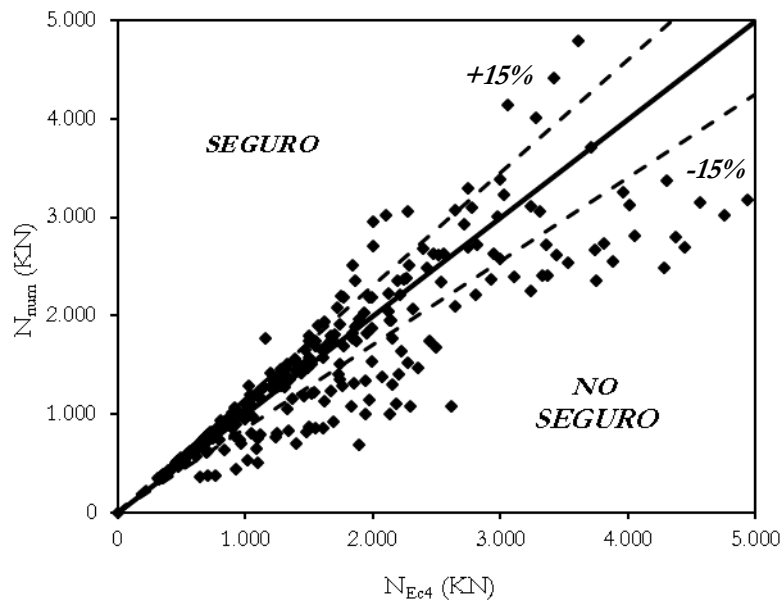
7.3.2. Columnas con carga excéntrica

El número de columnas con carga excéntrica es de 576, de las cuales 288 poseen una excentricidad relativa de 0,25 y, las otras restantes, de 0,50. Para cada conjunto, se efectúa el cálculo por el método del Eurocódigo 4 de la carga máxima para elementos flexo-comprimidos y, a continuación, se procede a comparar con los resultados numéricos.

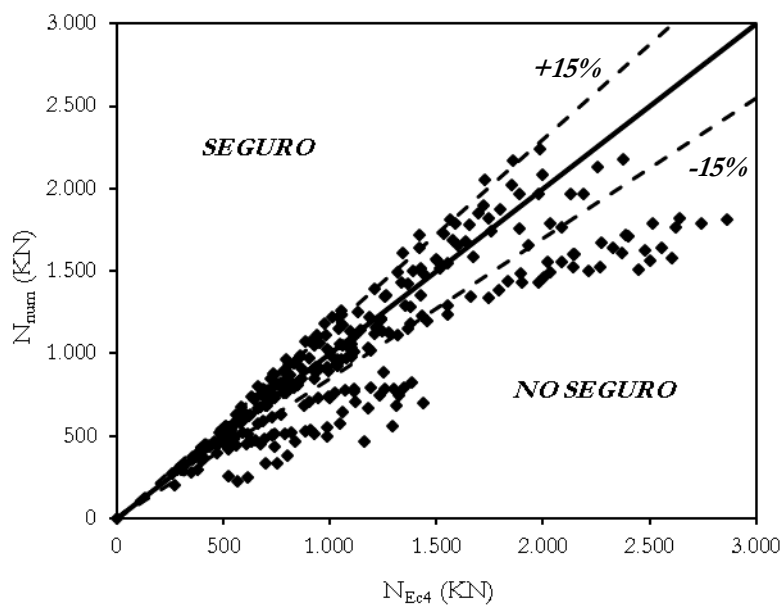
Mediante la expresión (7-16) del apartado anterior, se determina el error (ξ_{N-Ec4}) entre la carga máxima obtenida numéricamente y la carga máxima estimada por el Eurocódigo 4. Manteniendo el mismo criterio, si $\xi_{N-Ec4} > 1$ significa que los valores proporcionados por el Eurocódigo 4 son más pequeños que los obtenidos numéricamente ($N_{Ec4} < N_{NUM}$) y se puede considerar que la estimación de la carga es segura. En caso contrario, las predicciones de la normativa no son seguras porque sobrestiman el valor de N_{max} , comparado con el valor numérico.

La figura 7-7-a muestra los resultados de carga máxima de los casos numéricos y los obtenidos del Eurocódigo 4 de las columnas con excentricidad relativa $e'=0,25$ y la figura 7-7-b representa los resultados de carga máxima de las columnas con excentricidad con $e'=0,50$.

A la vista de los resultados, en ambas comparativas se observa una cantidad de valores fuera del margen de error $\pm 15\%$ y una nube de puntos más dispersa comparando con las columnas centradas (figura 7-2). El valor medio de ξ_{N-Ec4} para $e'=0,25$ es de 0,94 y la desviación típica fue 0,22. El promedio del error para $e'=0,50$ es de 0,91 y la desviación típica 0,20. Estos resultados demuestran que, en el caso de columnas con excentricidad, las expresiones para calcular la carga máxima de elementos flexo-comprimidos del Eurocódigo 4 no son seguras.



a) $e'=0,25$



b) $e'=0,50$

Figura 7-7. Representación de valores de N_{NUM} y N_{Ec4} en columnas excéntricas.

7.3.2.1. Esbeltez

En la figura 7-8-a-b, se representa del error obtenido en columnas con $e'=0,25$ y $0,50$ en función de la esbeltez adimensional. Para ambas excentricidades, se destaca la enorme dispersión de los resultados para un rango de esbelteces pequeñas ($0,2 \leq \lambda \leq 0,5$). En cambio, para elementos esbeltos y muy esbeltos ($0,75 \leq \lambda \leq 2$), la norma proporciona valores menos dispersos. No obstante, en cualquiera de los casos, los resultados están por debajo de uno y, por ello, las estimaciones no son seguras.

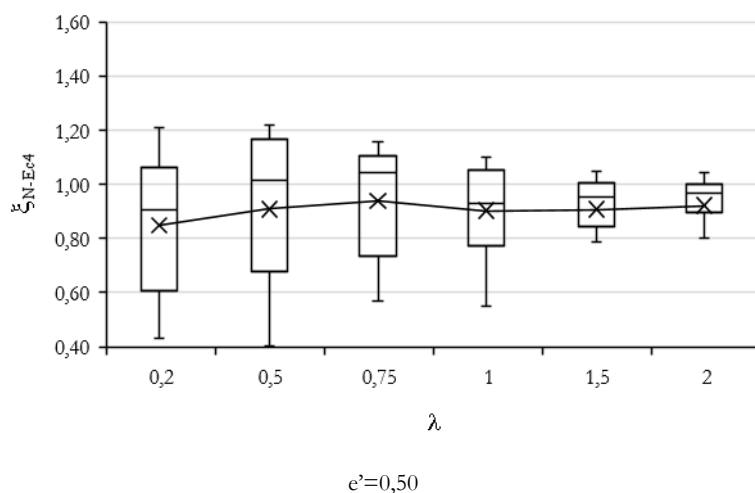
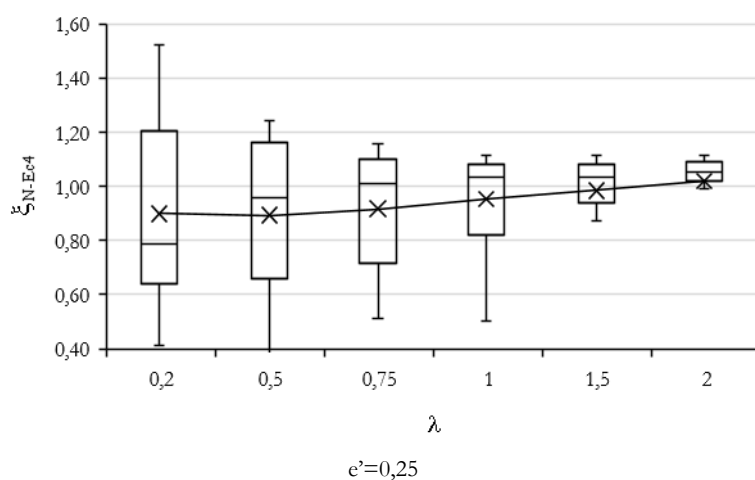


Figura 7-8. Valores de ξ_{N-Ec4} agrupados por esbelteces en columnas excéntricas.

7.3.2.2. Tipo de secciones

La figura siguiente representa el error, agrupado por secciones, en columnas con excentricidad relativa 0,25 (figura 7-9-a) y 0,50 (figura 7-10-b). En ambos casos, los resultados de la dispersión de la línea promedio son muy similares. En ambas, se observa que los valores de ξ_{N-Ec4} de la sección C32 (*fino-grueso*) son más dispersos que las otras secciones y las secciones de mayor diámetro (C41 y C42) ofrecen una menor dispersión en las estimaciones de la carga máxima.

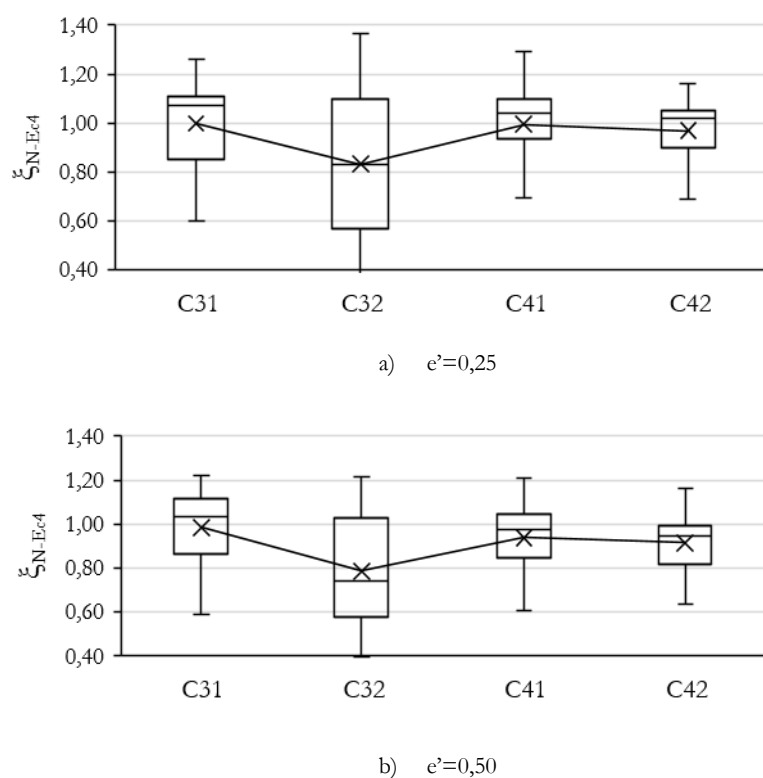
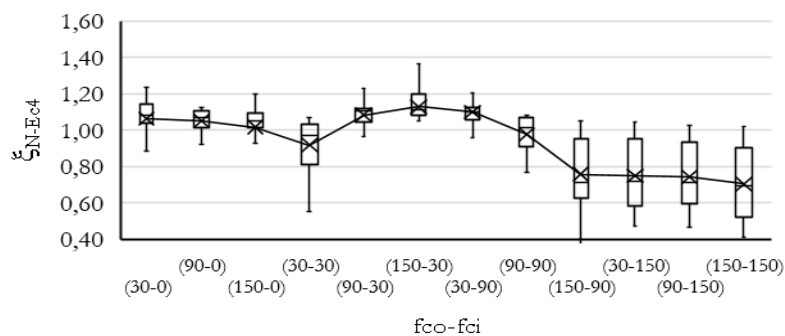


Figura 7-9. Valores de ξ_{N-Ec4} , agrupados por secciones, en columnas excéntricas.

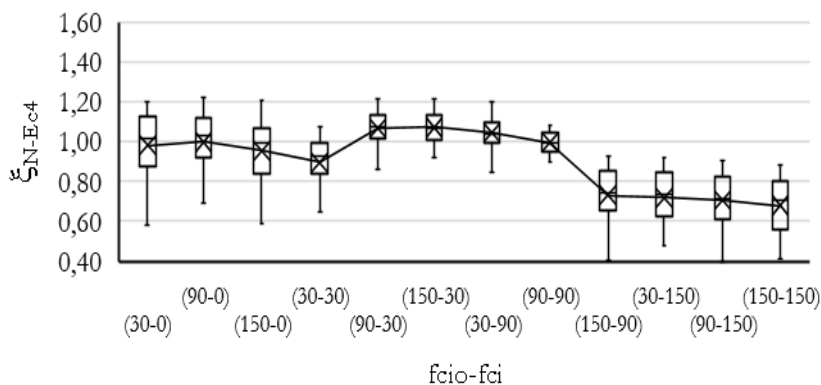
La agrupación de valores por esbelteces para cada sección se omite porque no aporta información adicional a lo descrito en párrafos precedentes. Por otro lado, sí es interesante la representación del índice de error en función de todas las combinaciones resistencias de hormigón del anillo y del núcleo ($f_{co}-f_{ci}$). Para ello, se utiliza figura 7-10, donde se muestran los resultados para cada excentricidad.

7.3.2.3. Combinaciones de $f_{co}-f_{ci}$

La trayectoria de la línea de tendencia promedio es muy similar en ambas situaciones (figura 7-10-a y 7-10-b). Es destacable que, las estimaciones, al rellenar el núcleo con hormigón HSC o UHSC independientemente de la clase resistente en el anillo, no son seguras. Sin embargo, aquellas predicciones con hormigón NSC en el núcleo son seguras. De hecho, las columnas sin hormigón o con NSC en el núcleo proporcionan valores seguros y con muy poca dispersión para cualquier resistencia en el anillo. Por lo tanto, en columnas excéntricas la resistencia del anillo no parece afectar los valores de carga máxima obtenidos del Eurocódigo 4, en cambio, la resistencia del núcleo condiciona fuertemente la predicción de la norma, sobre todo cuando se utiliza UHSC.



a) $e'=0,25$



b) $e'=0,50$

Figura 7-10. Valores de ξ_{N-Ec4} con las combinaciones $f_{co}-f_{ci}$ en columnas excéntricas.

7.4. Conclusiones

En relación a los resultados obtenidos de aplicar el método simplificado del Eurocódigo 4 en columnas centradas y excéntricas de doble tubo y, después de compararlos con los resultados procedentes de las simulaciones numéricas, cabe señalar que, dependiendo de la excentricidad de la columna, las predicciones de la norma pueden resultar inseguras.

En este sentido, en las columnas sin excentricidad, se obtiene un índice de error mayor que uno (1,09) y una dispersión aceptable (0,12), por lo tanto, las predicciones realizadas por el Eurocódigo 4 en elementos centrados son adecuadas.

En cuanto al conjunto de variables analizadas, lo más destacable en columnas centradas es la esbeltez, la distribución de espesores y la resistencia del hormigón. La influencia de la esbeltez ajusta muy bien las predicciones cuando la columna es corta o esbelta ($0,5 \leq \lambda \leq 1$). En cambio, en columnas muy esbeltas ($\lambda \geq 1,5$), la estimación de la resistencia del Eurocódigo 4 es muy conservadora.

Por otro lado, el error es muy sensible a la resistencia del núcleo. Cuando se rellena con NSC, el índice del error parece aumentar; por el contrario, si se rellena con hormigón HSC o UHSC se consigue disminuir el error de la predicción. En cuanto al hormigón del anillo, parece no influir mucho en las predicciones. Únicamente, cuando se utiliza hormigón UHSC el error cometido se mantiene constante, aunque se varíe el hormigón del núcleo. En cuanto a la comparativa de las secciones, aquellas clasificadas como *grueso-fino* proporcionan mejor ajuste en la estimación de la carga.

Por último, es interesante recordar que el método simplificado aplicado a columnas excéntricas no es seguro. Cuando la excentricidad aparece en la columna, la ratio que se obtiene es menor que uno. De hecho, el aumento de la excentricidad conlleva a índices de error más alejados de uno y, además, con mayor dispersión en la predicción de la resistencia de la columna.

Capítulo 8

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En este capítulo, se presenta las principales conclusiones que se han obtenido a lo largo del desarrollo de la tesis. Se describen las aportaciones originales y se trazan las posibles líneas de investigación en columnas de doble tubo.

8.1. Conclusiones generales

Mediante un estudio numérico, en esta tesis se ha investigado el comportamiento mecánico de las columnas de doble tubo rellenas de hormigón sometidas a cargas centradas y excéntricas de momento uniforme.

El modelo tridimensional de elementos finitos se ha desarrollado de forma correcta, a través de un análisis de sensibilidad de las principales variables. La precisión del modelo numérico se ha verificado por medio de ensayos experimentales propios, mostrando una respuesta realista del comportamiento mecánico de columnas circulares de doble tubo rellenas de hormigón normal y de ultra alta resistencia, con o sin carga excéntrica.

La validación del modelo numérico ha servido para desarrollar un estudio paramétrico, cuyos resultados se han aprovechado para comparar con el método del Eurocódigo 4-parte 1.1, aplicado a este tipo de columnas mixtas.

Con dicha información, se ha llegado a conclusiones de diseño en relación a la distribución de espesores de los tubos de acero y a la utilización de la resistencia del hormigón dentro de la sección.

En conclusión, se puede deducir que el objetivo general de esta tesis, junto con sus objetivos particulares, han sido suficientemente cubiertos en este trabajo.

8.2. Conclusiones particulares

De la revisión y actualización bibliográfica realizada, se desprendieron estas necesidades:

- Desarrollar un modelo que recoja las particularidades producidas por las columnas de doble tubo de acero rellenas de hormigón con carga centrada y excéntrica.
- Conocer qué variables y cómo condicionan el comportamiento mecánico de las columnas de doble tubo.
- Analizar el comportamiento del hormigón UHSC en columnas mixtas.

Por tanto, el trabajo bibliográfico ha consistido en recabar información de aquellas variables internas más importantes para el desarrollo del modelo. Las variables como: el modelo constitutivo uniaxial del material, el criterio de plasticidad, la imperfección inicial, la interacción acero-hormigón o el tamaño de malla han sido, con diferencia, las que más han condicionado la respuesta de la misma.

De la parte numérica y, en relación a la campaña experimental de las columnas de doble tubo, las conclusiones alcanzadas son:

- El modelo numérico está suficientemente validado y contrastado a partir de los ensayos experimentales realizados para predecir la respuesta no lineal de columnas circulares esbeltas de doble tubo rellenas de hormigón normal y de ultra resistencia sometidas a compresión y flexo-compresión.
- El modelo ha proporcionado un buen ajuste en la predicción de la respuesta mecánica en virtud de la comparativa con la campaña experimental.
- El modelo ha facilitado el análisis de las etapas de comportamiento de las columnas esbeltas de doble tubo hasta el colapso de la misma. Ésta puede ser dividida en tres etapas (rama ascendente, carga pico y rama descendente), de acuerdo con la evolución de la carga axial en el proceso de interacción entre el acero y el hormigón.
- El modelo proporciona información de cómo se produce el reparto de carga a través de los diferentes materiales de la sección.

De la validación del modelo, efectuado mediante análisis de sensibilidad, se infieren las siguientes deducciones:

- Para el hormigón, el modelo constitutivo uniaxial a compresión propuesto por Tao, Z. y col. (2013), con la adaptación del módulo secante del hormigón del Eurocódigo 2 (AENOR, 2013a), ha sido el que mejor respuesta ha proporcionado para cualquier clase resistente de hormigón, incluso para UHSC.

- Para el acero, el modelo constitutivo de Menegotto, M. y Pinto, P.E. (1973), acotado al límite de rotura del material, ha proporcionado el mejor ajuste.
- El modelo de plasticidad de Drucker-Prager ha demostrado ser adecuado y robusto para simular el comportamiento de los hormigones UHSC en columnas esbeltas centradas.
- El modelo de plasticidad *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) ha mostrado robustez y fiabilidad ante los casos excéntricos, incluso con hormigón UHSC.
- La imperfección geométrica inicial $L/1000$ ha sido la más afín a la respuesta experimental de columnas esbeltas.
- El tamaño de malla de 20mm ha sido suficiente para no elevar el coste computacional de la simulación y proporcionar una precisión suficiente en la respuesta del modelo.
- El coeficiente de fricción de Coulomb no ha influido en la respuesta de la misma.

Del estudio paramétrico, desarrollado para conocer la influencia de las variables (excentricidad relativa (e/D), esbeltez adimensional (λ), resistencia del anillo (f_{co}) y del núcleo (f_{ci}); y distribución de espesores de la sección de acero) sobre los parámetros mecánicos (carga máxima (N_{max}), índice de resistencia (SI), índice de contribución del acero y hormigón interior (CSCR) e índice de contribución del hormigón interior (CCR)), se desprenden las siguientes conclusiones:

- Respecto de la carga máxima (N_{max}):
 - Obviamente, el aumento de la esbeltez y de la excentricidad influyen inversamente.
 - Para columnas con excentricidad elevada ($e/D > 0,25$); no se recomienda utilizar HSC o UHSC porque no mejoran la capacidad portante.

- El uso de HSC o UHSC en el anillo en columnas centradas proporciona un incremento importante de carga. En los casos excéntricos se produce una mejora, pero no es tan ventajosa.
 - El uso de HSC o UHSC en el núcleo en columnas centradas no produce una mejora tan significativa como el anillo. Si hay excentricidad, el uso es menos recomendable por la escasa mejoría.
 - Si la excentricidad es muy elevada y, se suman a los efectos de segundo orden por la esbeltez, el aumento de la resistencia del hormigón en la sección no podrá contrarrestar todos los esfuerzos internos y la mejora no será apreciable. En ese caso, se recomienda estudiar en detalle el rango de otras variables.
 - La elección de una distribución de espesores en la sección del tipo *grueso-fino* o *fino-grueso* no es un problema trivial. Depende de varios factores relacionados entre sí, como la resistencia del hormigón anillo, la resistencia del núcleo y del índice de confinamiento.
 - En columnas centradas, si el tubo interior está sin relleno o con hormigón NSC, la distribución de espesores en la sección del doble tubo más favorable es *grueso-fino*. Si se dispone de una resistencia del hormigón en el núcleo de HSC o UHSC, entonces es más recomendable una distribución de espesores *fino-grueso*.
- Respecto al índice de resistencia (SI):
 - El aumento de la excentricidad influye proporcionalmente en SI porque los efectos de segundo orden, generados por los momentos de segundo orden tienen un peso relativo menor que el efecto generado por los momentos de primer orden.
 - En columnas centradas con $\lambda \leq 1$ se observa que están por debajo de la curva de pandeo “b”, independientemente de la resistencia del hormigón de la sección. Para $\lambda > 1$, las columnas están por encima de la curva de pandeo “b”.
 - El comportamiento de las columnas centradas se corresponde con la curva europea de pandeo "b", por lo que se recomienda su

utilización en los códigos de diseño hasta una cuantía del tubo interior del 6%.

- El valor de la resistencia del hormigón del anillo y del núcleo no son influyentes en columnas centradas ni en excéntricas.
- Los parámetros de rendimiento mecánico CSCR y CCR aportan información muy útil en el diseño de columnas de doble tubo.
- Respecto al índice de contribución del acero y del hormigón interior(CSCR):
 - Con excentricidad elevada ($e/D > 0,25$), no se consigue incrementar este índice.
 - En columnas centradas, con hormigón en el núcleo y $\lambda \geq 0,5$ se produce mejoría de CSCR.
 - En general, aumentar la resistencia del hormigón del anillo y del núcleo proporciona mayores índices.
 - En columnas sin hormigón en el núcleo (CFDSS'T), se obtiene un índice próximo a uno, lo que significa que la sección de doble piel es más eficiente económicamente que la convencional de un tubo (CFST), porque resiste el mismo axil, tiene la misma cantidad de acero, pero menos hormigón y, por tanto, la columna tendrá menor peso.
- Respecto al índice de contribución del hormigón del tubo interior (CCR):
 - Con excentricidad elevada ($e/D > 0,25$), no se produce mejoría.
 - La esbeltez no condiciona este índice.
 - El aumento de la resistencia del hormigón del anillo no influye en el índice si la sección es *fino-grueso*. En cambio, si la sección es *grueso-fino*, este índice disminuye.

Del estudio comparativo con el Eurocódigo 4, las conclusiones alcanzadas en columnas de doble tubo, son:

- En columnas centradas:
 - El método simplificado es adecuado ya que proporciona valores adecuados. Si $\lambda \leq 1$, la resistencia de la columna se obtiene con cierta precisión. En cambio, para columnas muy esbeltas, las estimaciones de la carga son muy conservadoras.
 - En la elección de la curva europea, se recomienda emplear la curva “b” para cuantías inferiores al 6%. En caso de cuantías mayores, se recomienda emplear la curva “c”.
 - Las secciones *grueso-fino* proporcionan mejores estimaciones que las secciones *fino-grueso*. En todo caso, ambas estimaciones son adecuadas.
 - En general, el uso de hormigones HSC o UHSC proporciona estimaciones de la resistencia del lado de la seguridad. La predicción se mejora utilizando alta resistencia en el anillo.
- Columnas excéntricas:
 - En general, el método simplificado no es seguro y no se recomienda su uso.
 - Sólo cuando el núcleo se rellena con NSC, las predicciones son adecuadas.

8.3. Aportaciones originales

- Se ha desarrollado un modelo numérico tridimensional que proporciona información realista sobre el comportamiento mecánico de columnas de doble tubo rellenas de hormigón, sobre todo con UHSC.
- El primer paso de esta investigación ha sido conseguir una validación ajustada y precisa, adecuada para columnas centradas y excéntricas.
- En base a esto, se ha desarrollado un extenso estudio paramétrico que ha complementado los ensayos experimentales realizados en el seno del grupo de investigación, integrando los resultados iniciales y permitiendo extender las conclusiones alcanzadas. Además, ha permitido conocer variables en la respuesta y ha proporcionado luz al método de cálculo del Eurocódigo 4, al aplicarlo a columnas mixtas de doble tubo con hormigón UHSC.

8.4. Futuras investigaciones

Después de analizar los resultados de esta investigación y en virtud de la extensión del problema estudiado, sería conveniente realizar:

- Un estudio del confinamiento en la interfaz del núcleo con el tubo interior, así como su evolución durante el proceso de carga para poder conseguir un único modelo de plasticidad válido para columnas centradas y excéntricas.
- Un estudio comparativo de resultados al escoger la curva de pandeo “c” para cubrir el caso de obtener una cuantía fuera los límites marcados por el Eurocódigo 4.
- Un estudio de la rigidez efectiva a flexión $(EI)_{\text{eff}}$ y su influencia en la resistencia de columnas excéntricas del Eurocódigo 4.
- Una campaña experimental de columnas centradas y excéntricas con $\lambda \leq 0,5$ para comprobar la validez del modelo numérico en columnas cortas de doble tubo.
- Un nuevo estudio paramétrico manteniendo como variable fija la longitud del elemento, en lugar de la esbeltez. Esto permitiría alcanzar conclusiones relativas a recomendaciones de utilización de esta tipología en diseños reales de edificios donde la altura suele ser una variable determinada.

REFERENCIAS
BIBLIOGRÁFICAS

- ABAQUS 2014. *ABAQUS. 2014. ABAQUS/Standard Version 6.14 User's Manual: Volumes I-III.* , Pawtucket, Rhode Island, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.
- ACI 2010. *Report on High-Strength Concrete (ACI 363R-10)* Farmington Hills, MI : ACI, 2010.
- ACI 2011. *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11)* Farmington Hills, MI, American Concrete Institute.
- AENOR 2007. *UNE-EN 10219-2: Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino. Parte 2: Tolerancias, dimensiones y propiedades de sección*, Madrid, AENOR.
- AENOR 2010. *UNE-EN ISO 6892-1: Materiales metálicos. Ensayo de tracción. Parte 1: Método de ensayo temperatura ambiente*, Madrid, AENOR.
- AENOR 2013a. *UNE-EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 : Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1, Reglas generales y reglas para edificación*, Madrid, AENOR.
- AENOR 2013b. *UNE-EN 1993-1-1: Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios*, Madrid, AENOR
- AENOR 2013c. *UNE-EN 1993-1-5: Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-5: Placas planas cargadas en su plano*, Madrid, AENOR
- AENOR 2013d. *UNE-EN 1994-1-1: Eurocódigo 4 : Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 1-1, Reglas generales y reglas para edificación*, Madrid, AENOR.
- An, Y.-F., Han, L.-H. y Zhao, X.-L. 2012. Behaviour and design calculations on very slender thin-walled CFST columns. *Thin-Walled Structures*, 53, 161-175.
- Binici, B. 2005. An analytical model for stress–strain behavior of confined concrete. *Engineering Structures*, 27, 1040-1051.
- Carrasquillo, R. L., Nilson, A. H. y Slate, F. O. 1981. Properties of High Strength Concrete Subjectto Short-Term Loads. *Journal ACI*, 78-14, 171-177.
- Chen, J., Ni, Y.-Y. y Jin, W.-l. 2015. Column tests of dodecagonal section double skin concrete-filled steel tubes. *Thin-Walled Structures*, 88, 28-40.
- Elchalakani, M., Zhao, X.-L. y Grzebieta, R. 2002. Tests on concrete filled double-skin (CHS outer and SHS inner) composite short columns under axial compression. *Thin-Walled Structures*, 40, 415-441.

- Espinos, A., Romero, M. L., Serra, E. y Hospitaler, A. 2015a. Circular and square slender concrete-filled tubular columns under large eccentricities and fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 110, 90-100.
- Espinos, A., Romero, M. L., Serra, E. y Hospitaler, A. 2015b. Experimental investigation on the fire behaviour of rectangular and elliptical slender concrete-filled tubular columns. *Thin-Walled Structures*, 93, 137-148.
- Espinós Capilla, A. 2012. *Numerical analysis of the fire resistance of circular and elliptical slender concrete filled tubular columns*. Doctoral Thesis, Universitat Politècnica de València.
- Essopjee, Y. y Dundu, M. 2015. Performance of concrete-filled double-skin circular tubes in compression. *Composite Structures*, 133, 1276-1283.
- fib 2013. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA.
- Galambos, T. V. 1988. *Guide to stability design criteria for metal structures*, New York [etc.], New York etc. : John Wiley & Sons.
- Galambos, T. V. y Surovek, A. E. 2008. *Structural Stability of Steel: Concepts and Applications for Structural Engineers*, Wiley.
- Hajjar, J. y Gourley, B. 1996. Representation of Concrete-Filled Steel Tube Cross-Section Strength. *Journal of Structural Engineering*, 122, 1327-1336.
- Han, L.-H., He, S.-H. y Liao, F.-Y. 2011a. Performance and calculations of concrete filled steel tubes (CFST) under axial tension. *Journal of Constructional Steel Research*, 67, 1699-1709.
- Han, L.-H., Huang, H. y Zhao, X.-L. 2009. Analytical behaviour of concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) beam-columns under cyclic loading. *Thin-Walled Structures*, 47, 668-680.
- Han, L.-H., Li, W. y Bjorhovde, R. 2014. Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members. *Journal of Constructional Steel Research*, 100, 211-228.
- Han, L.-H., Ren, Q.-X. y Li, W. 2011b. Tests on stub stainless steel–concrete–carbon steel double-skin tubular (DST) columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 67, 437-452.
- Han, L.-H., Tao, Z., Huang, H. y Zhao, X.-L. 2004. Concrete-filled double skin (SHS outer and CHS inner) steel tubular beam-columns. *Thin-Walled Structures*, 42, 1329-1355.
- Han, L.-H., Yao, G.-H. y Tao, Z. 2007. Performance of concrete-filled thin-walled steel tubes under pure torsion. *Thin-Walled Structures*, 45, 24-36.

- Han, L.-H., Yao, G.-H. y Zhao, X.-L. 2005. Tests and calculations for hollow structural steel (HSS) stub columns filled with self-consolidating concrete (SCC). *Journal of Constructional Steel Research*, 61, 1241-1269.
- Han, L. H. y Huo, J. S. 2003. Concrete-filled hollow structural steel columns after exposure to ISO-834 fire standard. *Journal of Structural Engineering*, 129, 68-78.
- Hassanein, M. F. y Kharoob, O. F. 2014. Analysis of circular concrete-filled double skin tubular slender columns with external stainless steel tubes. *Thin-Walled Structures*, 79, 23-37.
- Hassanein, M. F., Kharoob, O. F. y Gardner, L. 2015. Behaviour and design of square concrete-filled double skin tubular columns with inner circular tubes. *Engineering Structures*, 100, 410-424.
- Hassanein, M. F., Kharoob, O. F. y Liang, Q. Q. 2013. Circular concrete-filled double skin tubular short columns with external stainless steel tubes under axial compression. *Thin-Walled Structures*, 73, 252-263.
- Hillerborg, A., Modéer, M. y Petersson, P. E. 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6, 773-781.
- Hu, H.-T. y Su, F.-C. 2011. Nonlinear analysis of short concrete-filled double skin tube columns subjected to axial compressive forces. *Marine Structures*, 24, 319-337.
- Huang, H., Han, L.-H. y Zhao, X.-L. 2013. Investigation on concrete filled double skin steel tubes (CFDSTs) under pure torsion. *Journal of Constructional Steel Research*, 90, 221-234.
- Huang, H., Han, L. H., Tao, Z. y Zhao, X. L. 2010. Analytical behaviour of concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 66, 542-555.
- Li, W., Han, L.-H. y Chan, T.-M. 2014a. Numerical investigation on the performance of concrete-filled double-skin steel tubular members under tension. *Thin-Walled Structures*, 79, 108-118.
- Li, W., Han, L.-H. y Chan, T.-M. 2014b. Tensile behaviour of concrete-filled double-skin steel tubular members. *Journal of Constructional Steel Research*, 99, 35-46.
- Li, W., Han, L.-H. y Zhao, X.-L. 2012a. Axial strength of concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) columns with preload on steel tubes. *Thin-Walled Structures*, 56, 9-20.

- Li, W., Ren, Q. X., Han, L. H. y Zhao, X. L. 2012b. Behaviour of tapered concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) stub columns. *Thin-Walled Structures*, 57, 37-48.
- Liang, Q. Q. y Fragomeni, S. 2009. Nonlinear analysis of circular concrete-filled steel tubular short columns under axial loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 2186-2196.
- Liew, J. Y. R. y Xiong, D. X. 2010. Experimental investigation on tubular columns infilled with ultra-high strength concrete. *TUBULAR STRUCTURES -INTERNATIONAL SYMPOSIUM-*, 13, 637-646.
- Lu, H., Han, L.-H. y Zhao, X.-L. 2009. Analytical behavior of circular concrete-filled thin-walled steel tubes subjected to bending. *Thin-Walled Structures*, 47, 346-358.
- Malvern, L. E. 1969. *Introduction to the mechanics of a continuous medium*, Prentice-Hall.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N. y Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 114, 1804-1826.
- Menegotto, M. y Pinto, P. E. 1973. Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *LABSE Symposium (Lisboa): Resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads*, 13, 15-22.
- Michael P. Collins, D. M. y James, G. M. 19. Structural Design Considerations for High-Strength Concrete. *Concrete International*, 15.
- Nihon Kenchiku, G. 1991. *AIJ standards for structural calculation of steel reinforced concrete structures (1987)*, Tokyo, The Institute.
- Oñate, E. 2009. *Structural Analysis with the Finite Element Method. Linear Statics: Volume 1: Basis and Solids*, Springer.
- Pagoulatou, M., Sheehan, T., Dai, X. H. y Lam, D. 2014. Finite element analysis on the capacity of circular concrete-filled double-skin steel tubular (CFDST) stub columns. *Engineering Structures*, 72, 102-112.
- Portoles, J. M., Romero, M. L., Filippou, F. C. y Bonet, J. L. 2011. Simulation and design recommendations of eccentrically loaded slender concrete-filled tubular columns. *Engineering Structures*, 33, 1576-1593.
- Rashid, M., Mansur, M. y Paramasivam, P. 2002. Correlations between Mechanical Properties of High-Strength Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14, 230-238.

-
- Romero, M. L., Bonet, J. L. y Ivorra, S. 2005. *A review of nonlinear analysis models for CFT columns*, Saxe-Coburg.
- Romero, M. L., Espinos, A., Portolés, J. M., Hospitaler, A. y Ibañez, C. 2015. Slender double-tube ultra-high strength concrete-filled tubular columns under ambient temperature and fire. *Engineering Structures*, 99, 536-545.
- Romero, R. y Zúñica, L. R. 2005. *Métodos estadísticos en ingeniería*, Valencia, Universidad Politécnica de Valencia.
- Samani, A. K. y Attard, M. M. 2012. A stress-strain model for uniaxial and confined concrete under compression. *Engineering Structures*, 41, 335-349.
- Schneider, S. 1998. Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes. *Journal of Structural Engineering*, 124, 1125-1138.
- Tao, Z., Han, L.-H. y Zhao, X.-L. 2004a. Behaviour of concrete-filled double skin (CHS inner and CHS outer) steel tubular stub columns and beam-columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 60, 1129-1158.
- Tao, Z. y Han, L. H. 2006. Behaviour of concrete-filled double skin rectangular steel tubular beam-columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 62, 631-646.
- Tao, Z., Han, L. H. y Zhao, X. L. 2004b. Behaviour of concrete-filled double skin (CHS inner and CHS outer) steel tubular stub columns and beam-columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 60, 1129-1158.
- Tao, Z., Wang, Z.-B. y Yu, Q. 2013. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression. *Journal of Constructional Steel Research*, 89, 121-131.
- Tomii, M. y Sakino, K. 1979. Elasto-plastic behavior of concrete filled square steel tubular beam-columns. *Transactions of the Architectural Institute of Japan.*, 111-122.
- Uenaka, K., Kitoh, H. y Sonoda, K. 2010. Concrete filled double skin circular stub columns under compression. *Thin-Walled Structures*, 48, 19-24.
- Wei, S., Mau, S., Vipulanandan, C. y Mantrala, S. 1995. Performance of new sandwich tube under axial loading: Analysis. *Journal of Structural Engineering*, 121, 1815-1821.
- Yu, T., Teng, J. G., Wong, Y. L. y Dong, S. L. 2010a. Finite element modeling of confined concrete-I: Drucker-Prager type plasticity model. *Engineering Structures*, 32, 665-679.
- Yu, T., Teng, J. G., Wong, Y. L. y Dong, S. L. 2010b. Finite element modeling of confined concrete-II: Plastic-damage model. *Engineering Structures*, 32, 680-691.

- Zhao, X.-L. y Grzebieta, R. 2002. Strength and ductility of concrete filled double skin (SHS inner and SHS outer) tubes. *Thin-Walled Structures*, 40, 199-213.
- Zhao, X. L., Grzebieta, R. H., Ukur, A. y Elchalakani, M. 2002a. Tests of concrete-filled double skin (SHS outer and CHS inner) composite stub columns. In: Chan, S. L., Teng, J. G. y Chung, K. F. (eds.) *Advances in Steel Structures (ICASS '02)*. Oxford: Elsevier.
- Zhao, X. L., Han, B. y Grzebieta, R. H. 2002b. Plastic mechanism analysis of concrete-filled double-skin (SHS inner and SHS outer) stub columns. *Thin-Walled Structures*, 40, 815-833.
- Zhao, X. L. y Han, L. H. 2006. Double skin composite construction. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 8, 93-102.
- Ziemian, R. D. 2010. *Guide to stability design criteria for metal structures*, Hoboken, N.J., John Wiley & Sons.

Anexo I

MODELOS CONSTITUTIVOS DE MATERIALES

En este anexo, se detalla la formulación de los diferentes modelos de los materiales que se han empleado a lo largo de esta tesis. Se presentan las ecuaciones constitutivas del acero y del hormigón propuestas por diferentes autores y normas.

I.1. Acero

I.1.1. Modelo elasto-plástico perfecto

Según el Eurocódigo 3 (AENOR, 2013b), este modelo no presenta endurecimiento por deformación y la relación uniaxial tensión-deformación de se obtiene a partir de la expresión:

$$\sigma = \begin{cases} E \cdot \varepsilon, & \text{si } 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_y \\ f_y, & \text{si } \varepsilon \geq \varepsilon_y \end{cases} \quad (I-1)$$

Donde:

$\varepsilon_y = f_y / E$, es la deformación límite elástica.

f_y es límite elástico del material.

E es el módulo de elasticidad del material.

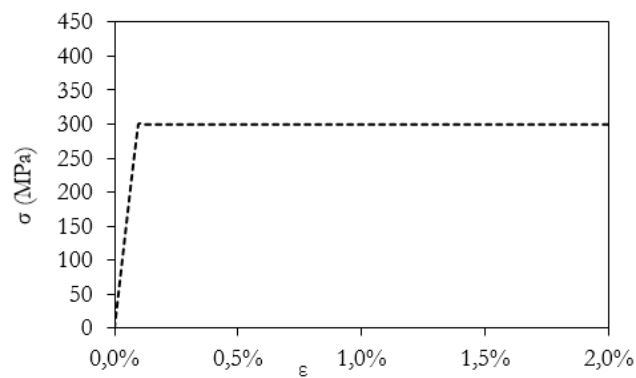


Figura I-1. Modelo elasto-plástico perfecto (sin endurecimiento por deformación).

1.1.2. Modelo de Menegotto-Pinto

Según Menegotto, M. y Pinto, P.E. (1973), la expresión para obtener la ecuación constitutiva del acero se determina mediante:

$$\frac{\sigma}{f_y} = bX + (1 - b) \frac{X}{(1 - |X|^r)^{\frac{1}{r}}} \quad (I-2)$$

Donde:

f_y es el límite elástico del material (MPa).

$X = \varepsilon / \varepsilon_y$

ε_y es la deformación en el límite elástico ($= f_y / E$)

b es la pendiente del endurecimiento ($= E_h / E$).

r es el índice de la curvatura de la transición elasto-plástica ($= 2,9$)

E_h es el módulo de rigidez secundario ($= 10.500 \text{ MPa}$).

E es el módulo de elasticidad del material (MPa).

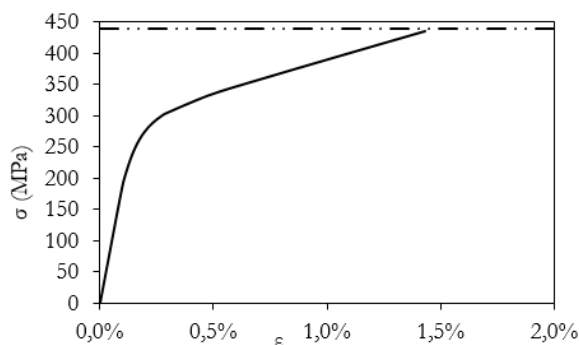


Figura I-2. Modelo elasto-plástico de Menegotto-Pinto con endurecimiento por deformación.

La expresión (I-3) es una modificación de la formulación propuesta por Menegotto-Pinto. La fórmula original presenta una rama plástica asintótica creciente para cualquier valor de tensión. En realidad, la rama plástica es válida hasta que se alcanza el límite de rotura (f_u) y, así, el modelo tenga sentido físico, por tanto, debe cumplirse:

$$\frac{\sigma}{f_y} = bX + (1 - b) \frac{X}{(1 - |X|^r)^{\frac{1}{r}}} \quad \text{si } \sigma < f_u \quad (I-3)$$

Donde:

f_u es el límite de rotura del material (MPa).

Este modelo elasto-plástico muestra una rama plástica con endurecimiento por deformación lineal, cuya pendiente está gobernada por la relación entre módulo de rigidez secundario (E_n) y el módulo de la elasticidad del material (E). Este modelo presenta una transición gradual entre tramo elástico al tramo plástico, regido por el parámetro r que tiene en cuenta el efecto Bauschinger.

Tensiones y deformaciones verdaderas

Tanto el modelo de Menegotto-Pinto como el modelo experimental, del ensayo de tracción obtenido mediante extensómetro elástico, utilizan valores de tensiones y deformaciones *verdaderas (true)*. Éstas se determinan a partir de los valores de *ingeniería*, a través de la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= \sigma \cdot (1 + \varepsilon) \\ \varepsilon_t &= Ln(1 + \varepsilon)\end{aligned}\tag{I-4}$$

Donde:

σ es la tensión de ingeniería.

ε es la deformación de ingeniería.

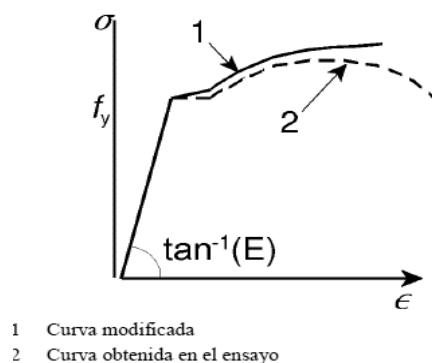


Figura I-3. Modelo valores *verdaderos* frente a *ingeniería*.(AENOR, 2013c)

Con la expresión (I-4), se consigue despreciar el efecto de la estricción de la sección transversal de una probeta sometida a tracción, que está situada en su rama plástica y a punto de alcanzar la resistencia de rotura.

I.2. Hormigón

I.2.1. Modelos de compresión

I.2.1.1. Modelo de Tao

Según (Tao, Z. y col., 2013), el modelo está compuesto por tres tramos. En la rama ascendente, no hay mucha interacción entre el tubo de acero y el hormigón, por tanto, una relación tensión-deformación sin confinamiento se considera apropiada hasta alcanzar la resistencia de compresión del material (f_c). Posteriormente, se incluye un tramo horizontal hasta alcanzar el punto de deformación máxima por confinamiento (ϵ_{cc}). Después de ese punto, se inicia la rama descendente, por ablandamiento, donde se representa el aumento de la ductilidad causado por el confinamiento.

La rama ascendente está gobernada por el modelo propuesto Samani, A.K. y Attard, M.M. (2012), cuya expresión es:

$$\frac{\sigma}{f_c} = \frac{A \cdot X + B \cdot X^2}{1 + (A - 2) \cdot X + (B + 1) \cdot X}, \text{ si } 0 < \epsilon < \epsilon_c \quad (I-5)$$

Donde:

$$X = \epsilon / \epsilon_{cc}$$

$$A = \frac{\epsilon_{co}}{f_c} E_c$$

$$B = \frac{(A - 1)^2}{0,55} - 1$$

$$\epsilon_{co} = 0,00076 + \sqrt{(0,626 f_c - 4,33) \times 10^{-7}}$$

f_c es la resistencia a compresión de una probeta cilíndrica (MPa).

E_c es el módulo de elasticidad estimado (MPa).

Según los autores, el valor de E_c se obtiene de la expresión empírica proporcionada por la norma ACI (2011), cuya expresión es:

$$E_c = 4.700 \cdot (f_c)^{0,5} \quad (I-6)$$

El tramo horizontal se determina a través de la expresión propuesta por (Samani, A.K. y Attard, M.M., 2012) para columnas CFST circulares:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = e^k$$

$$k = (2,9224'0,00367 \cdot f_c) \cdot ((f_B / f_c)^{0,3124+0,002f_c})$$

Para columnas circulares:

$$f_B = \frac{(1 + 0,027 f_y) \cdot e^{0,002(D/t)}}{1 + 1,6 \cdot e^{-10} \cdot (f_c)^{4,8}}$$

Donde:

f_y es el límite elástico del tubo de acero (MPa)

D es el diámetro del tubo de acero (mm)

t es el espesor del tubo de acero (mm)

La rama descendente se obtiene a través de una función exponencial propuesta por (Binici, B., 2005), cuya expresión es:

$$\sigma = f_r + (f_c - f_r) \cdot e^{-\frac{(\varepsilon - \varepsilon_{cc})^\beta}{\alpha}} \quad \text{si } \varepsilon \geq \varepsilon_{cc}$$

$$f_r = 0,7 \cdot (1 - e^{-1,38\zeta}) \cdot f_c, \quad \text{si } f_r \leq 0,25 f_c$$

$$\alpha = 0,04 - \frac{0,036}{1 + e^{6,08\zeta - 3,49}}$$

$\beta = 1,2$ (para columnas circulares)

ζ es el factor de confinamiento

Para columnas circulares:

$$\zeta = (f_y / f_c) \cdot ((D / (D - 2t))^2 - 1)$$

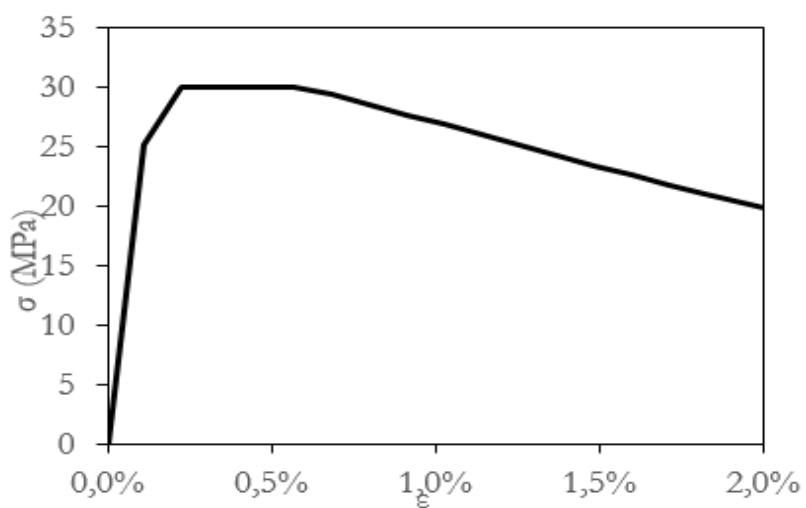


Figura I-4. Representación del modelo de Tao (Tao, Z. y col., 2013).

1.2.1.2. Modelo de Han

$$\frac{\sigma}{f_c} = \begin{cases} 2x - x^2 & \text{si } x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta_o \cdot (x-1)^\eta + x} & \text{si } x > 1 \end{cases} \quad (I-7)$$

Donde:

f_c es la resistencia a compresión de una probeta cilíndrica (MPa)

$$x = \varepsilon / \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_c = (1.300 + 12,5 \cdot f_c) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_o = \varepsilon_c + 800 \cdot \zeta^{0,2} \cdot 10^{-6}$$

$\eta = 2$ (para secciones circulares)

$$\beta_o = 0,5 \cdot (\sqrt{f_c}) \cdot (2,36 \cdot 10^{-5})^{[0,25 + (\zeta - 0,5)^2]} \geq 0,12$$

$$\zeta = (f_y / f_c) \cdot ((D / (D - 2t))^2 - 1) \text{ (para secciones circulares)}$$

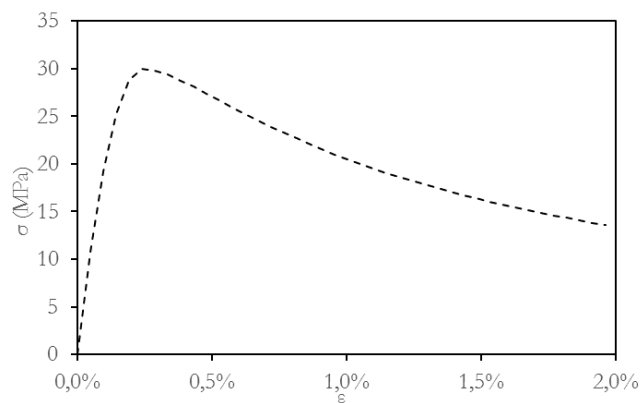


Figura I-5. Representación del modelo de Han.(Han, L.-H. y col., 2007)

1.2.1.3. Modelo de Hajjar

El modelo de Hajjar, J. y Gourley, B. (1996) se basa en el modelo de Tomii, M. y Sakino, K. (1979) y en el modelo de Michael P. Collins, D.M. y James, G.M. (1988) para la rama ascendente para hormigón sin confinar.

$$\sigma = \begin{cases} 0; & \varepsilon_c \leq 0 \\ f_c \frac{X \cdot n}{n-1 + X^{n \cdot k}}; & 0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0} \\ f_c; & \varepsilon_{c0} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1} \\ f_c + (\sigma_{res} - f_c) \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{c1}} & \varepsilon_{c1} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ \sigma_{res} & \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \end{cases} \quad (I-8)$$

Donde:

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

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

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

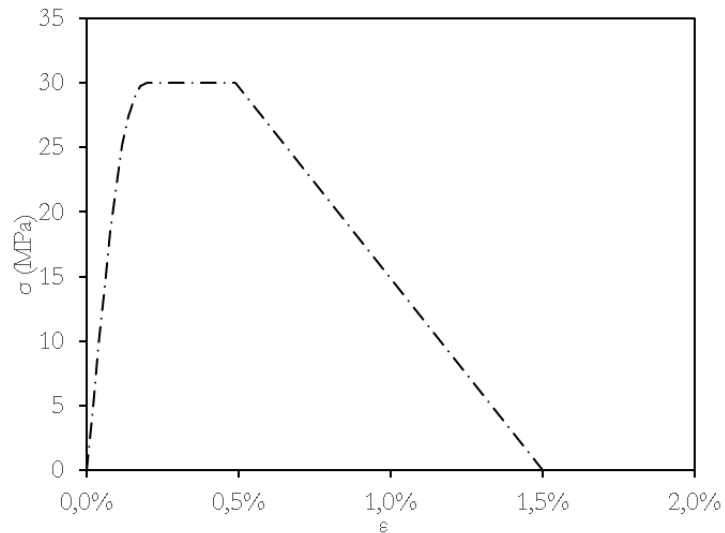


Figura I-6. Representación del modelo de Hajjar (Hajjar, J. y Gourley, B., 1996)

1.2.2. Modelos de tracción

1.2.2.1. Código Modelo

La mejor manera para determinar el comportamiento uniaxial del hormigón a tracción es mediante ensayos experimentales, sin embargo, la realización de este tipo de ensayos conlleva muchas dificultades para alcanzar resultados fiables. Por esta razón, se utilizan expresiones empíricas que estiman la resistencia a tracción del hormigón. Dependiendo de la resistencia a compresión del hormigón, la resistencia a tracción f_t en MPa, es:

$$f_t = 0.3(f_c)^{2/3} \text{ si } f_c \leq 50\text{MPa}$$

$$f_t = 2,12 \cdot \text{Ln}(1 + 0,1 \cdot f_c) \text{ si } f_c > 50\text{MPa}$$

(I-9)

Para hormigones sin fisurar, el diagrama bilineal se obtiene:

$$\sigma_t = \begin{cases} E_c \cdot \varepsilon_c & \text{válido si } \sigma_t \leq 0,9 f_t \\ f_t \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{0,00015 - \varepsilon_t}{0,00015 - 0,9 f_t / E_c} \right) & 0,9 f_t \leq \sigma_t \leq f_t \end{cases} \quad (I-10)$$

Donde:

ε_t es la deformación de tracción.

f_t es la resistencia de tracción.

E_c es el modulo secante del hormigón.

En la figura I-7, se representa la relación tensión-deformación de una sección sin fisurar:

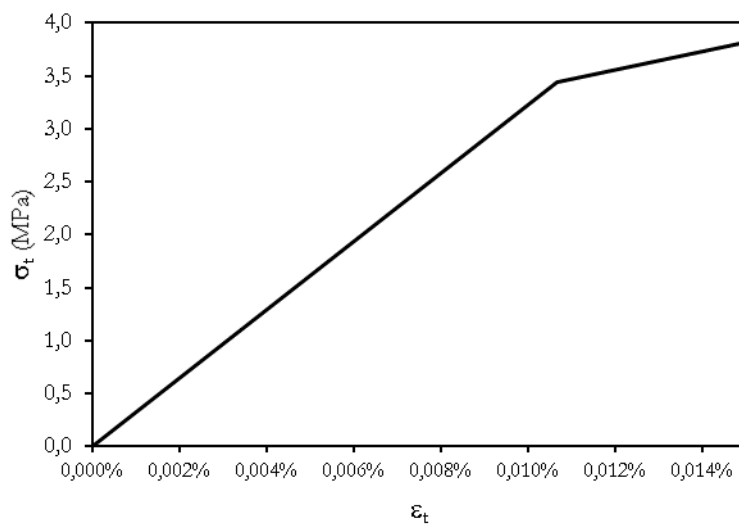


Figura I- 7. Modelo uniaxial σ - ε de tracción para hormigón ($f_c=45,4$ MPa).

Para las secciones fisuradas, se utiliza una relación bilineal tensión-apertura de fisura que se obtiene mediante:

$$\sigma_t = \begin{cases} f_t(1 - 0,8 \cdot w / w_1) & \text{si } w \leq w_1 \\ f_t(0,25 - 0,05 \cdot w / w_1) & \text{si } w_1 \leq w \leq w_c \end{cases} \quad (I-11)$$

Donde:

w es la apertura de fisura (mm).

$w_1 = G_F / f_t$ (mm) cuando $\sigma_t = 0,20 \cdot f_t$

$G_F = 73 \cdot f_c^{0,18}$ es la energía de fractura (MPa).

La representación del diagrama tensión-apertura de fisura se muestra en la figura siguiente:

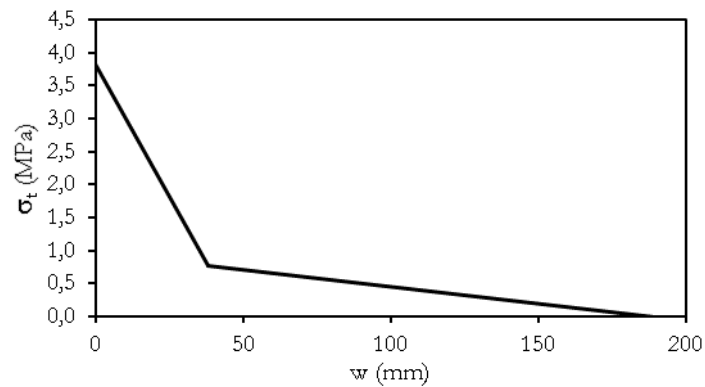


Figura I-8. Modelo uniaxial σ - w de tracción para hormigón ($f_c=45,4$ MPa).

Anexo II

RESULTADOS EXPERIMENTALES Y NUMÉRICOS

En este anexo, se representa las curvas experimentales frente a las numéricas de las 24 columnas de doble tubo. (12 centradas y 12 excéntricas)

II.1. Diagrama de cajas

El diagrama de cajas (*box plot*) es una representación gráfica sencilla de un conjunto de datos que no necesita un número elevado de ellos para su construcción. Su manejo resulta sencillo cuando el objetivo es comparar distintos conjuntos o grupos de datos para representar la distribución de una variable. Es decir, para comparar las pautas de la variabilidad existentes en distintos conjuntos de datos.

La figura II-1, la información que muestra un diagrama de cajas, es:

- La media, representada por una X.
- La mediana (o percentil 50%)
- Los percentiles del 25% y 75% de los datos.
- Valores máximos y mínimos de la distribución.
- La dispersión.
- La simetría de la distribución.

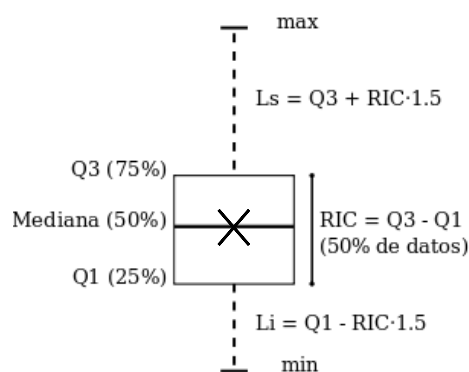


Figura II-1. Diagrama de caja (Romero, R. y Zúñica, L.R., 2005).

II.2. Columnas centradas

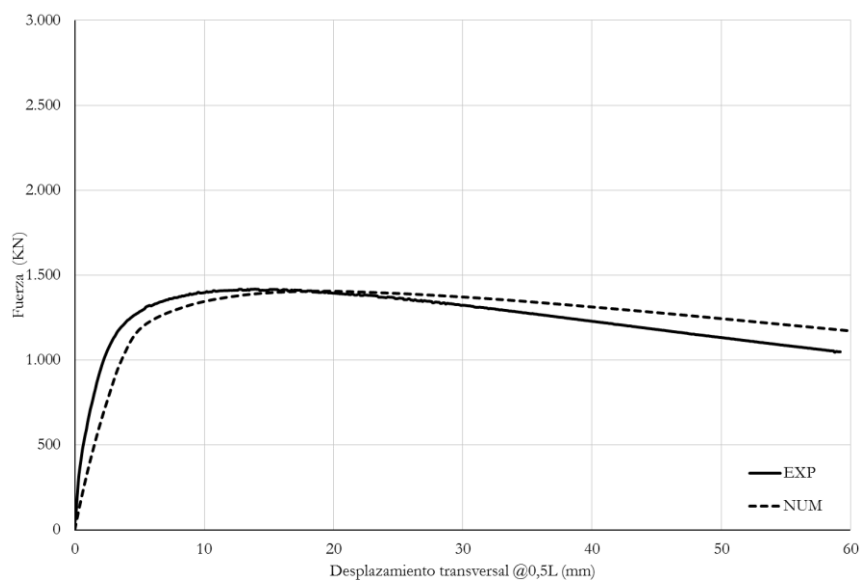


Figura II-2. NR01 C200-3-30_C114-8-00_00

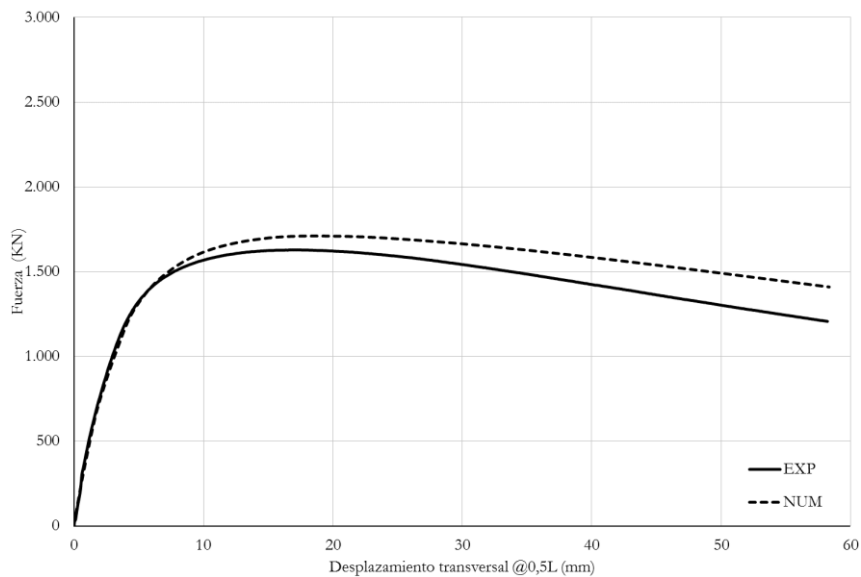


Figura II-3. NR02 C200-3-30_C114-8-30_00

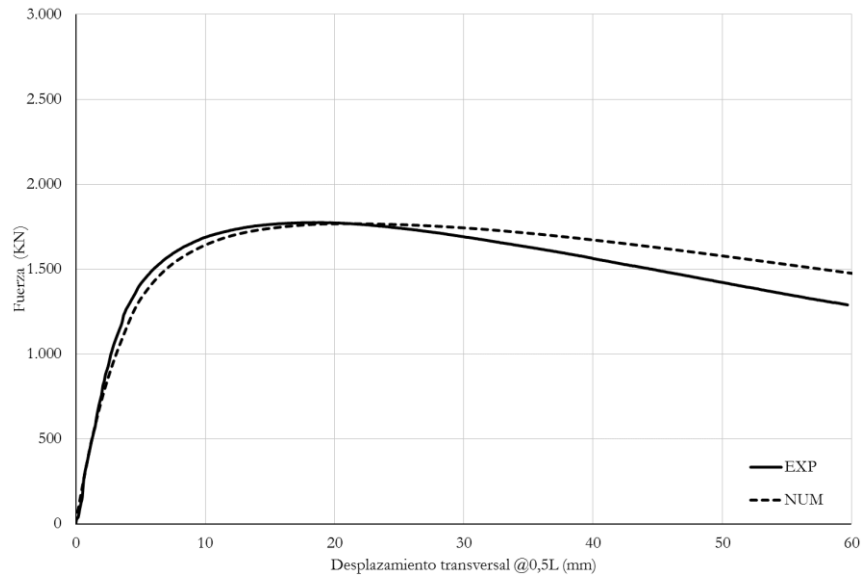


Figura II-4. NR03 C200-3-30_C114-8-150_00

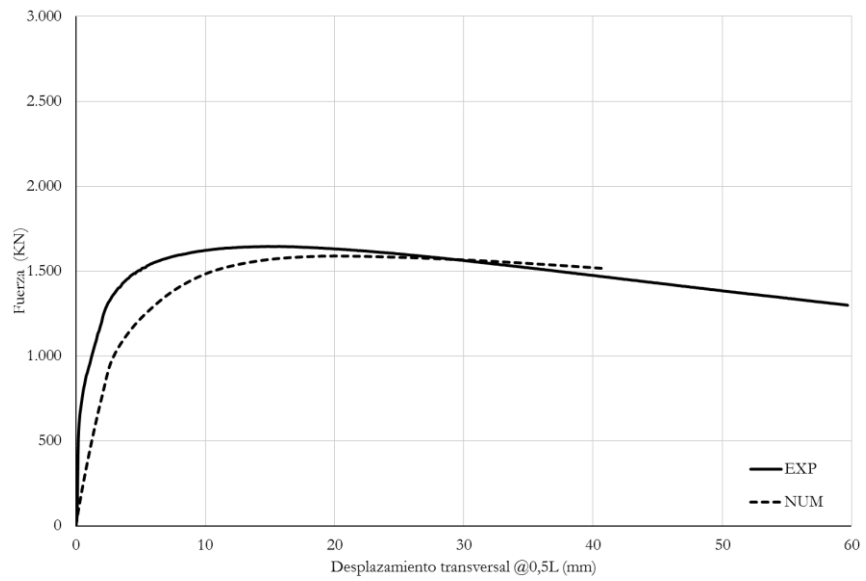


Figura II-5. NR04 C200-6-30_C114-3-00_00

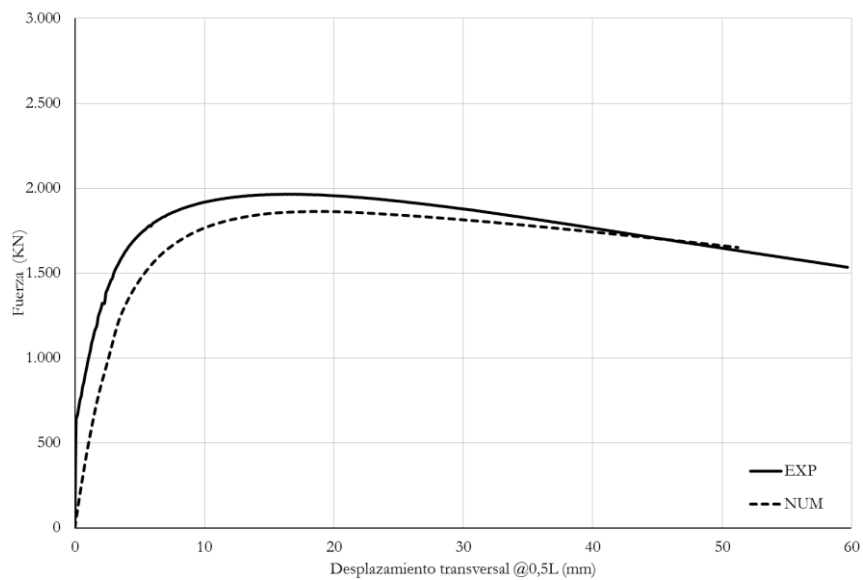


Figura II-6. NR05 C200-6-30_C114-3-30_00

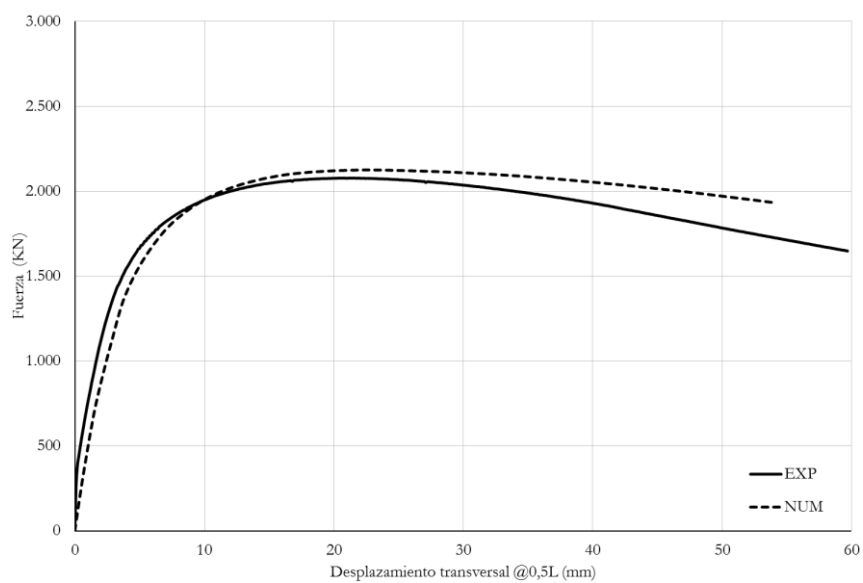


Figura II-7. NR06 C200-6-30_C114-3-150_00

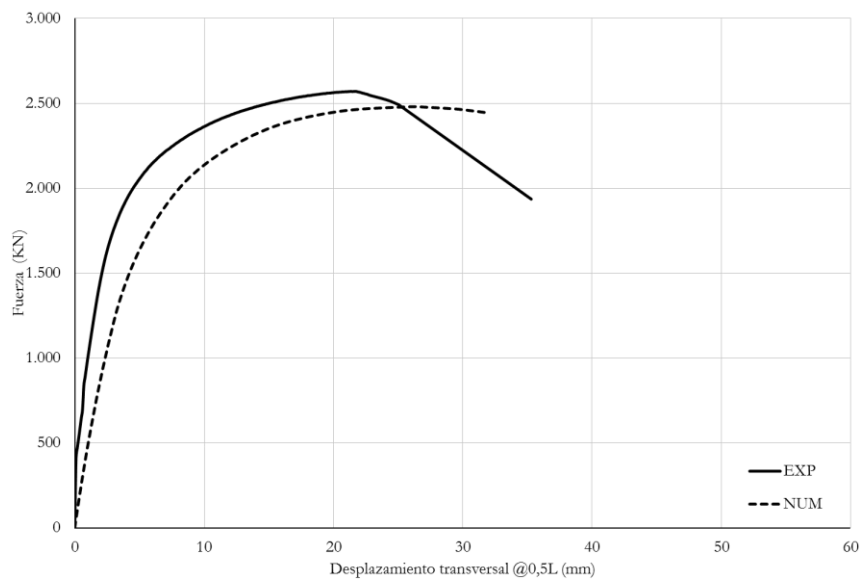


Figura II-8. NR07 C200-3-150_C114-8-00_00

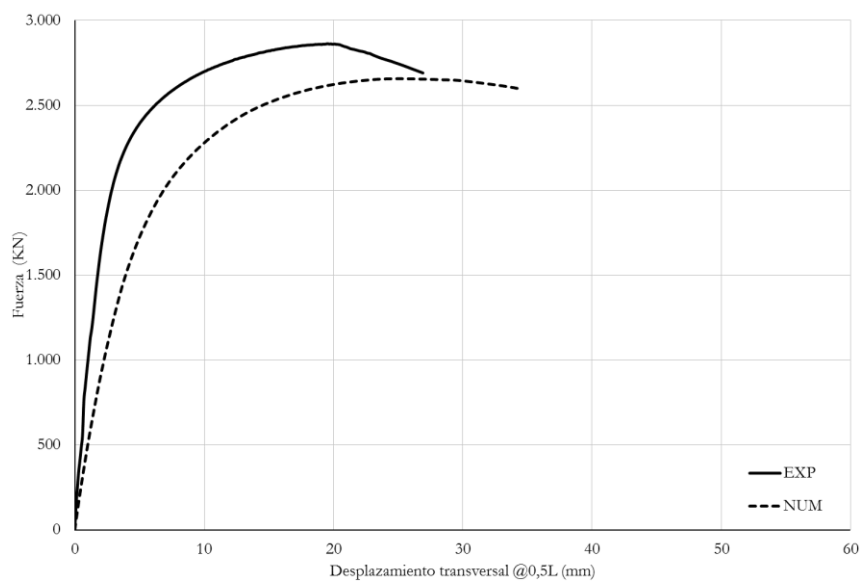


Figura II-9. NR08 C200-3-150_C114-8-30_00

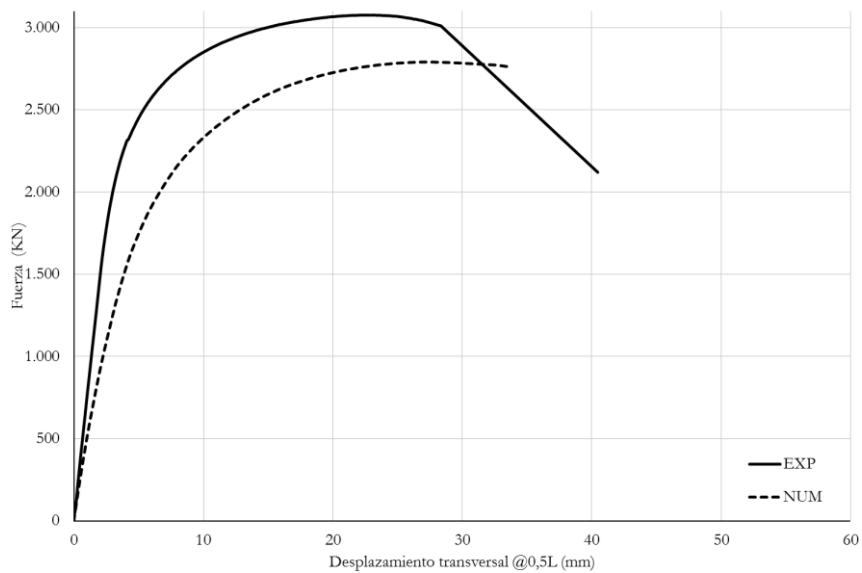


Figura II-10. NR09 C200-3-150_C114-8-150_00

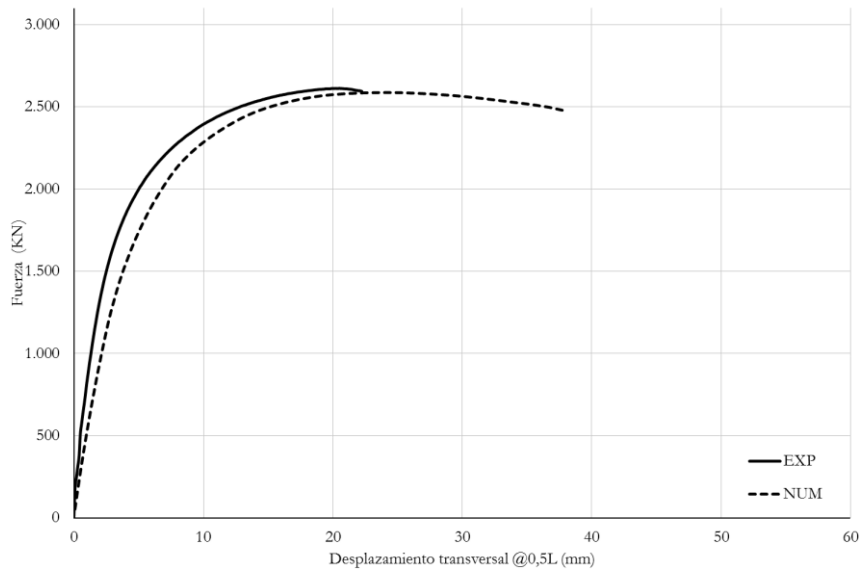


Figura II-11. NR10 C200-6-150_C114-3-00_00

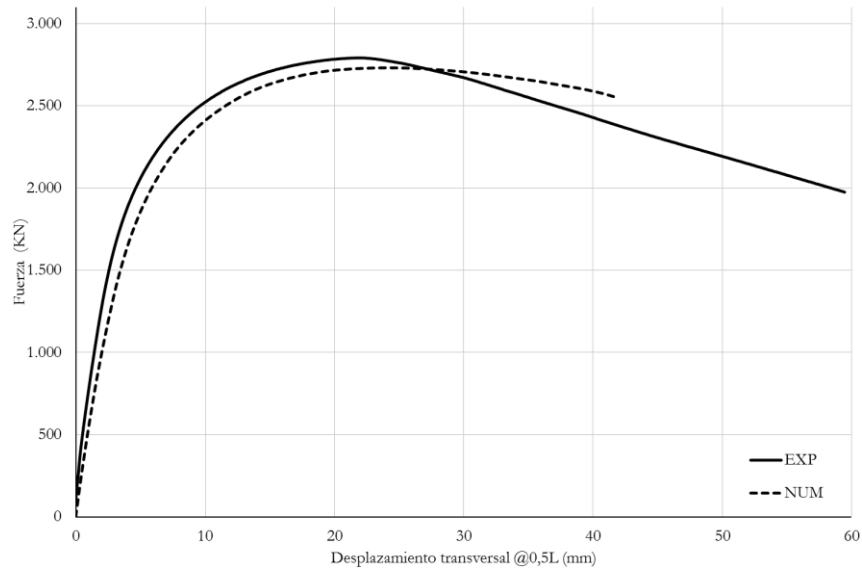


Figura II-12. NR11 C200-6-150_C114-3-30_00

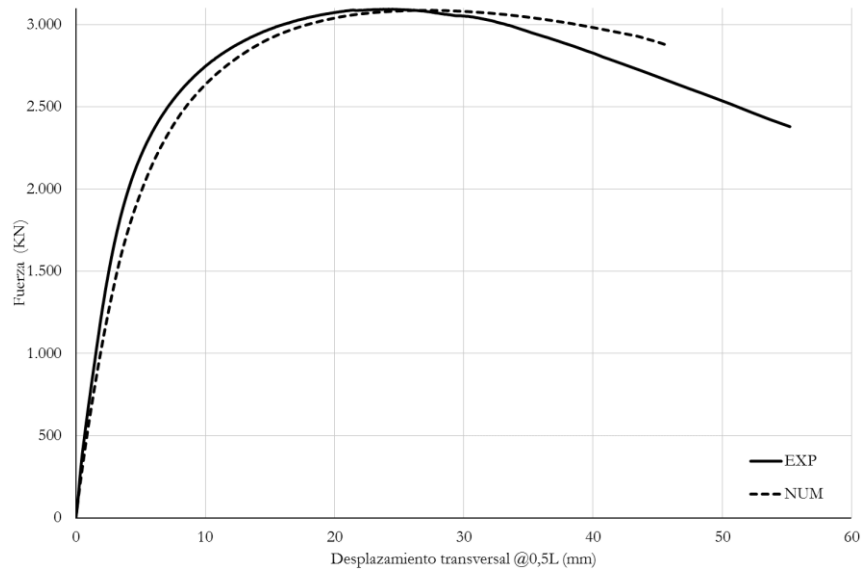


Figura II-13. NR12 C200-6-150_C114-3-150_00

II.3. Columnas excéntricas

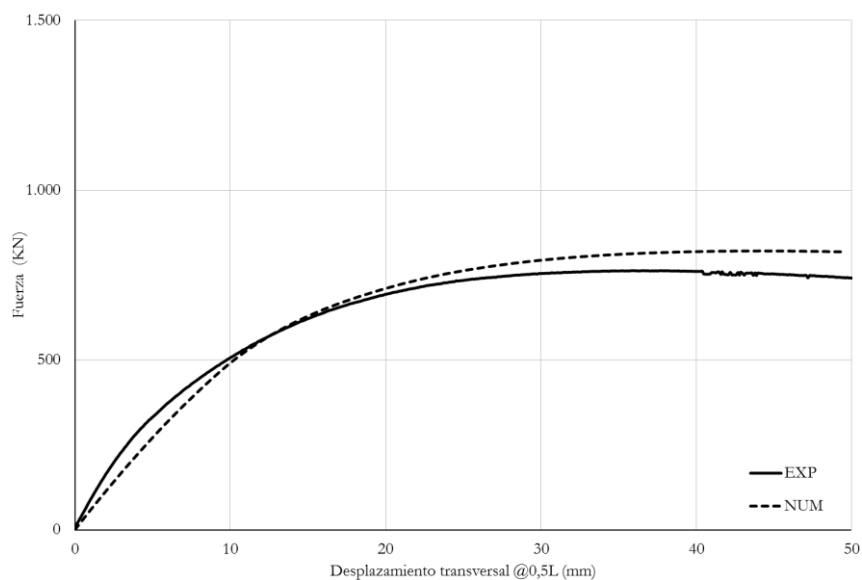


Figura II-14. NR13 C200-3-30_C114-8-00_50

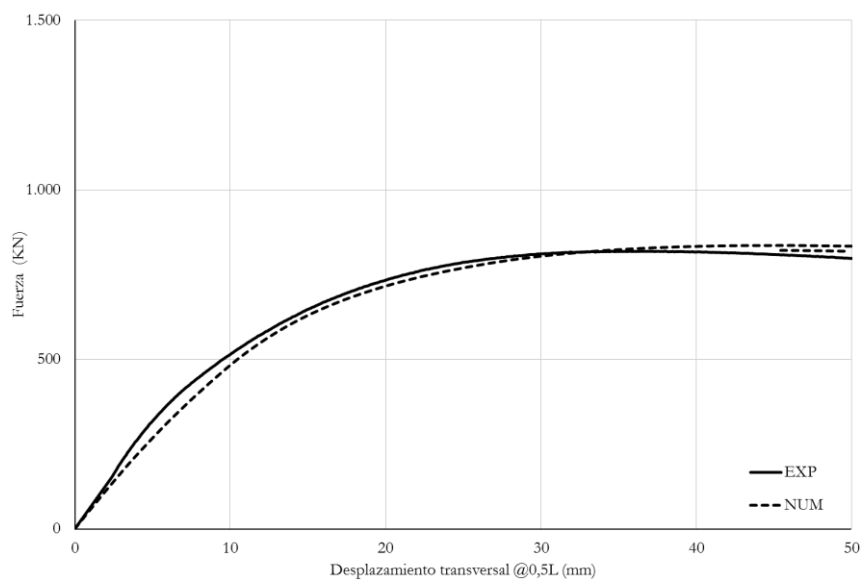


Figura II-15. NR14 C200-3-30_C114-8-30_50

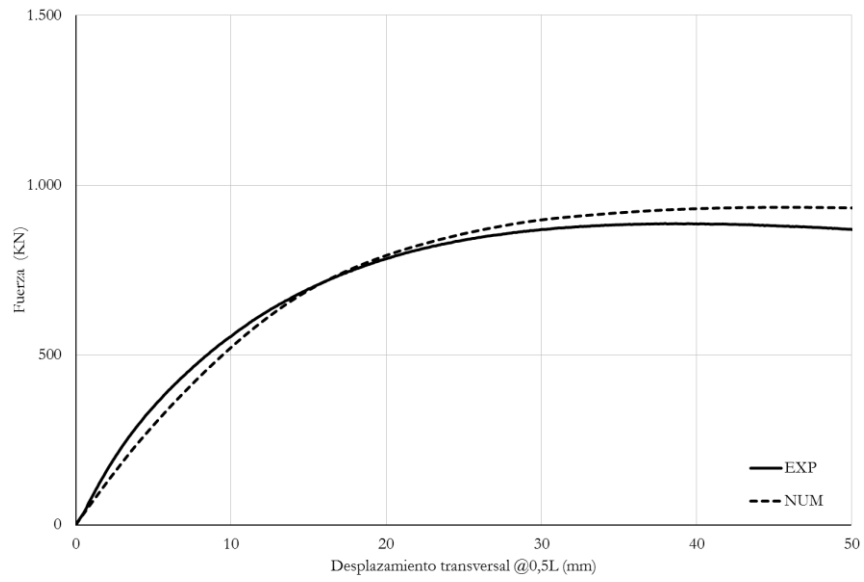


Figura II-16. NR15 C200-3-30_C114-8-150_50

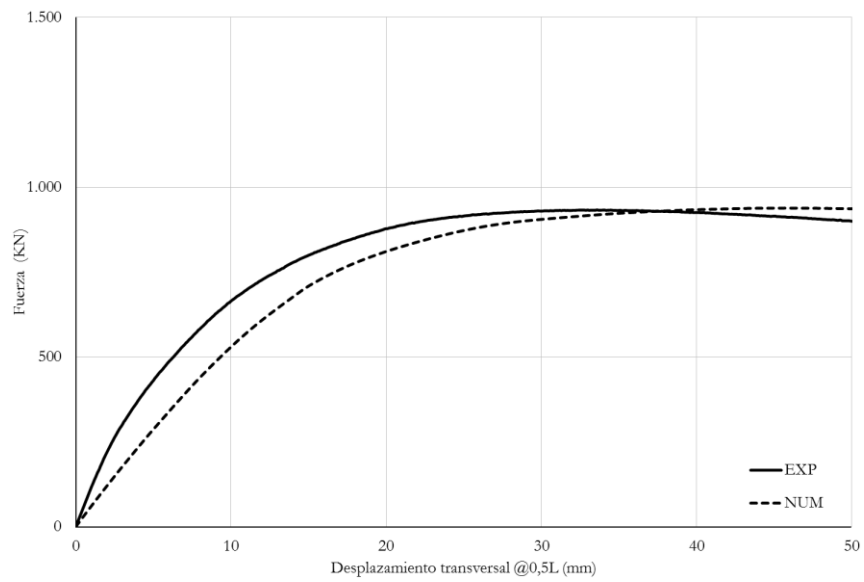


Figura II-17. NR16 C200-6-30_C114-3-00_50

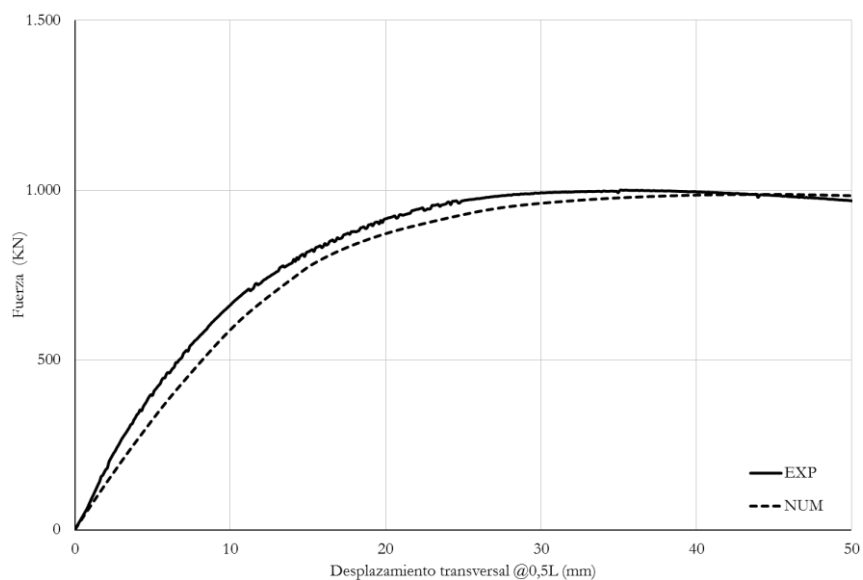


Figura II-18. NR17 C200-6-30_C114-3-30_50

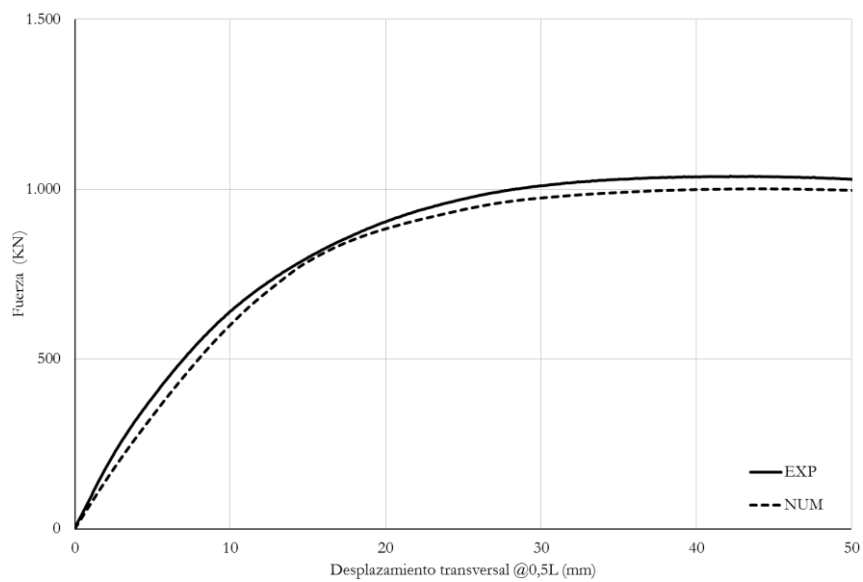


Figura II-19. NR18 C200-6-30_C114-3-150_50

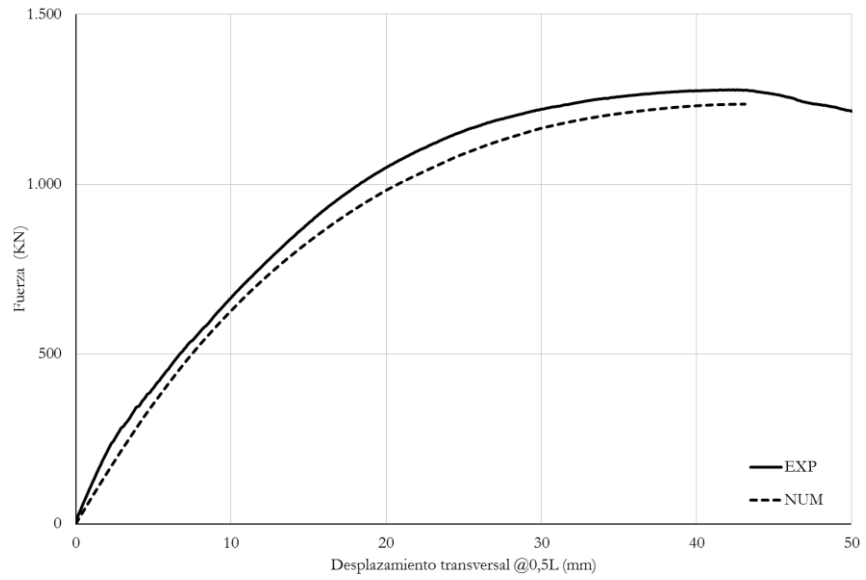


Figura II-20. NR19 C200-3-150_C114-8-00_50

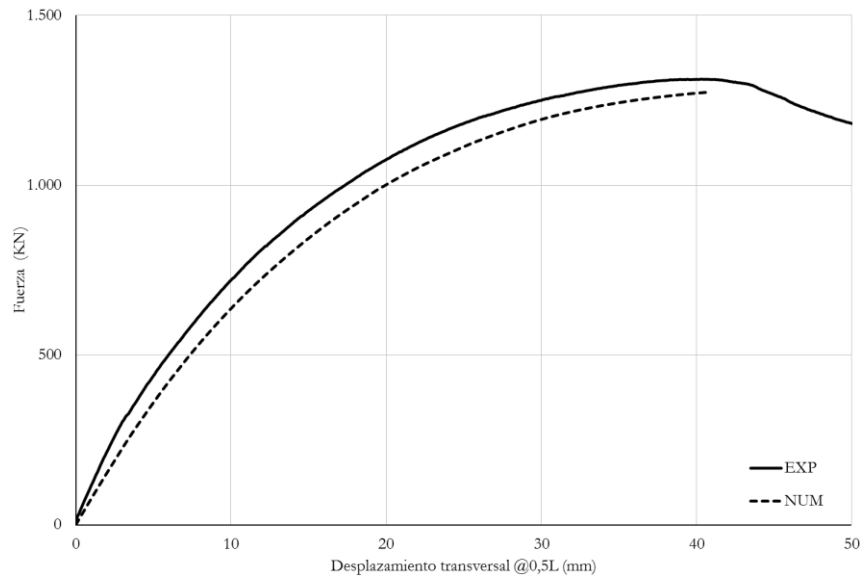


Figura II-21. NR20 C200-3-150_C114-8-30_50

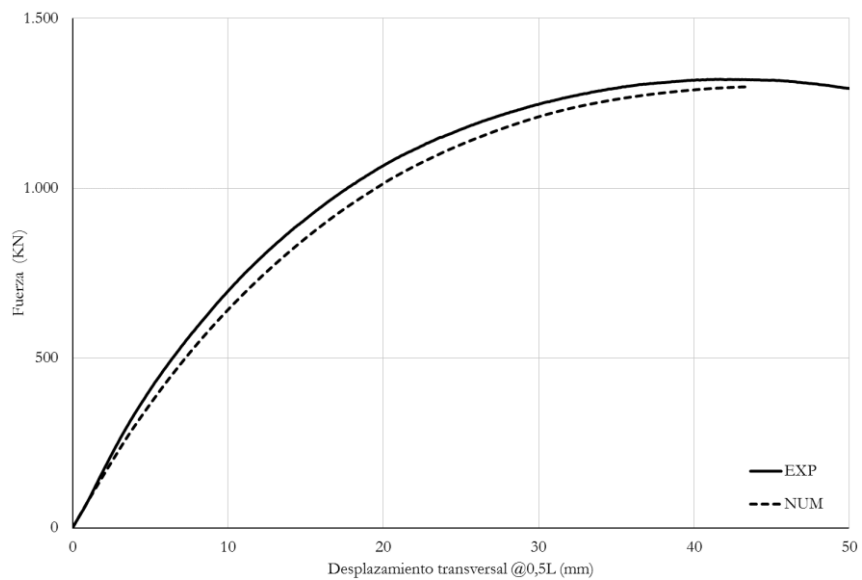


Figura II-22. NR21 C200-3-150_C114-8-150_50

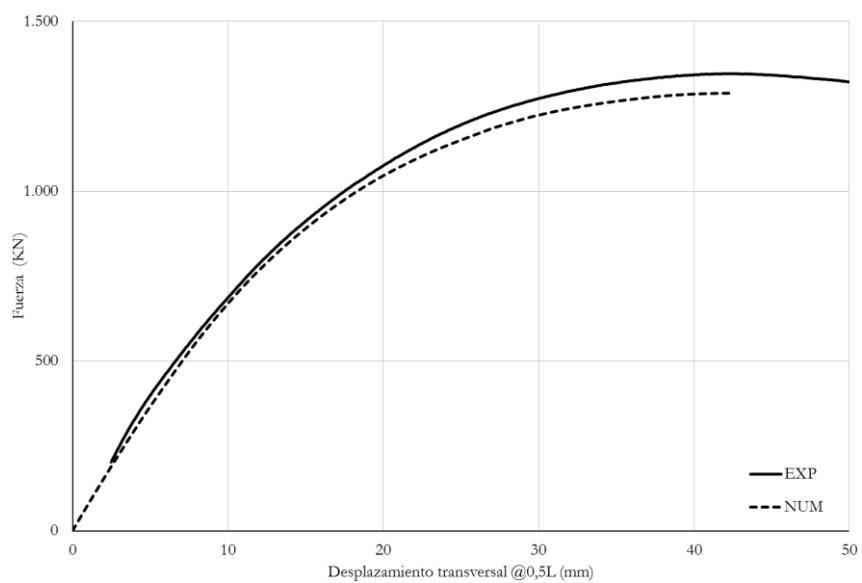


Figura II-23. NR22 C200-6-150_C114-3-00_50

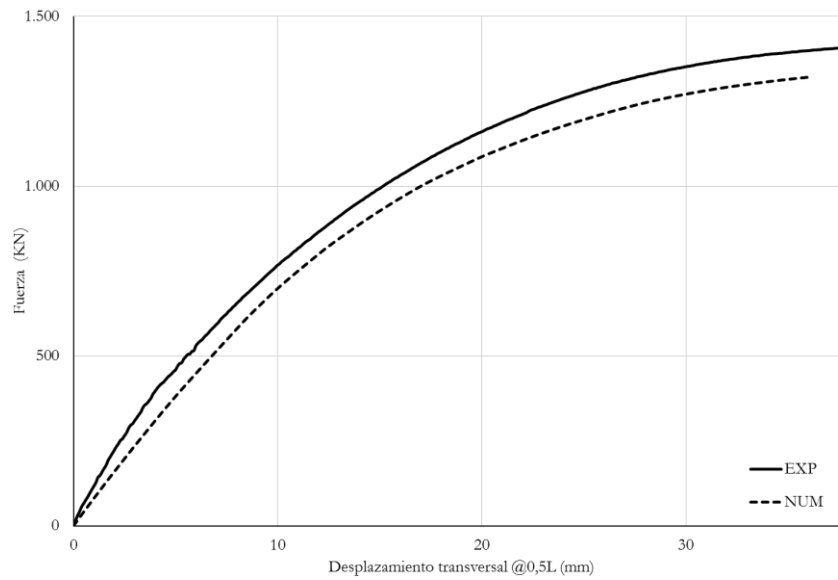


Figura II-24. NR23 C200-6-150_C114-3-30_50

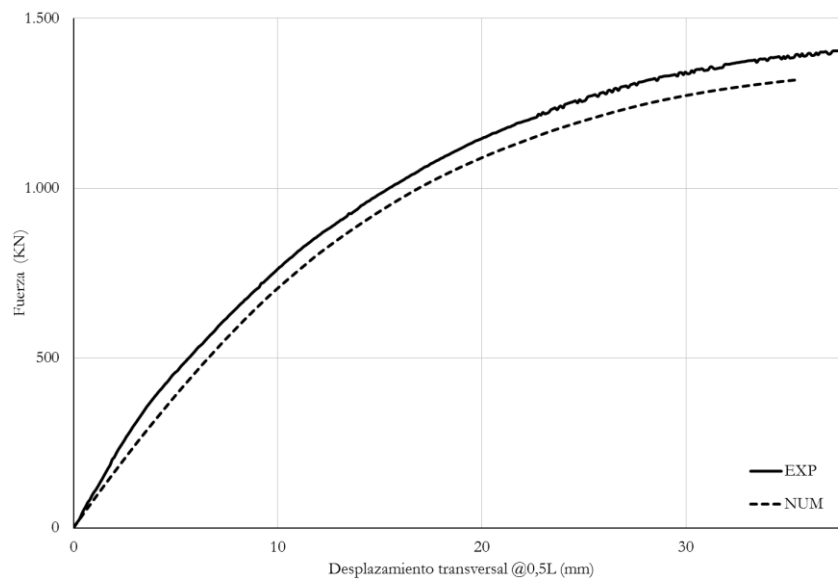


Figura II-25. NR24 C200-6-150_C114-3-150_50

Anexo III

RESULTADOS DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO

En este anexo, se representan los resultados del estudio paramétrico de las secciones C41 y C42.

III.1. Carga máxima (Nmax)

III.1.1. Excentricidad relativa (e')

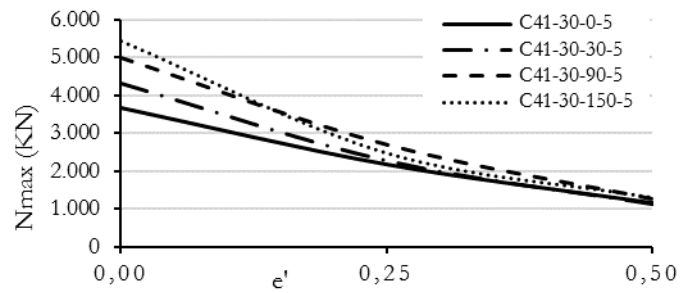


Figura III-1. Nmax – e' C41 (f-g) $\lambda = 0,5$ fco=30MPa

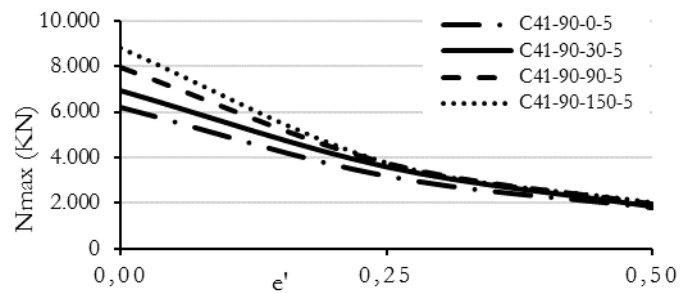


Figura III-2. Nmax – e' C41 (f-g) $\lambda = 0,5$ fco=90MPa

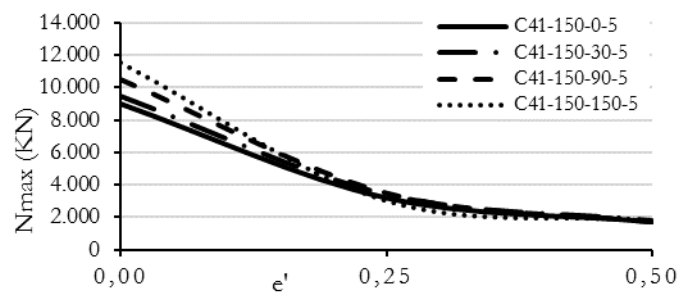


Figura III-3. Nmax – e' C41 (f-g) $\lambda = 0,5$ fco=150MPa

III.1.2. Longitud (L)

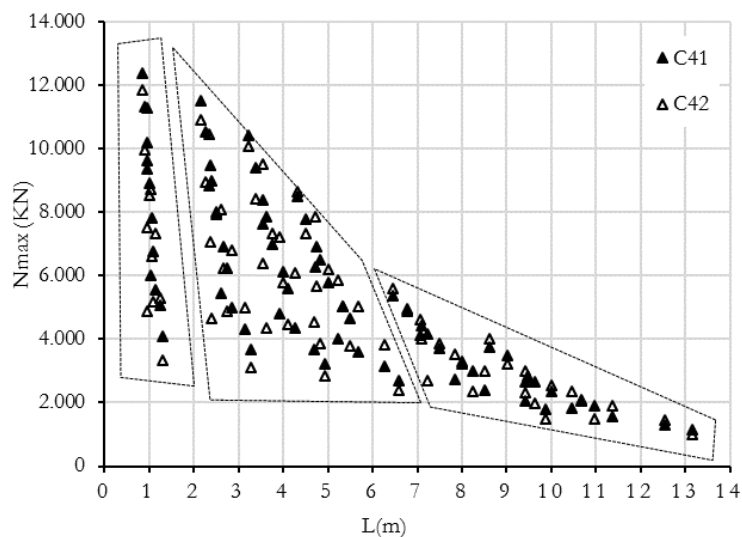


Figura III-4. N_{max} – L C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas

III.1.3. Esbeltez adimensional (λ)

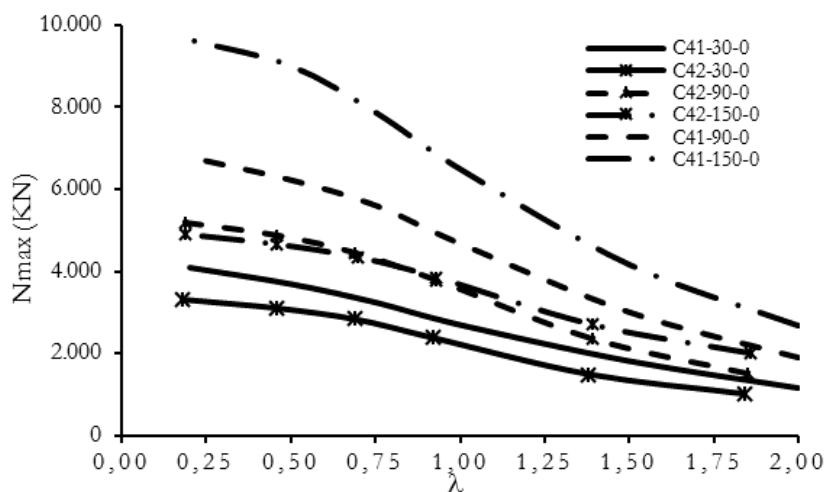


Figura III-5. N_{max} – λ $f_{co}=0\text{MPa}$ C41 (f-g) y C42 (g-f) Doble piel centradas

III.1.4. Resistencia del hormigón del anillo (f_{co})

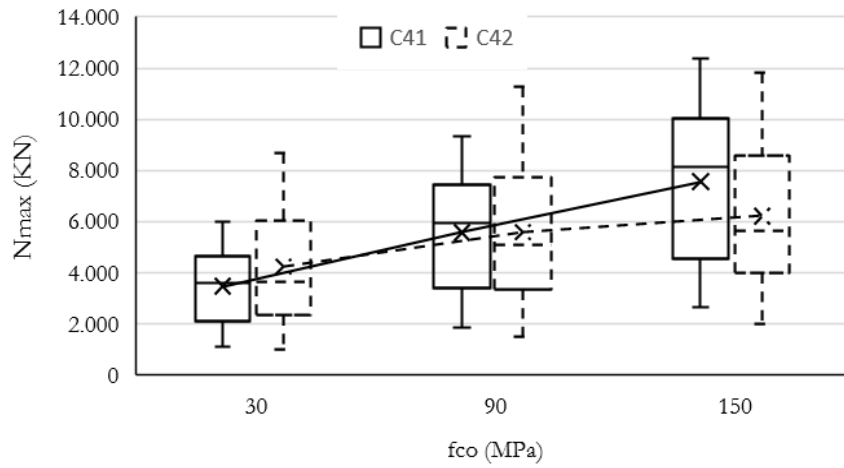


Figura III-6. N_{max} – f_{co} C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas

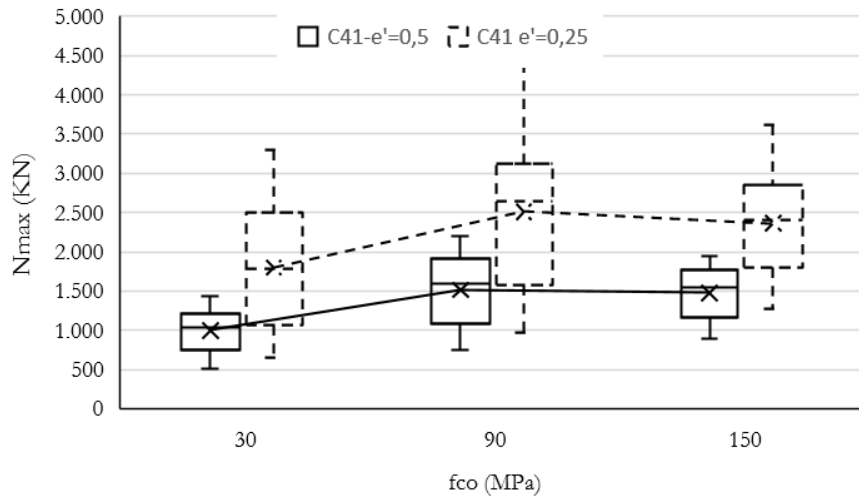


Figura III-7. N_{max} – f_{co} C41 (f-g) excéntricas

III.1.5. Resistencia del hormigón del núcleo (f_{ci})

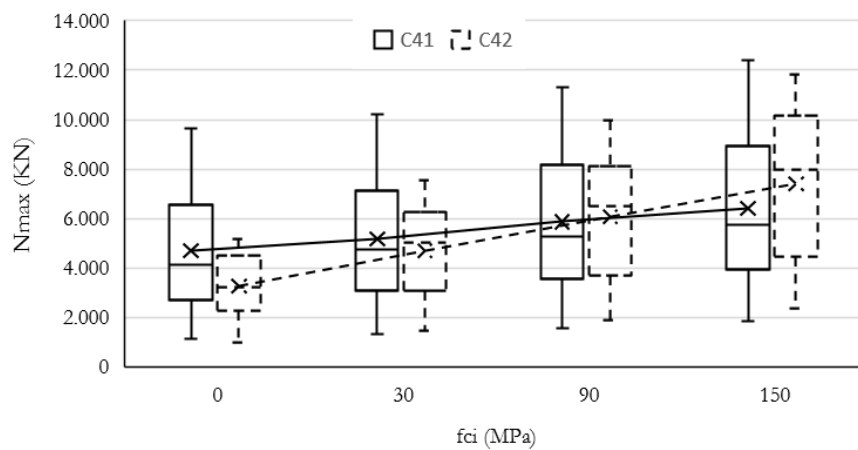


Figura III-8. N_{max} – f_{ci} C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas

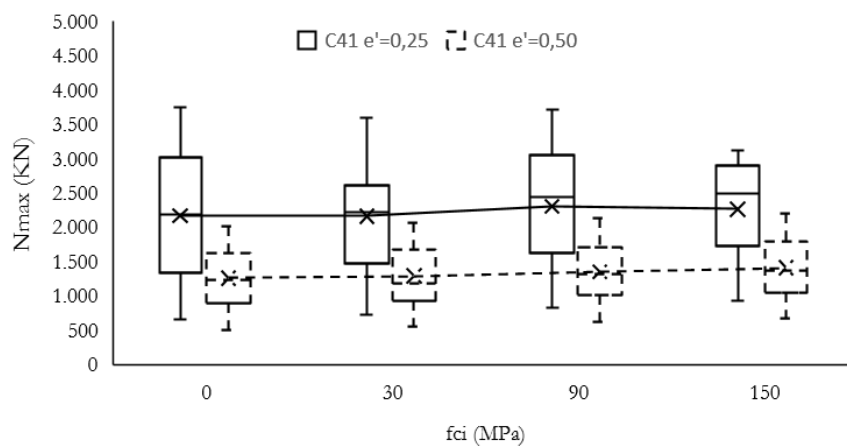


Figura III-9. N_{max} – f_{ci} C41 (f-g) excéntricas

III.1.6. Combinaciones de fco-fci en la sección

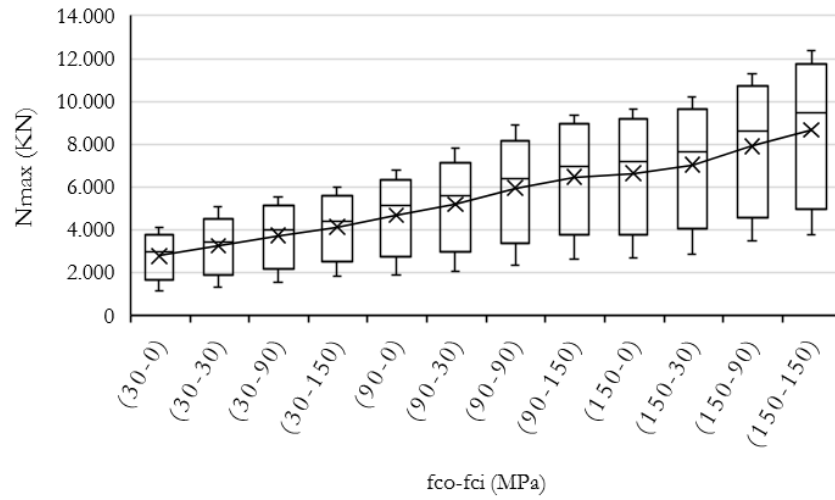


Figura III-10. Nmax – fco-fci C41 (f-g) centradas

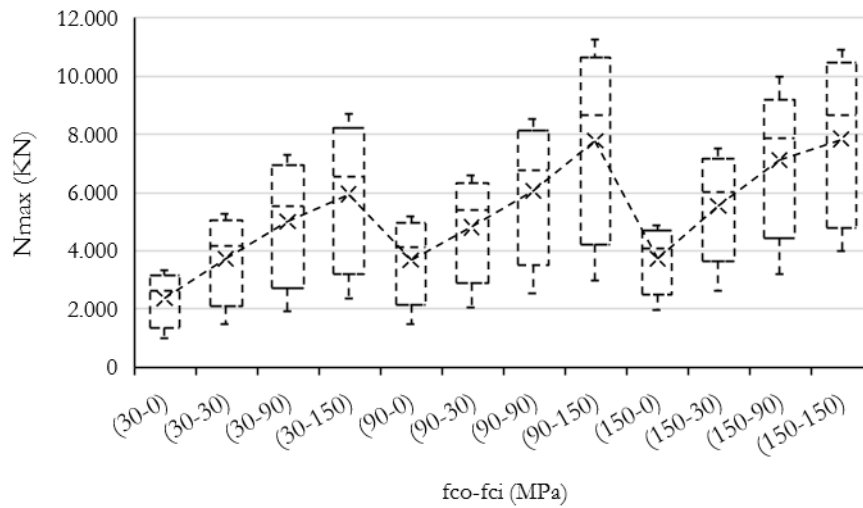


Figura III-11. Nmax – fco-fci C42 (g-f) centradas

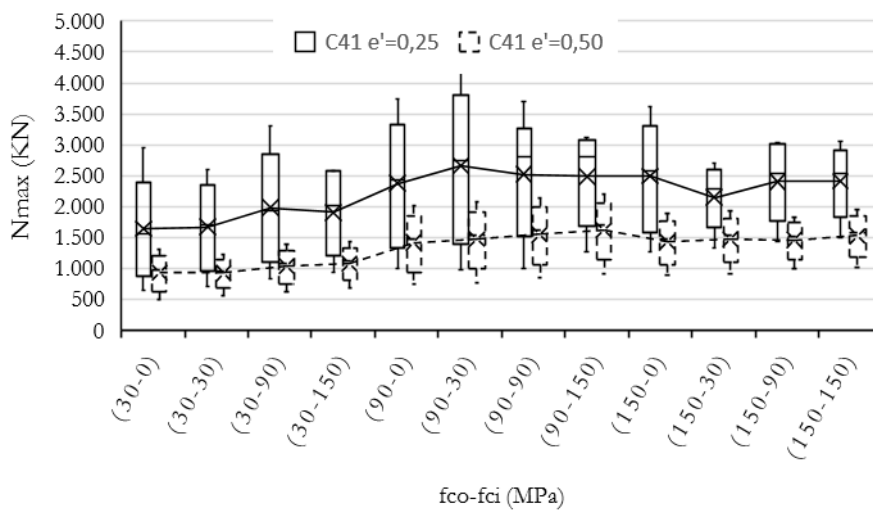


Figura III-12. N_{max} – $f_{co} - f_{ci}$ C41 (f-g) excéntricas

III.2. Índice de resistencia (SI)

III.2.1. Excentricidad relativa (e')

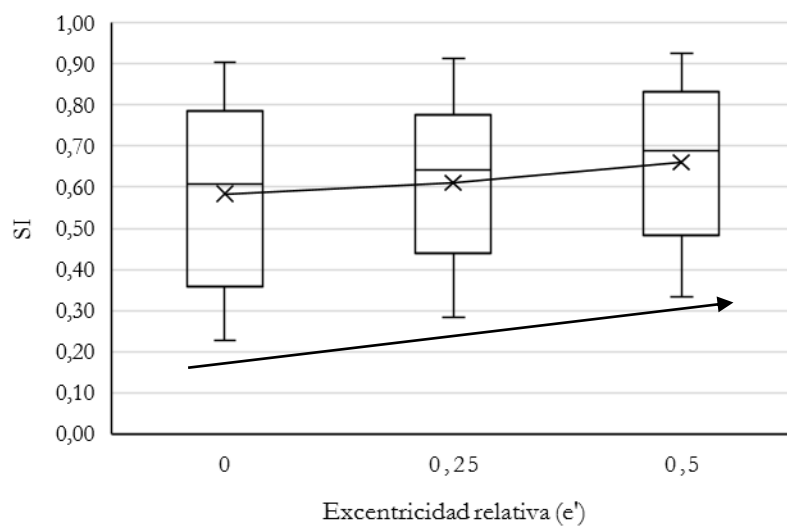


Figura III-13. SI – e' C41 (f-g)

III.2.2. Esbeltez adimensional (λ)

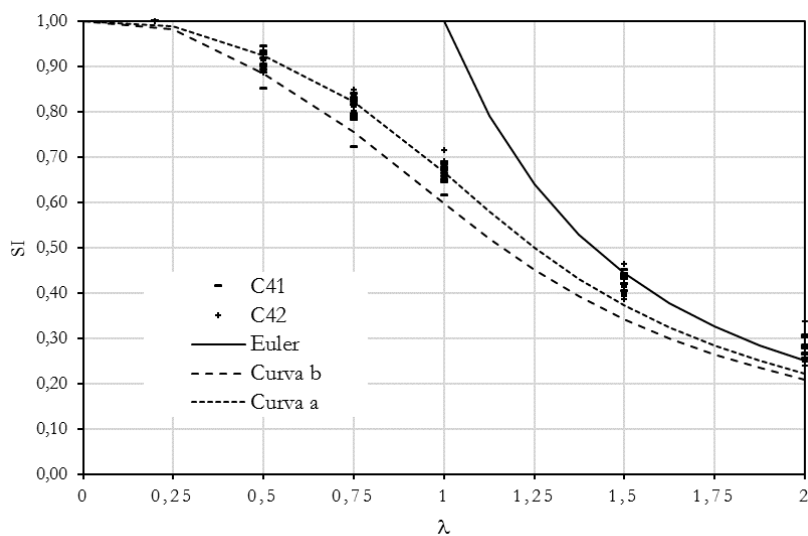


Figura III-14. SI- λ C41 (f-g) – C42 (g-f)

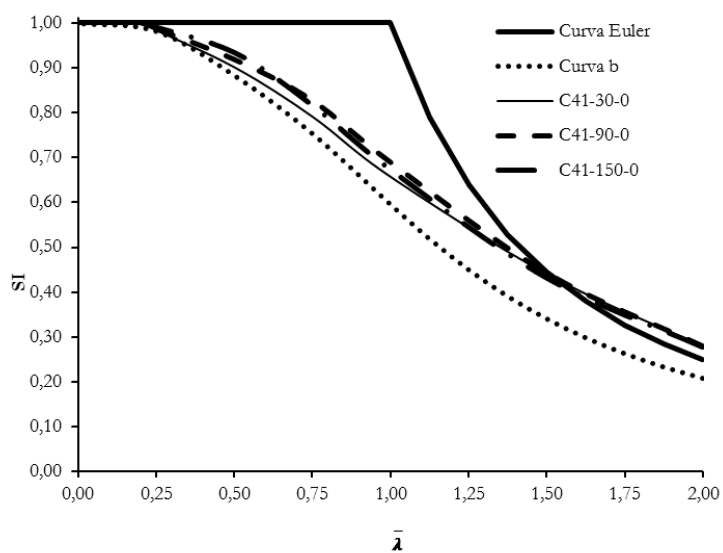


Figura III-15. SI- λ C41 (f-g) Doble piel ($f_{ci}=30\text{MPa}$) centrada

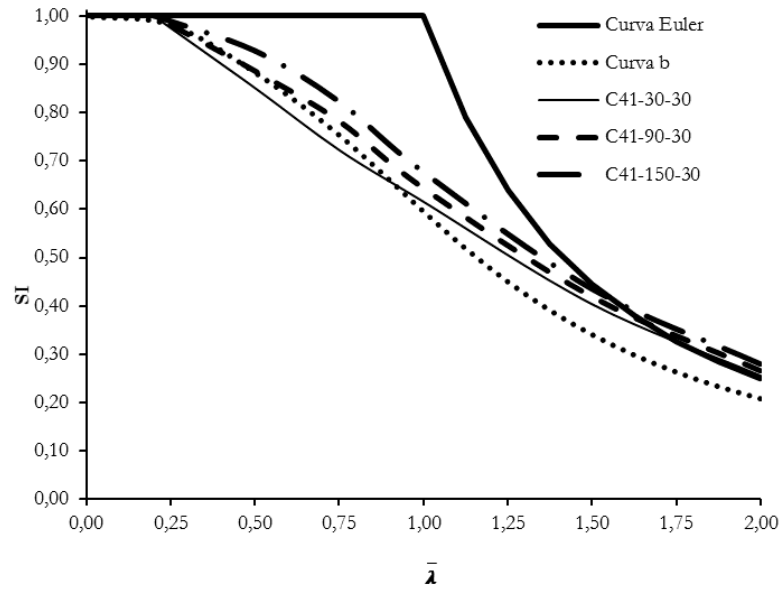


Figura III-16. SI- λ C41 (f-g) Doble tubo ($f_{ci}=30\text{MPa}$) centrada

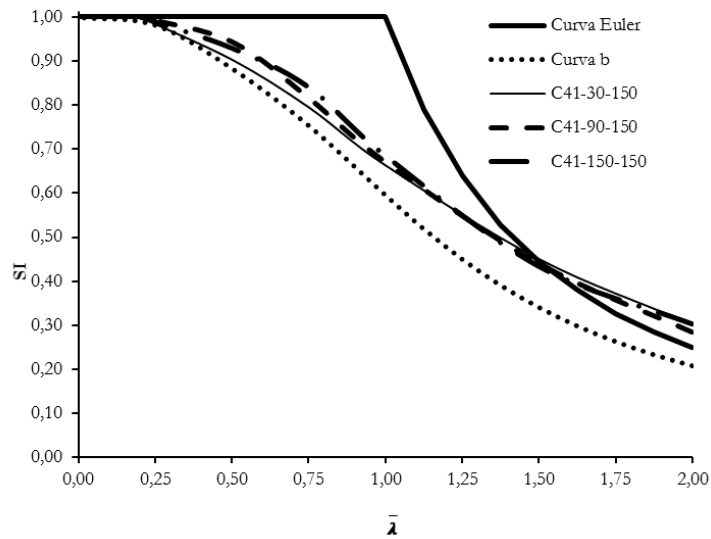


Figura III-17. SI- λ C41 (f-g) Doble tubo ($f_{ci}=150\text{MPa}$) centrada

III.2.3. Resistencia del hormigón del anillo (f_{co})

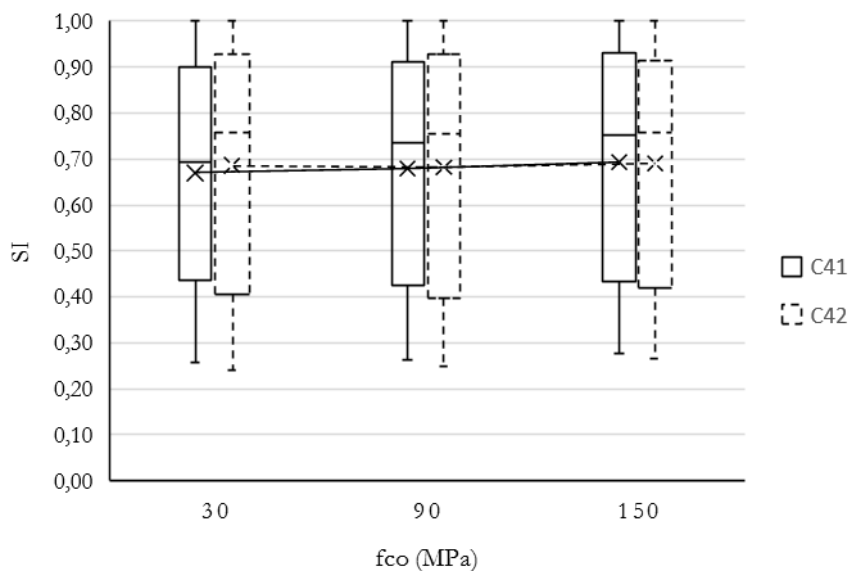


Figura III-18. SI – f_{co} C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas

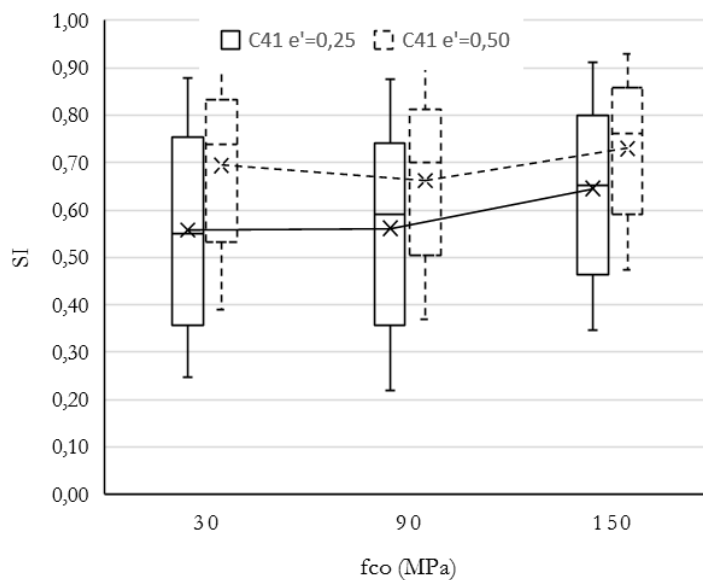


Figura III-19. SI – f_{co} C41 (f-g) excéntricas

III.2.4. Resistencia del hormigón del núcleo (fci)

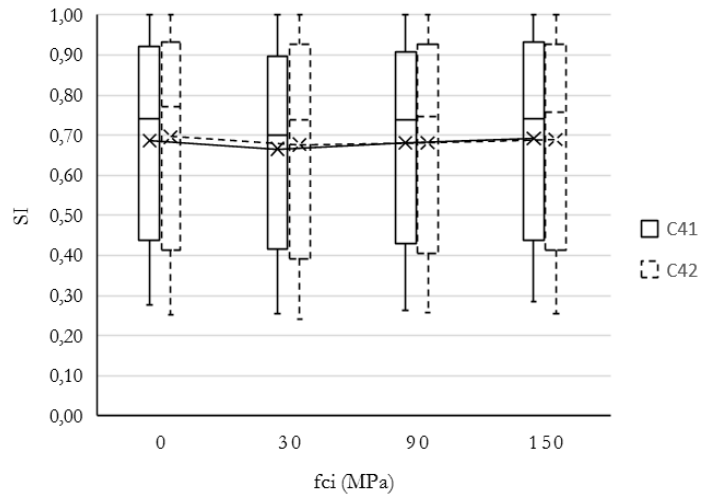


Figura III-20. SI – fci C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas

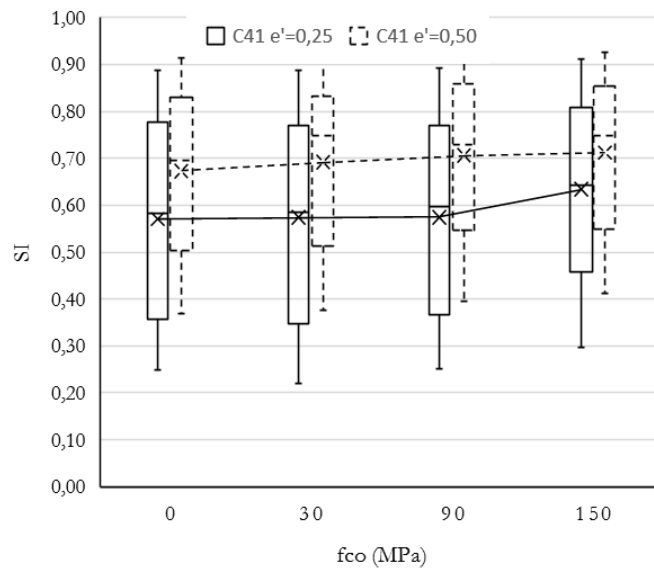


Figura III-21. SI – fci C41 (f-g) excéntricas

III.3. Índice de contribución del acero y hormigón interior (CSCR)

III.3.1. Excentricidad relativa (e')

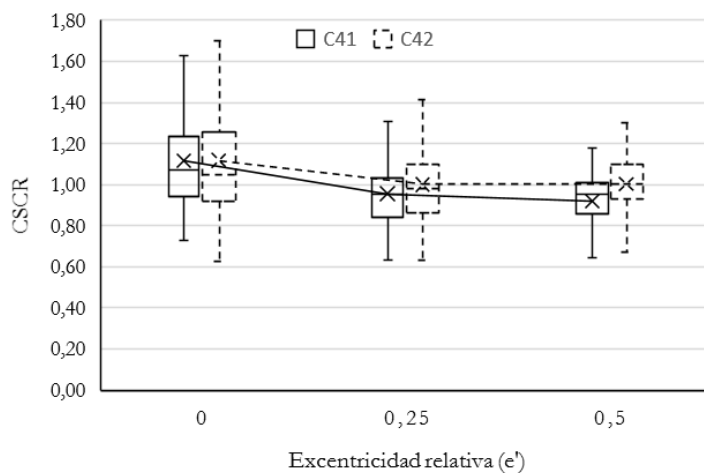


Figura III-22. CSCR – e' C41 (f-g) – C42 (g-f)

III.3.2. Esbeltez adimensional (λ)

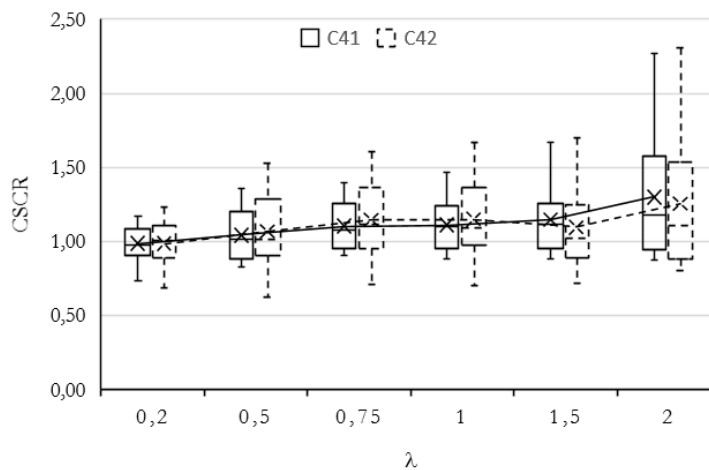


Figura III-23. CSCR- λ C41 (f-g) – C42 (g-f)

III.3.3. Resistencia del hormigón del anillo (f_{co})

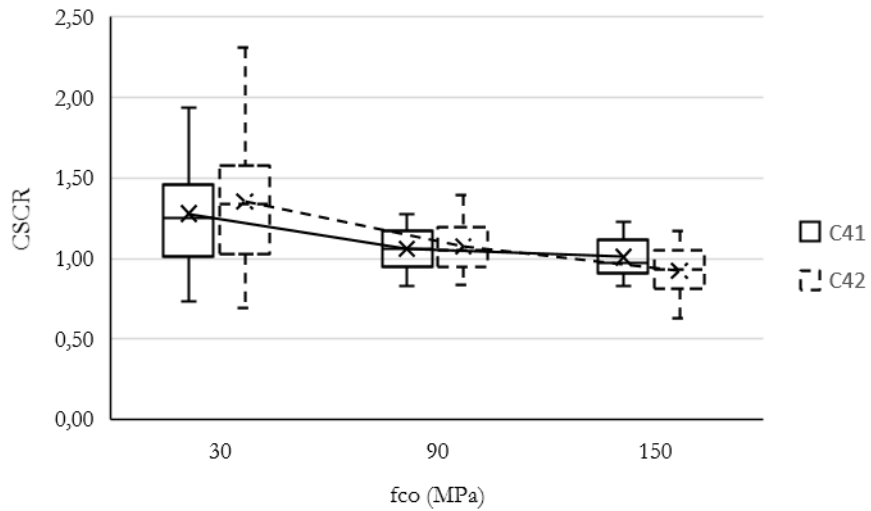


Figura III-24. CSCR – f_{co} C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas

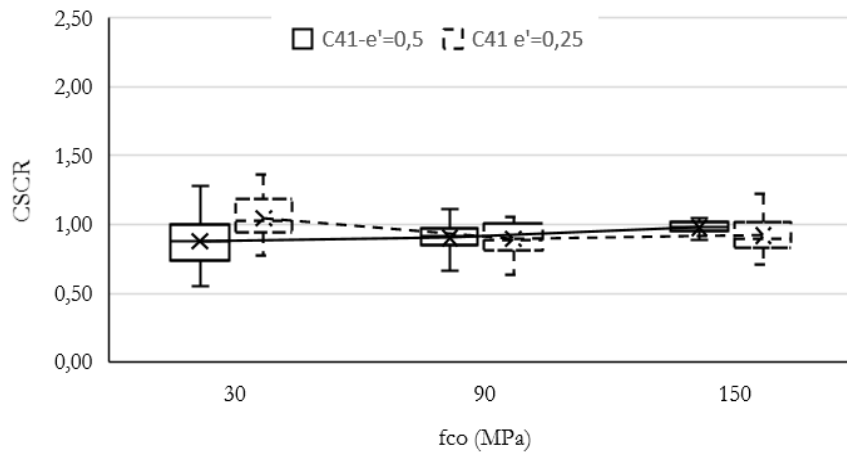


Figura III-25. CSCR – f_{co} C41 (f-g) excéntricas

III.3.4. Resistencia del hormigón del núcleo (f_{ci})

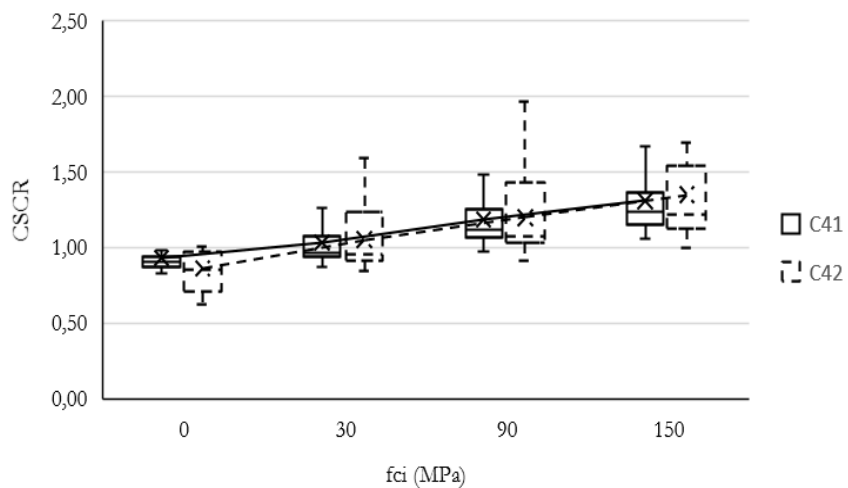


Figura III-26. CSCR – f_{ci} C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas

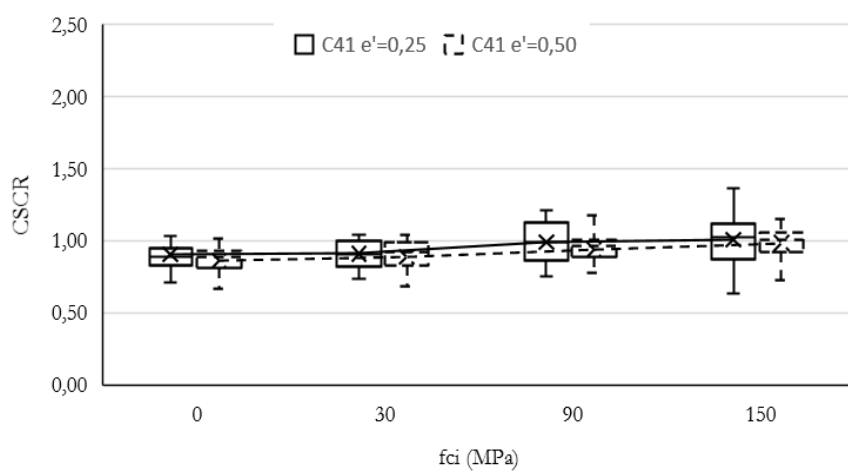


Figura III-27. CSCR – f_{ci} C41 (f-g) excéntricas

III.3.5. Combinaciones de fco-fci en la sección

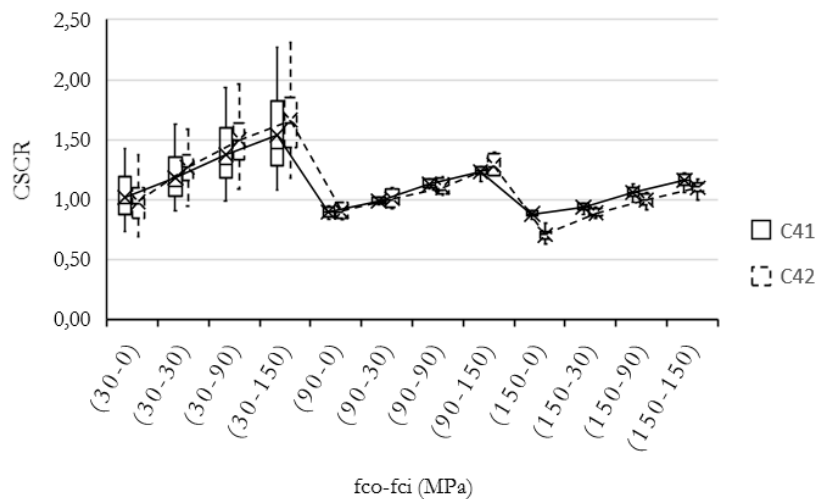


Figura III-28. CSCR – Combinación fco-fci C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas

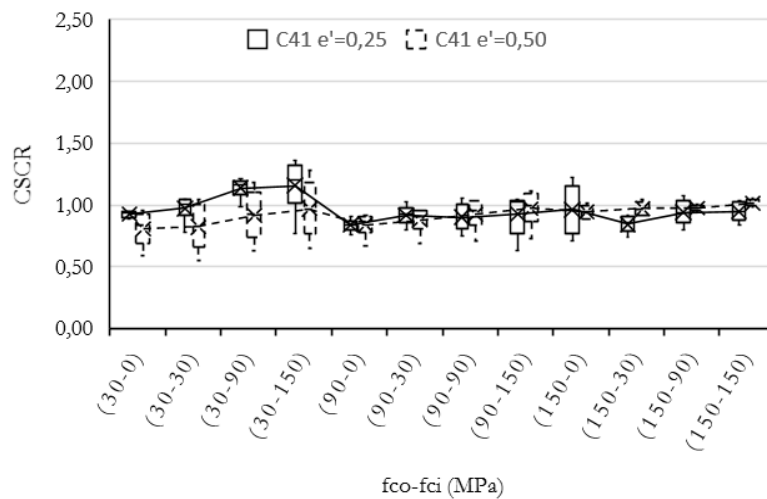


Figura III-29. CSCR – Combinación fco-fci C41 (f-g) excéntricas

III.4. Índice de rendimiento del hormigón interior (CCR)

III.4.1. Excentricidad relativa (e')

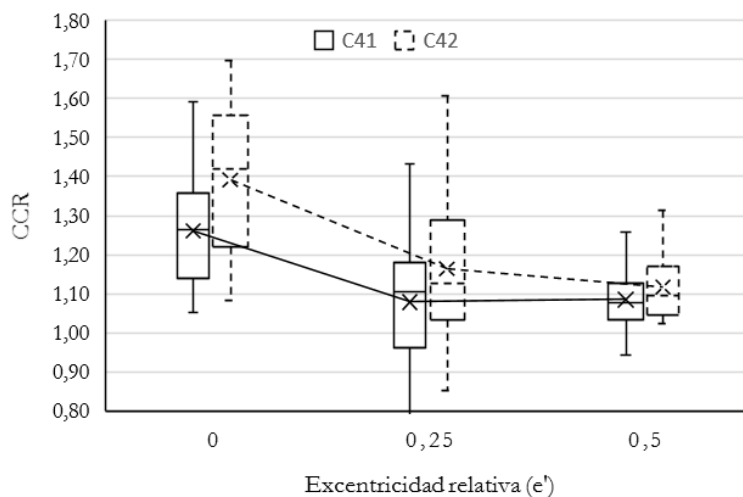


Figura III-30. CCR – e' C41 (f-g) – C42 (g-f)

III.4.2. Esbeltez dimensional (λ)

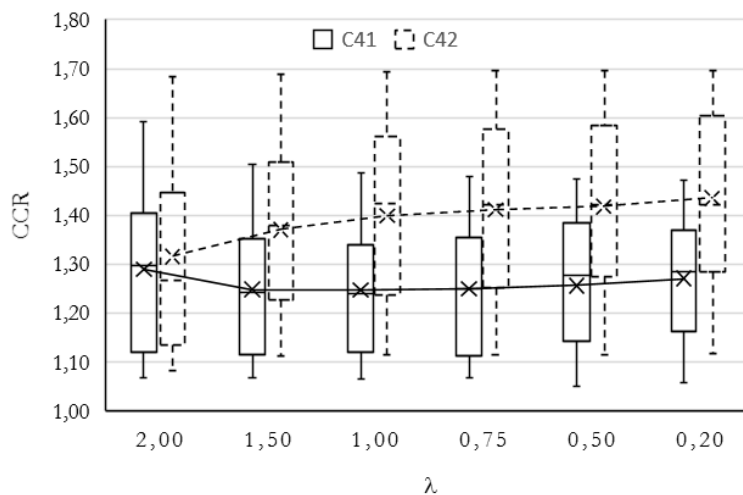


Figura III-31. CCR- λ C41 (f-g) – C42 (g-f) centradas

III.4.3. Combinaciones de fco-fci en la sección

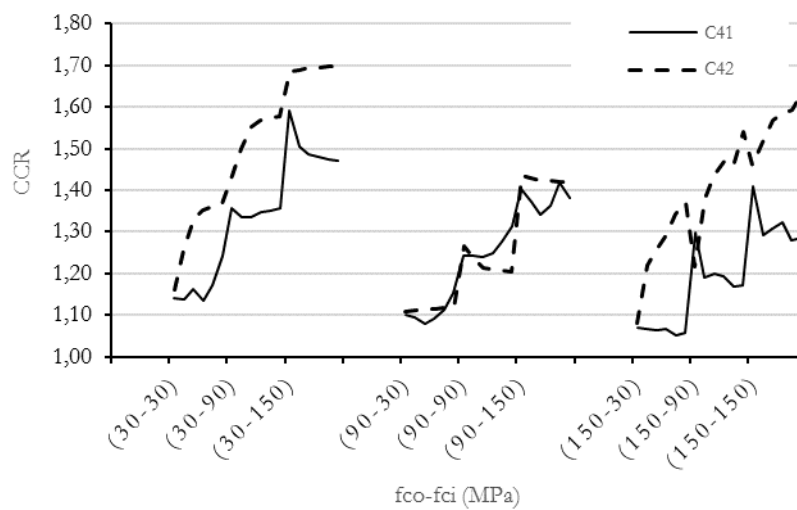


Figura III-32. CCR – Combinación fco-fci C41 (f-g) y C42 (g-f) centradas