

TESIS DOCTORAL

**ESTUDIO NUMÉRICO Y COMPARATIVO DEL
COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS TUBULARES MIXTAS CON
UN PRETENSADO INICIAL DE UNO DE LOS COMPONENTES.**

*Aproximación experimental del comportamiento de secciones CFST
pretensadas, sometidas a compresión cíclica*

Doctorando

Caio Cesar Milan

Directores

Dr. Albert Albareda Valls

Dr. Jordi Maristany Carreras

*Doctorado en Tecnología de la Arquitectura, de La Edificación y del
Urbanismo*

Departamento de Tecnología de la Arquitectura

Barcelona, Noviembre 2022

*A mis abuelos,
Irene y Antônio (in memoriam)*

Publicaciones derivadas de esta investigación

Milan, C.C., Albareda-Valls, A. and Maristany Carreras, J. (2019), "**Evaluation of Structural Performance between Active and Passive Preloading Systems in Circular Concrete-Filled Steel Tubes (CFST)**", *Engineering Structures* 194(2019), 207-219.

(Ver artículo en Anexo 1)

Albareda-Valls, A., Milan, C.C., Albareda-Valls, A., Maristany Carreras, J. and Garcia Carrera, D. (2018), "**Analysis of Slab-column Connections in CFT sections without continuity of the Tube**", 12th International Conference on Advances in Steel-Concrete Composite Structures (ASCCS 2018) Universitat Politècnica de València, València, Spain, June 27-29, 2018.

(Ver artículo en Anexo 2)

Resumen

El uso de estructuras mixtas de distintos tipos y tipologías, principalmente en acero-hormigón, ha experimentado un aumento creciente durante las últimas décadas. Las mejoras mecánicas que ofrecen estas estructuras en comparación con las estructuras de hormigón armado y acero convencionales, permite aprovechar de forma optimizada las características de los dos materiales.

De entre las tipologías más habituales de estructuras mixtas, esta tesis se centra en el estudio de columnas mixtas de perfiles tubulares circulares de acero rellenos con hormigón (CFST). Los CFST se utilizan cada vez más gracias a su gran rendimiento mecánico, especialmente sometidos a compresión. Esto se debe básicamente al efecto de confinamiento proporcionado por el tubo exterior, que generalmente mejora la ductilidad y resistencia del relleno de hormigón. Del proceso constructivo de estas secciones, principalmente, derivan una serie de cuestiones significativas, como el hecho de cargar el tubo antes del hormigonado en etapas constructivas preliminares, efecto que provoca un esfuerzo de precarga que deriva en una respuesta de la sección diferente a la esperada. Estos problemas deben ser considerados en el proceso de diseño y acaban produciendo efectos de precarga no deseados en uno de los dos componentes derivados del propio proceso.

Existen varios estudios que tratan la precarga como un método de diseño en sí mismo, aplicando dichas cargas antes de que la sección entre en servicio (métodos activos) para mejorar las capacidades de las secciones CFST. Por ello, esta investigación empieza analizando y comparando 4 metodologías diferentes (2 métodos de precarga pasivos y 2 métodos activos) describiendo los beneficios potenciales y las problemáticas de cada uno de ellos en toda la sección; mientras que a veces una pre-tensión en un componente puede mejorar la respuesta mecánica global, a veces se vuelve incluso perjudicial. La relación del efecto de confinamiento sobre el núcleo y, especialmente, saber en qué momento éste se activa, revela el grado de mejora real de la respuesta a compresión de la sección en términos de ductilidad y resistencia.

Finalmente, se ha realizado una campaña experimental en base al método de precarga que se ha considerado el más eficiente para poder validar las hipótesis hechas durante la fase numérica.

Abstract

The use of mixed structures of the most varied types and typologies, mainly in steel and concrete, have been increasingly used in the recent decades. The mechanical advantages of these structures in comparison with conventional reinforced concrete and steel structures working independently, allow to optimize the performance of both components.

Within all the possibilities of composite structures, this investigation focuses on the study of composite columns of circular tubular steel profiles filled with concrete (CFST). CFSTs are increasingly used due to improved structural performance, especially under compression. This is basically due to the confinement effect provided by the pipe, which generally improves the ductility and strength of the concrete fill. Mainly, a series of issues derive from the construction process of these sections, such as, for example, the fact of loading the tube before concreting in preliminary construction stages causes a preloading effort that implies a different response from the section than expected. These problems must be considered in the design process and lead to unwanted preload effects in one of the two components derived from the process itself.

A limited number of studies treat preloading as a design method in itself before being under service loads (active methods) to improve the capabilities of CFST sections. Therefore, the thesis begins by analyzing and comparing 4 different methodologies (2 passive versus 2 active preload methods) describing the potential benefits and consequences of them throughout the section; while sometimes a prestress ratio in a component can improve the overall mechanical response, sometimes it doesn't and even becomes detrimental. The relation of the confinement effect on the core and especially when activated reveals the degree of real improvement of the compressive response of the section in terms of ductility and resistance.

Finally, for the method that has been considered most beneficial, a small experimental campaign was carried out so that there is a first approximation of the behavior of this type of preloaded section.

Listados

Índice de Figuras

FIG. 1. Secciones mixtas de acero y hormigón.....	24
FIG. 2. Aplicación de la precarga: en el núcleo de hormigón (izq.); en la camisa de acero (dir.).....	25
FIG. 3. Ejemplos de aplicación de CFST: Puente sobre el rio Gantse, China (izq.), Edificio Fleet Place House, Londres (Inglaterra) (cen), y Torre del Milenio, Viena (Austria) (der.).....	31
FIG. 4. Curva de tensión-deformación de varias clases resistentes de hormigón (Johansson, 2002).....	35
FIG. 5. Evolución del proceso de fallo del hormigón (Johansson et al, 2002)..	36
FIG. 6. Deformación volumétrica del hormigón.....	37
FIG. 7. Módulo de elasticidad inicial del hormigón.....	38
FIG. 8. Curva tensión-deformación uniaxial idealizada para hormigón simple.	39
FIG. 9. Envolvente de tensión biaxial para hormigón de 50MPa.....	41
FIG. 10. Curvas tensión-deformación del hormigón simple y confinado (Susantha et al, 2000).....	42
FIG. 11. Curva tensión-deformación uniaxial teórica del acero.....	45
FIG. 12. Curva elíptica del criterio von Mises en el plano biaxial.	47
FIG. 13. Confinamiento activo - Respuesta del hormigón por aumento de la presión de confinamiento. (Johansson et al, 2002).....	48
FIG. 14. Aplicación de la carga: en toda la sección (izq.), únicamente al perfil de acero (cen) y solo en el núcleo de hormigón (der.).....	51
FIG. 15. Mecanismos de adherencia (Johansson et al, 2002).....	52
FIG. 16. Pandeo local en el caso de pilares vacíos y rellenos.....	53
FIG. 17. La influencia del proceso constructivo en secciones CFST en edificios de varios pisos.....	54
FIG. 18. Viaducto de Erques, Tenerife (España).....	57
FIG. 19. Curvas carga-deformación según diferentes modos de carga.....	58

FIG. 20. Precarga Pasiva (como consecuencia del proceso constructivo)	59
FIG. 21. Precarga activa (como sistema constructivo) / Esquemas propios.....	60
FIG. 22 Curva uniaxial tensión-deformación para el acero considerado en los modelos.....	63
FIG. 23. Curva uniaxial tensión-deformación para el hormigón considerado en los modelos.....	65
FIG. 24. Curva Tensión-Daño-Deformación para el hormigón considerado en los modelos.....	66
FIG. 25. Características de la malla utilizada en los modelos analizados (Milan et al, 2019).....	67
FIG. 26. Validación basada en los modelos de Susantha (Susantha et al, 2001) y Huang (Huang et al, 2016) (figura presente en Milan et al, 2019)	69
FIG. 27. Diferentes formas de precarga que se han considerado (Milan et al, 2019).....	71
FIG. 28. Carga x Deformación - CFST-1-SP / CFST-1 / ST-1 (Group 1 - 250x6.3)	75
FIG. 29. Carga x Deformación - CFST-1-SC / CFST-1 / ST-1 (Group 1 - 250x6.3)	76
FIG. 30. Carga x Deformación - CFST-1-ST / CFST-1 / ST-1 (Grupo 1 - 250x6.3)	77
FIG. 31. Carga x Deformación CFST-1-CC / CFST-1 / ST-1 (Grupo 1 - 250x6.3)	78
FIG. 32. Carga x Deformación – en el Step 2 - comparación entre: CFST-1-SP / CFST-1-SC/ CFST-1-ST / CFST-1-CC / CFST-1 / ST-1 (Milan et al., 2019).....	79
FIG. 33. Carga x Deformación – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$ comparación entre: CFST-1-SP / CFST-1-SC/ CFST-1-ST / CFST-1-CC / CFST-1 / ST-1 (Milan et al., 2019)	80
FIG. 34. Tensión x Desplazamiento Vertical – por materiales – Grupo 1 (250x6.3)	81
FIG. 35. Stresses x Vertical Strain – by section – Group 1 (250x6.3) (Milan et al., 2019).....	82
FIG. 36. Curva de Mises (MPa) – por sección – Grupo 1 (250x6.3) (Milan et al., 2019).....	84
FIG. 37. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G1 / CFST-ST_G1	90

FIG. 38.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G1 / CFST-SC_G1.....	91
FIG. 39.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G1 / CFST-SP_G1.....	91
FIG. 40.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G1 / CFST-CC_G1	92
FIG. 41.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G2 / CFST-ST_G2	93
FIG. 42.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G2 / CFST-SC_G2.....	94
FIG. 43.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G2 / CFST-SP_G2.....	94
FIG. 44.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G2 / CFST-CC_G2	95
FIG. 45.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G3 / CFST-ST_G3.....	96
FIG. 46.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G3 / CFST-SC_G3.....	96
FIG. 47.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G3 / CFST-SP_G3.....	97
FIG. 48.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G3 / CFST-CC_G3	97
FIG. 49.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G4 / CFST-ST_G4.....	98
FIG. 50.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G4 / CFST-SC_G4.....	99
FIG. 51.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G4 / CFST-SP_G4.....	99
FIG. 52.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G4 / CFST-CC_G4	100
FIG. 53.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G5 / CFST-ST_G5.....	101
FIG. 54.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G5 / CFST-SC_G5.....	101
FIG. 55.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G5 / CFST-SP_G5.....	102
FIG. 56.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G5 / CFST-CC_G5	102
FIG. 57.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G6 / CFST-ST_G6.....	103
FIG. 58.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G6 / CFST-SC_G6.....	104
FIG. 59.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G6 / CFST-SP_G6.....	104
FIG. 60.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G6 / CFST-CC_G6	105
FIG. 61.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G7 / CFST-ST_G7.....	106
FIG. 62.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G7 / CFST-SC_G7.....	106
FIG. 63.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G7 / CFST-SP_G7.....	107
FIG. 64.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G7 / CFST-CC_G7	107
FIG. 65.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G8 / CFST-ST_G8.....	108
FIG. 66.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G8 / CFST-SC_G8.....	109
FIG. 67.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G8 / CFST-SP_G8.....	109

FIG. 68.	Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G8 / CFST-CC_G8	110
FIG. 69.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2	111
FIG. 70.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$	112
FIG. 71.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2	113
FIG. 72.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$	113
FIG. 73.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2	114
FIG. 74.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$	115
FIG. 75.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2	116
FIG. 76.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$	116
FIG. 77.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2	117
FIG. 78.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$	117
FIG. 79.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2	118
FIG. 80.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$	119
FIG. 81.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2	119
FIG. 82.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$	120
FIG. 83.	Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2	121
FIG. 84.	Carga (kN) Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$	121
FIG. 85.	Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales.....	123
FIG. 86.	Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 1.....	124
FIG. 87.	Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales.....	126
FIG. 88.	Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 2.....	127
FIG. 89.	Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales.....	128
FIG. 90.	Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 3.....	129
FIG. 91.	Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales.....	131

FIG. 92. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 4.....	132
FIG. 93. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales.....	133
FIG. 94. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 5.....	134
FIG. 95. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales.....	136
FIG. 96. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 6.....	137
FIG. 97. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales.....	138
FIG. 98. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 7.....	139
FIG. 99. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales.....	141
FIG. 100. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 8.....	142
FIG. 101. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) - Comparación Grupo 1 x Grupo 2 x Grupo 3.....	145
FIG. 102. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) - Comparación Grupo 1 x Grupo 2 x Grupo 3.....	145
FIG. 103. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) - Comparación Grupo 1 x Grupo 2 x Grupo 3.....	146
FIG. 104. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) - Comparación Grupo 1 x Grupo 2 x Grupo 3.....	146
FIG. 105. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 4 X Grupo 5.....	147
FIG. 106. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 4 x Grupo 5.....	148
FIG. 107. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 4 x Grupo 5.....	148
FIG. 108. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 4 x Grupo 5.....	149
FIG. 109. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 6 X Grupo 7.....	150
FIG. 110. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 6 x Grupo 7.....	151
FIG. 111. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 6 x Grupo 7.....	151
FIG. 112. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 6 x Grupo 7.....	152

FIG. 113. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 8.....	153
FIG. 114. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 8.....	153
FIG. 115. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 8.....	154
FIG. 116. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 8.....	154
FIG. 117. Comportamiento isotrópico y cinemático: efecto de Bauchinger ...	159
FIG. 118. Endurecimiento y reblandecimiento de materiales por comportamiento cíclico.....	160
FIG. 119. Método de pretensado utilizado para la campaña experimental.....	161
FIG. 120. Imágenes de los especímenes ensayados e instrumentación.....	162
FIG. 121. Dimensiones y dibujos de especímenes	162
FIG. 122. Vista esquemática de la máquina de prueba y del espécimen testado	164
FIG. 123. Imágenes de los especímenes ensayados	165
FIG. 124. Carga x. Desplazamiento en ST (ST02).....	166
FIG. 125. Carga x. Desplazamiento en CFST (ST04).....	167
FIG. 126. Carga x. Desplazamiento en CFST _{PRELOADED} (ST08).....	167

Índice de Tablas

TABLA 1. <i>Parámetros “CDP” definidos en Abaqus</i>	64
TABLA 2. <i>Propiedades de los materiales de los modelos CFST's (Milan et al, 2019).....</i>	65
TABLA 3. <i>Comparación entre análisis FEM, experimentos y cálculos teóricos (Milan et al, 2019).....</i>	70
TABLA 4. <i>Aplicación de cargas por Pasos.....</i>	72
TABLA 5. <i>Especímenes analizados en los primeros análisis (Milan et al, 2019)</i>	73
TABLA 6. <i>Tensiones para la curva de Mises – Grupo 1 (250x6.3) (Milan et al., 2019).....</i>	83
TABLA 7. <i>Cargas de todos los modelos testados (Milan et al., 2019)</i>	84
TABLA 8. <i>Característica de modelos analizados y sus características de cambio</i>	87
TABLA 9. <i>Tensiones de los especímenes analizados</i>	142
TABLA 10. <i>Propiedades de los especímenes testados</i>	162
TABLA 11. <i>Mistura para Hormigón ($f_{ck} = 25\text{MPa}$).....</i>	163
TABLA 12. <i>Precarga y tipo de carga.....</i>	163
TABLA 13. <i>Resultados de los especímenes testados: cargas y desplazamiento</i>	167

Índice

<i>Dedicación</i>	<i>iii</i>
<i>Publicaciones derivadas de esta investigación</i>	<i>v</i>
<i>Resumen</i>	<i>vii</i>
<i>Abstract</i>	<i>ix</i>
<i>Índice de Figuras</i>	<i>xi</i>
<i>Índice de Tablas</i>	<i>xvii</i>
<i>Índice</i>	<i>xix</i>

Capítulos

1. INTRODUCCIÓN	24
1.1. INTRODUCCIÓN.....	24
1.2. OBJETIVOS	26
1.2.1. <i>Objetivo General</i>	26
1.2.2. <i>Objetivos Específicos</i>	26
1.3. ESTRUCTURA DE LA TESIS.....	26
2. ESTADO DEL ARTE	30
2.1. INTRODUCCIÓN AL CÁLCULO DE LOS PILARES MIXTOS	30
2.1.1. <i>Pilares mixtos de Acero-Hormigón</i>	30
2.1.2. <i>Ventajas e Inconvenientes del uso de CFST</i>	31
2.2. COMPORTAMIENTO MIXTO.....	34
2.2.1. <i>Comportamiento de los materiales</i>	35
2.2.1.1. <i>Hormigón</i>	35

2.2.1.1.1. Estado de tensión uniaxial.....	38
2.2.1.1.2. Estado de tensión biaxial.....	40
2.2.1.1.3. Estado de tensión triaxial.....	41
2.2.1.2. Acero.....	44
2.2.1.2.1. Estado de tensión uniaxial.....	45
2.2.1.2.2. Estado de tensión biaxial y triaxial.....	47
2.2.2. Interacción acero-hormigón.....	47
2.2.2.1. Confinamiento activo.....	48
2.2.2.2. Confinamiento pasivo.....	48
2.2.2.3. Otras características (adherencia / ductilidad / pandeo local). 51	
2.3. PRETENSADO EN LAS SECCIONES CFST.....	53
2.3.1. Precarga de secciones CFST: método activo (como sistema) y método pasivo (como consecuencia).....	58
3. ANÁLISIS PARAMÉTRICO.....	62
3.1. MODELO NUMÉRICO.....	62
3.1.1. Modelo Constitutivo.....	63
3.1.2. Geometría, Malla, Interacción y Condiciones de Contorno.....	66
3.1.3. Validación del Modelo.....	68
3.1.4. Definición de las Precargas.....	71
3.1.5. Procedimiento de Análisis.....	72
3.2. ANÁLISIS INICIALES.....	73
3.2.1. Definición de los Especímenes.....	73
3.2.2. Resultados Iniciales.....	74
3.2.2.1. Cargas-Deformación bajo distintas precargas.....	74
3.2.2.2. Eficiencia de los diferentes métodos de precarga.....	78

3.2.2.3. Tensión en los componentes e influencia del efecto de confinamiento.....	80
3.2.2.4. Influencia del diámetro de la sección	84
3.2.3. Conclusiones.....	85
3.3. EXPANSION DEL ANÁLISIS	87
3.3.1. Definición de los Especímenes.....	87
3.3.2. Resultados Finales.....	89
3.3.2.1. Carga-Deformación bajo distintos tipos de precarga.....	89
3.3.2.2. Eficiencia de los diferentes métodos de precarga	110
3.3.2.3. Tensión en los componentes e influencia del efecto de confinamiento.....	122
3.3.2.4. Influencia de los parámetros.....	143
3.3.3. Conclusiones.....	155
4. ANÁLISIS EXPERIMENTAL	157
4.1. CARGA MONOTÓNICA Y CÍCLICA DE COMPRESIÓN EN CFST	157
4.2. HIPÓTESIS INICIALES.....	160
4.3. VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL	161
4.3.1. Detalles de los especímenes ensayados	162
4.3.2. Instrumentación y procedimientos del ensayo.....	164
4.3.3. Análisis de los resultados obtenidos.....	165
4.3.3.1. Efectos de la precarga activa sobre la capacidad a compresión de la sección.....	169
5. CONCLUSIONES.....	173
5.1. CONCLUSIONES	173
5.2. FUTURAS INVESTIGACIONES	175

6. BIBLIOGRAFÍA	177
6.1. Artículos	177
6.2. Tesis y Tesinas.....	186
6.3. Libros.....	188
6.4. Códigos	189

Anexos

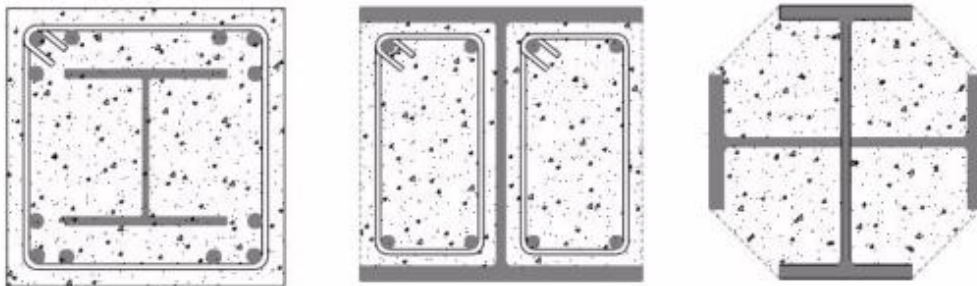
Anexo 1	191
<i>“Evaluation of Structural Performance between Active and Passive Preloading Systems in Circular Concrete-Filled Steel Tubes (CFST)”</i>	
Anexo 2	224
<i>“Analysis of Slab-column Connections in CFT sections without continuity of the Tube”</i>	

1.

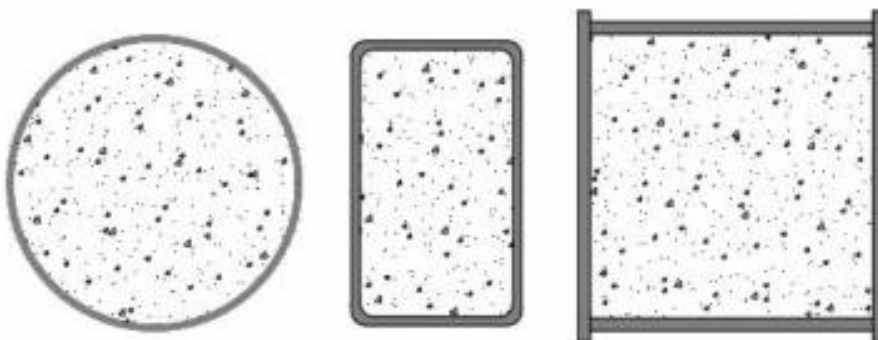
INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

Los pilares mixtos hormigón-acero son cada día más populares debido a su comportamiento mecánico derivado de la interacción entre componentes. En general y según el propio Eurocódigo 4, las secciones mixtas se dividen en dos grupos: (a) Sección Metálica Embebida en Hormigón, (b) Sección Metálica Rellena de Hormigón (ver **FIG. 1**).



(a) Secciones Metálicas Embebidas en Hormigón



(b) Secciones Metálicas Rellenas de Hormigón

FIG. 1. Secciones mixtas de acero y hormigón

En las secciones metálicas rellenas de hormigón, se produce un claro efecto de simbiosis derivada de la unión de estos materiales. Por una parte, el tubo de acero hace de encofrado permanente para el hormigón y lo mantiene confinado hasta alcanzar su carga máxima, evitando la disgregación del material. Por el otro lado, el núcleo de hormigón retrasa la aparición del pandeo local del tubo de acero favoreciendo su plastificación. La interacción entre ambos materiales en estas secciones hace que se produzca una mejora en el comportamiento individual de ambos y, en consecuencia, de las prestaciones mecánicas de la sección compuesta. Por ello, junto con otras ventajas que se mencionaran en próximos capítulos, en los últimos años se han construido gran número de edificios con secciones mixtas tubulares.

Es por esto que es necesario conocer el comportamiento de estas secciones y por lo que diversos autores han realizado estudios numéricos y ensayos experimentales, generando las bases de la teoría sobre las secciones mixtas. Esta investigación estudia, más concretamente, el comportamiento de los pilares tubulares circulares de acero rellenos de hormigón (CFST - concrete filled steel tube) bajo los efectos de una precarga. Aunque parezca extraño, estos pilares todavía presentan incógnitas no resueltas.

En especial, el trabajo se focaliza en entender el comportamiento de pilares mixtos (CFST) sometidos a cargas de pretensado en uno de sus componentes, tubo de acero o núcleo de hormigón (ver **FIG. 2**). La hipótesis de partida es que esta carga inicial pueda cambiar el comportamiento final de la sección en algún de sus aspectos mecánicos.

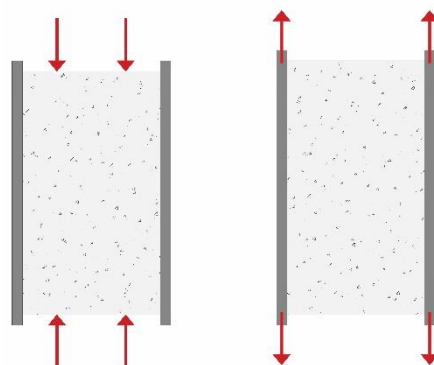


FIG. 2. Aplicación de la precarga: en el núcleo de hormigón (izq.); en la camisa de acero (dir.)

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

Esta investigación tiene como objetivo general el de describir y estudiar la influencia del pretensado (tensión inicial) en columnas mixtas circulares de acero rellenas de hormigón (CFST). A través de la investigación realizada, se pretende comprender el comportamiento estructural, desde el punto de vista físico, numérico y constructivo de estas secciones.

Con tal propósito, se han desarrollado algunos modelos de elementos finitos tridimensionales no lineales. Estos modelos numéricos se han validado con modelos paramétricos de otros autores reconocidos y a través de ensayos experimentales, para comprender cuál es la influencia de las principales variables sobre el comportamiento mecánico de las columnas CFST sometidas a precarga.

1.2.2. Objetivos Específicos

Se plantean en esta tesis algunos objetivos específicos que se pueden sintetizar en los siguientes puntos listados abajo:

*(a) **Revisar y actualizar** el Estado del Arte de secciones CFST Pretensados, poco investigado hasta el día de hoy;*

*(b) **Definir y analizar** métodos de Pretensado de secciones CFST;*

*(c) **Comparar**: 1.) columnas CFST tradicionales versus columnas CSFT Pretensadas, 2.) columnas CFST pretensadas a través de distintos métodos;*

*(d) **Ampliar** las bases comparativas. Modificar, uno por uno, todos los parámetros que involucran las secciones pretensadas para comprender cuáles son relevantes e influyen en su comportamiento.*

*(e) **Analizar experimentalmente** el modelo que comprobar mejores prestaciones mecánicas.*

1.3. ESTRUCTURA DE LA TESIS

Esta tesis doctoral está estructurada en 6 capítulos y 2 anexos.

En el **Capítulo 1**, se hace una presentación sintética del tema sobre el que versa esta tesis, los objetivos y la estructura del texto.

En el **Capítulo 2**, se realiza una breve exposición del Estado del Arte de las columnas mixtas en la construcción, centrándose en la utilización de los pilares tubulares circulares de acero rellenos de hormigón (CFST). Para pasar a estudiar a continuación los efectos producidos por la precarga de los tubos que nos permite llenar este gran hueco existente en la base teórica de este tipo de secciones.

Se incluye también una revisión actualizada del estado de conocimiento sobre el efecto de aplicar una precarga sobre pilares mixtos, incluyendo investigaciones realizadas de carácter experimental y numérico con distintos abordajes.

Finalmente, en este capítulo se describen las características físico-mecánicas de los materiales que componen los perfiles mixtos en cuestión.

En el **Capítulo 3**, se explican los análisis realizados a través de un extenso estudio paramétrico. Para ello, se describen con detalle las características del modelo numérico y el tratamiento de los materiales utilizados en la investigación, utilizando para ello el programa de cálculo, Abaqus/CAE. En referencia a los análisis, en un primer momento la campaña compara todas las distintas formas de aplicación de precarga en una sección CFST. Ampliando el análisis en una segunda fase, se han modificado de forma controlada los factores que afectan el comportamiento mecánico de las secciones.

En el **Capítulo 4**, se describe la campaña de ensayos experimentales que se han realizado para la comprobación de la mejora del comportamiento del pilar CFST bajo la precarga, y se explica la respuesta mecánica de los especímenes.

En el **Capítulo 5** se presentan las conclusiones del trabajo y se exponen futuras líneas de investigación para complementar este tema.

En un capítulo aparte (**Capítulo 6**), se indexa las referencias bibliográficas, ordenadas por orden alfabético.

En el **Anexo I** y **Anexo II**, se incluyen diversos artículos escritos durante los años del Doctorado. El **Anexo I**, fue publicado en una revista científica de alto impacto y sus aportaciones están presentes en el capítulo 3. El **Anexo II**, es una investigación paralela en estructuras mixtas que ayudó a comprender mejor el comportamiento de este tipo de estructuras.

2.

ESTADO DEL ARTE

2.1. INTRODUCCIÓN AL CÁLCULO DE LOS PILARES MIXTOS

2.1.1. Pilares mixtos de Acero-Hormigón

Los pilares son elementos estructurales verticales sometidos, principalmente, a esfuerzos axiales de compresión. Figueiredo (Figueiredo et al, 2012) expone que “A lo largo de la historia se han empleado diferentes materiales para su ejecución en función del nivel de desarrollo o conocimientos del momento, de las materias primas disponibles, del grado de sollicitaciones, etc. Entre los diferentes materiales existentes, el hormigón y el acero se han impuesto a todos los demás, por motivos de disponibilidad, economía, rapidez de ejecución y capacidad resistente.”

Los primeros ejemplares de pilares mixtos surgieron en la mitad del siglo XX, donde inicialmente los perfiles metálicos eran recubiertos de hormigón de baja resistencia para su protección frente a la corrosión y al fuego. En un segundo momento se ha estudiado la posibilidad de que ambos materiales aporten capacidad resistente a sección, llegando a las soluciones de tipologías para las secciones que se conoce actualmente.

Existen diferentes tipos de pilares mixtos, tal y como se muestra en la **FIG. 1**. Esta tesis doctoral se centra en el estudio de los pilares tubulares de acero rellenos de hormigón de sección circular, CFST (ver **FIG. 1b**).

Los tubos de acero rellenos de hormigón (secciones CFST conocidas) se han utilizado cada vez más durante las últimas décadas (ver **FIG. 3**), especialmente como columnas, vigas-columnas y arcos en estructuras civiles y arquitectónicas. Esto se debe principalmente al hecho de que estas secciones son significativamente más eficientes que las de acero hueco en términos de resistencia, ductilidad y rigidez.



FIG. 3. Ejemplos de aplicación de CFST: Puente sobre el río Gantse, China (izq.), Edificio Fleet Place House, Londres (Inglaterra) (cen), y Torre del Milenio, Viena (Austria) (der.)

Esta es la razón por la que las secciones CFST se han convertido en una tipología muy interesante para investigadores de todo el mundo, a pesar de que aún quedan muchas preguntas por responder sobre sus ventajas y limitaciones. Las secciones CFST son adecuadas para una amplia gama de aplicaciones actuales y futuras. Los aspectos principales asociados con el comportamiento mecánico de CFST ya se han descrito en el pasado por otros autores, mientras que los problemas menores y efectos secundarios que conllevan aún no se han tratado con profundidad. Un ejemplo de estas cuestiones es la potencialidad del hecho de precargar el acero o el hormigón antes de ser sometido a cargas de servicio (precarga activa). Al respecto, y tal como será visto más adelante, varios autores ya apuntan algunas ventajas y limitaciones de este procedimiento.

2.1.2. Ventajas e Inconvenientes del uso de CFST

Como en cualquier otra tipología estructural, los CFST presentan ventajas y desventajas de aplicarlos en estructuras de edificación reales. En este caso, los perfiles CFST ofrecen más ventajas que inconvenientes en comparación con el uso independiente de perfiles de acero o columnas de hormigón.

Entre las ventajas, Figueiredo (Figueiredo et al, 2012) destaca las siguientes:

- a) Interacción entre el perfil de acero y el núcleo de hormigón (sinergia del conjunto)*

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

- d) *Las uniones resultan sencillas y se pueden estandarizar, sobre todo en el caso de perfiles rectangulares: se pueden aplicar soluciones constructivas propias de las estructuras metálicas;*
- e) *Empleo de Hormigón de Alta Resistencia. Con el hormigón de alta resistencia (HAR) es posible mantener unas secciones reducidas, aunque las cargas aumenten. Esto aumenta el espacio útil por planta, lo que es muy ventajoso dado el precio del metro cuadrado de suelo, sobre todo en las primeras plantas de edificios altos.*
- f) *Desde el punto de vista arquitectónico los CFSTs resultan del agrado de los diseñadores por su mayor esbeltez, que favorece el área útil de cada planta (mayor diafanidad), mejorando la visibilidad y el aprovechamiento del espacio disponible;*
- g) *El comportamiento frente al fuego de un pilar relleno de hormigón es especial: al combinar materiales con conductividades térmicas muy diferentes, se produce un comportamiento con transitorios de calentamiento acusados y fuertes diferencias de temperatura a través de la sección transversal. A causa de estos diferenciales, los pilares mixtos rellenos de hormigón y armadura pueden calcularse para que tengan una resistencia al fuego de hasta 120 minutos, o más, sin protección externa. Los pilares metálicos sin protección externa alcanzan difícilmente los 30 minutos de resistencia frente al fuego.*

Para los inconvenientes, Figueiredo (Figueiredo et al, 2012) señala los siguientes:

- a) *Interacción acero-hormigón: Se debe asegurar el comportamiento conjunto del acero y el hormigón, obligando a una transferencia de tensiones importante en la interfaz del núcleo con el tubo. Se pueden utilizar conectores en el interior de los tubos, aunque ello suponga un aumento en el coste.*
- b) *Al trabajar con secciones más pequeñas, y por tanto elementos de mayor esbeltez, los efectos de segundo orden son mayores, siendo necesario proponer nuevos métodos de dimensionado y comprobación;*
- c) *Normativa de aplicación vigente:*

- c.1) *Existen varios métodos de cálculo para columnas mixtas en los diferentes países como Japón, Estados Unidos, Australia Canadá o Europa, pero no son equiparables entre ellos ya que se basan en hipótesis iniciales diferentes. Sería necesaria una homogeneización y estandarización de los diferentes métodos a nivel internacional.*
- c.2) *La normativa actual no contempla el uso de hormigones de resistencia superior a 50 – 70 MPa en probeta cilíndrica de 150 x 300 mm, ni de acero cuyo límite elástico supere los 460 MPa. Resulta imprescindible el estudio del comportamiento de este tipo de pilares con estos materiales, dado que su uso va en aumento por las cualidades y beneficios que reportan.*
- d) *Empleo de Hormigón de Alta Resistencia: se consigue un aumento en la resistencia a compresión (no tanto a tracción). Sin embargo, el material es menos dúctil que un hormigón normal lo que dificulta la redistribución de tensiones y por tanto la tensión de cortadura en la interfaz es menos uniforme. Cuando el hormigón es de alta resistencia existe un conocimiento limitado de aspectos como: propiedades combinadas con el acero, modos de fallo, adherencia, confinamiento, retracción o resistencia al fuego.*

2.2. COMPORTAMIENTO MIXTO

El comportamiento mecánico de una sección queda determinado directamente por el comportamiento de los materiales que la conforman frente a las sollicitaciones externas. Cuando se trata de un elemento mixto es necesario entender el comportamiento mecánico de cada uno de sus materiales por separado, como también la interacción entre ellos.

Las características de la sección como la geometría, el comportamiento de los materiales, la interacción entre ellos, etc. influyen en el modo de fallo de cada tipo de sección. Lógicamente, las dimensiones del espécimen también son decisivas. Además, otros aspectos derivados de la acción conjunta de los componentes como el confinamiento, la adherencia, o el pandeo local hacen que la respuesta de los CFSTs frente a acciones externas sea diferente en unos casos o en otros, por lo que acaban influyendo el modo de colapso.

Aliaga (Aliaga et al, 2015) simplifica el comportamiento de los CFST afirmando que, en una columna tubular rellena de hormigón, el objetivo principal del hormigón es soportar las fuerzas de compresión mientras que el propósito del acero es actuar de refuerzo longitudinal y transversal sobre el núcleo, aunque el tubo de acero en gran medida también comparta la carga de compresión.

2.2.1. Comportamiento de los materiales

2.2.1.1. Hormigón

La composición del hormigón se basa en una mezcla heterogénea de materiales: cemento, áridos (arena y grava) y agua. Además de los componentes principales anteriormente citados, la mezcla del hormigón puede contener una serie de aditivos y adiciones que modifican y/o alteran sus propiedades. Aunque se trata de un material claramente heterogéneo, el hormigón se acostumbra a modelar simplificado como material continuo y homogéneo y, como en el caso del acero, su comportamiento mecánico se expresa en términos de tensión-deformación. En la **FIG. 4** se muestra las curvas típicas del hormigón en función de su resistencia a compresión.

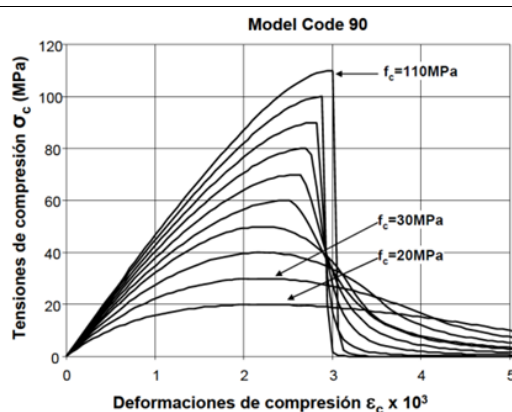


FIG. 4. Curva de tensión-deformación de varias clases resistentes de hormigón (Johansson, 2002)

Figueiredo (Figueiredo et al, 2012) explica que la alta no linealidad de la curva tensión-deformación anterior es el resultado de un mecanismo de fallo que se produce en el interior del material (**FIG. 5**):

- I. Inicialmente la matriz de pasta de cemento con inclusiones de áridos tiene una serie de microgrietas alrededor de los áridos ocasionadas por la expansión térmica y la retracción, pero son estables.
- II. Con el aumento de la carga de compresión los áridos actúan como concentradores de tensiones por tener un módulo elástico más elevado. Los primeros signos de no linealidad se observan debido a las diferencias en la deformación lateral, apareciendo tensiones de cortadura y haciendo crecer a las grietas, pero todavía de una forma estable.

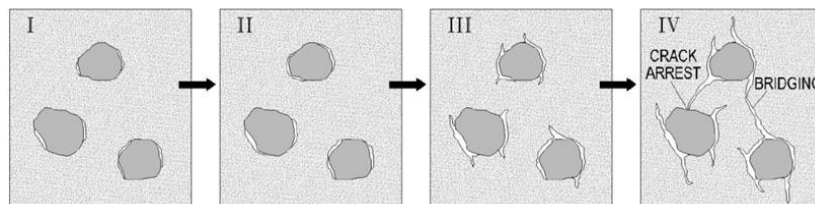


FIG. 5. Evolución del proceso de fallo del hormigón (Johansson et al, 2002)

- III. Cuando se alcanza un 80-90% de la resistencia máxima las grietas comienzan a propagarse en la matriz, principalmente en paralelo o con poca inclinación respecto a la línea de acción de la carga y se unen algunas grietas.

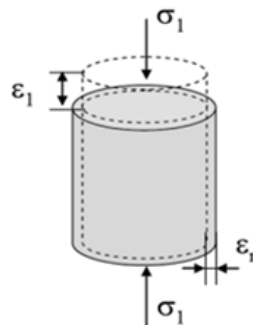


FIG. 6. Deformación volumétrica del hormigón.

- IV. Debido a la apertura de grietas, la deformación lateral es más rápida, acelerando el proceso. La máxima resistencia se consigue en el momento en el que la deformación volumétrica vale cero. A partir de ahí las grietas son inestables y se propagan con facilidad de forma descontrolada por planos de cortadura.

Refiriéndonos ahora a hormigones de media y alta resistencia, cuanto mayor es la resistencia al alcanzar el punto de carga máxima, más inestables se convierten las grietas, conduciendo el material a una falla frágil y brusca.

Albareda (Albareda et al, 2012) expone que, la presunción de comportamiento “lineal, elástico” del hormigón debería estar limitada al 50% de su máxima resistencia a la compresión, y la curva tensión-deformación la curva está lejos de ser lineal. Esta consideración de un primer periodo elástico y lineal hasta $0,5f_{ck}$ puede ser ampliamente aceptada; después de este período lineal, hay otra fase no lineal elástico-plástica hasta el valor de f_{ck} (**FIG. 7**). Más allá de este punto, el hormigón empieza a ceder a través de un crecimiento sorprendente de las deformaciones con incrementos de tensión pequeños o incluso negativos.

El carácter cohesivo del material lleva a analizar su comportamiento plástico de forma muy diferente a la que se analiza el acero. La suposición de que el hormigón es un material continuo implica el uso de un criterio de plasticidad sensible a la presión, como el de Drucker-Prager. La dilatación lateral – y, por tanto, su consecuente disminución de tensiones verticales - se produce por el aplastamiento de la pasta de cemento entre los áridos del hormigón, cuando se somete a elevadas tensiones de compresión. Sabemos que el hormigón se dilata mucho más que el valor de Poisson que proporciona la teoría para su rango plástico, y este fenómeno se debe al aplastamiento.

En referencia a los parámetros mecánicos en el rango elástico también se aceptan los mismos 2 parámetros de base para el comportamiento del hormigón, el Módulo de Elasticidad (E_c) y el Coeficiente de Poisson (ν_c). A partir de un valor del 50% del esfuerzo máximo de compresión, la rigidez del hormigón inicia un proceso de deterioro evolutivo y la pendiente ascendente se va relajando progresivamente, hasta alcanzar el valor final de f_c (**FIG. 7**). Se define un nuevo

módulo proporcional más blando, en lugar de la inicial, y correspondiente al esfuerzo máximo de compresión: el Módulo de Young Secante (E_c); este valor se usa comúnmente como datos de entrada de algunos códigos.

$$E_c = 4700 \sqrt{f_{ck}} \quad EC. 1$$

$$\nu_c = 0.18 \quad EC. 2$$

Donde:

E_c módulo de elasticidad del hormigón

ν_c coeficiente de Poisson del hormigón

f_{ck}, f_c resistencia máxima a la compresión del hormigón

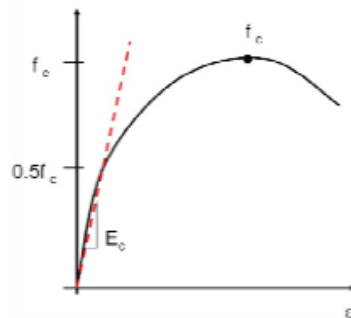


FIG. 7. Módulo de elasticidad inicial del hormigón

2.2.1.1.1. Estado de tensión uniaxial

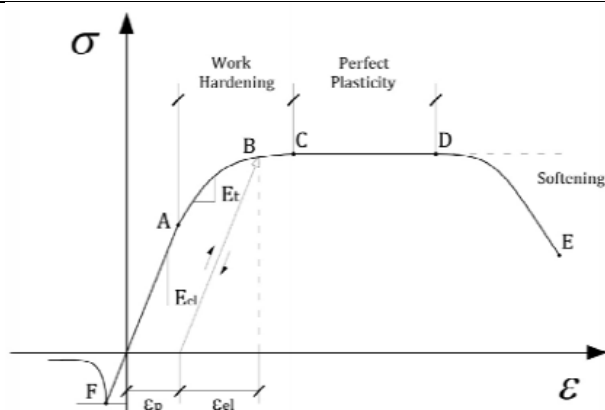


FIG. 8. Curva tensión-deformación uniaxial idealizada para hormigón simple

Cuando el hormigón es sometido a esfuerzos uniaxiales el diagrama tensión-deformación se resume como en la **FIG. 8**, y es posible observar la diferencia de comportamiento entre esfuerzos de compresión y tracción en el material. Bajo un estado de a tracción su comportamiento es casi completamente elástico hasta el punto de falla *F*, mientras que, bajo compresión, el material puede considerarse elástico hasta esfuerzos del 50% del f_{ck} [punto *A*]; a partir de este punto, el material muestra un comportamiento plástico no lineal hasta la máxima resistencia a la compresión [en el punto *C*]. La respuesta a la compresión más allá del punto *C* depende de la resistencia del hormigón y de las condiciones hidrostáticas; por lo general, esta respuesta se puede considerar perfectamente plástica hasta el comienzo del período de reblandecimiento en el punto *D*.

La deformación total en cualquier punto de la curva se obtiene como la suma de la deformación elástica (E_{el}) y la deformación plástica (E_{pl}).

Una expresión analítica aproximada para definir la curva tensión-deformación mostrada anteriormente, fue definida por Popovics (Popovics et al, 1973):

$$f_{ci} = f_c \frac{\varepsilon_i \cdot r}{\varepsilon_c \left[r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_c} \right)^r \right]} \quad \text{EC. 3}$$

$$r = \frac{E_0}{E_0 - \frac{f_c}{\varepsilon_c}} \quad \text{EC. 4}$$

Donde:

f_{ci}	resistencia a la compresión del hormigón en el punto [i]
ε_i	deformación correspondiente al punto [i] del esfuerzo de compresión
ε_c	deformación correspondiente al valor máximo del esfuerzo de compresión
E_0	módulo de elasticidad inicial del hormigón
r	relación proporcional

2.2.1.1.2. Estado de tensión biaxial

Cuando el hormigón es sometido a un estado de tensiones biaxial, se modifican las todas sus capacidades resistentes. Chen (Chen, 1982) explica que se ha comprobado que la resistencia máxima a compresión aumenta hasta un 25% más, en comparación con un estado biaxial a compresión equivalente a $\sigma_2/\sigma_1 = 0.5$ (σ , tensión). Por el contrario, este porcentaje se reduce cuando esa proporción tiende a una relación de $\sigma_2/\sigma_1 = 1$ (σ , tensión). Así, en aquellos casos con un estado combinado de compresión en un eje y tracción en el otro, la resistencia máxima a la compresión decrece linealmente según la fuerza de tracción aplicada.

Es posible afirmar también que el hormigón sometido a un estado de compresión biaxial es más dúctil que bajo a otros supuestos.

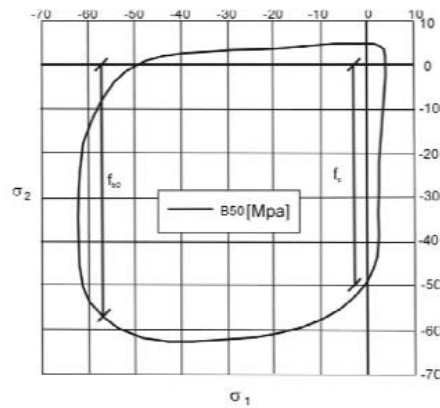


FIG. 9. *Envolvente de tensión biaxial para hormigón de 50MPa*

2.2.1.1.3. Estado de tensión triaxial

En estado triaxial, el hormigón tiene una superficie de falla constante que depende de los tres esfuerzos principales; esta superficie, junto con la superficie límite elástica, se puede representar en el espacio tensional tridimensional. Una expresión generalizada para la curva tensión-deformación del hormigón confinado es la que propuso Popovics (Popovics et al, 1973), a partir de la siguiente función: (ver **FIG. 10**)

$$f_{ci} = f_{cc} \frac{\varepsilon_i \cdot r}{\varepsilon_{cc} \left[r-1 + \left(\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_{cc}} \right)^r \right]} \quad \text{EC. 5}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}}} \quad \text{EC. 6}$$

Donde:

- f_{ci} Resistencia a la compresión del hormigón confinado en el punto [i]
- f_{cc} Resistencia máxima del hormigón confinado
- ε_{cc} deformación correspondiente al valor máximo de la tensión confinada

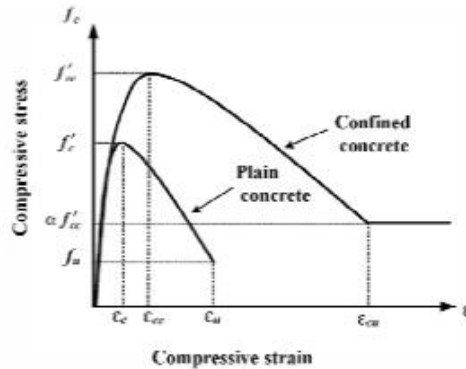


FIG. 10. Curvas tensión-deformación del hormigón simple y confinado (Susantha et al, 2000)

Para describir el comportamiento del hormigón confinado Saenz (Saenz et al, 1964), propuso la siguiente aproximación:

$$f_{ci} = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{ci}}{1 + (R + R_e - 2) \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{cc}}\right) - (2R - 1) \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{cc}}\right)^2 + R \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{cc}}\right)^3} \quad \text{EC. 7}$$

$$R = \frac{R_E (R_\sigma - 1)}{(R_\sigma - 1)^2} - \frac{1}{R_\varepsilon} \quad \text{EC. 8}$$

$$R_E = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{f_{cc}} \quad \text{EC. 9}$$

Siendo $R_\sigma = 4$ y $R_\varepsilon = 4$.

Donde:

$R, R_E, R_\sigma, R_\varepsilon$ parámetros escalares (Saenz)

Otro criterio conocido y ampliamente utilizado para obtener los valores de la resistencia máxima a la compresión en el caso de hormigón confinado es el propuesto por Richart (Richart et al, 1928):

$$f_{cc} = f_c + m \cdot p \quad \text{EC. 10}$$

Donde:

m *coeficiente escalar*
 p *presión hidrostática*

Siendo la presión hidrostática lateral 'm' un coeficiente que puede aproximarse a 4.1 (Campione et al, 2003). Otra formulación es la propuesta por Mander (Mander et al, 1988) también propuso y modificada por O'Shea (O'Shea et al, 1997):

$$f_{cc} = f_c \left(-1.288 + 2.172 \sqrt{1 + \frac{7.46 \cdot p}{f_c}} - 2 \frac{p}{f_c} \right) \quad \text{EC. 11}$$

Y finalmente, Attard (Attard et al, 1996) también propuso otra función para el mismo valor:

$$f_{cc} = f_c \left(\frac{p}{f_t} + 1 \right)^k \quad \text{EC. 12}$$

$$k = 1.25 \left[1 + 0.062 \cdot \frac{p}{f_t} \right] f_c^{-0.21} ; \quad f_t = 0.558 \sqrt{f_c} \quad \text{EC. 13}$$

Donde:

k *coeficiente*

Para obtener el valor de la deformación confinada última, la fórmula más utilizada es la dada por Popovics (Popovics et al, 1973):

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad \text{EC. 14}$$

Attard (Attard et al, 1996) también propuso una expresión diferente para obtener el mismo valor:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \left[1 + (8 + 0.05 \cdot f_c) \left(\frac{p}{f_t} \right) \right] \quad \text{EC. 15}$$

2.2.1.2. Acero

El acero es conocido por ser un material homogéneo, de comportamiento lineal y elástico, que es empleado en la construcción desde principios del siglo XX en estructuras de edificios de todo tipo: puentes, pasarelas, grúas, silos, etc.

De sus características destacan los siguientes aspectos: la relación resistencia, ductilidad, fiabilidad, estandarización, garantía de calidad y control en fabricación, rapidez de montaje, gran variedad de formas de ejecución de uniones, etc. También existen algunos inconvenientes del uso de este, la baja resistencia al fuego y la sensibilidad a corrosión en ambientes agresivos.

Los perfiles tubulares son una de las geometrías más eficientes que el material acero puede adoptar. Aunque estos perfiles sean más costosos en su proceso de fabricación que otros tipos de perfiles de acero, acaban por proporcionar soluciones globales más eficientes.

Para columnas mixtas se pueden utilizar diferentes tipos de acero, que van desde el 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 actuales de cada país.

El acero es un material que posee un comportamiento mecánico ampliamente conocido por la ingeniería. Aunque haya muchas calidades de acero con distintas capacidades de la fluencia y tensión última, todos comparten

las mismas propiedades elásticas, es decir, con dos parámetros, Modulo de Elasticidad (E_a) y Coeficiente de Poisson (ν_a), es posible describir el comportamiento inicial del material. Los valores habituales, considerados en este trabajo, para estos parámetros son:

$$E_a = 200000 \text{ MPa} \quad \text{EC. 16}$$

$$\nu_a = 0.29 \quad \text{EC. 17}$$

Donde:

E_a módulo de elasticidad del acero

ν_a coeficiente de Poisson del acero

2.2.1.2.1. Estado de tensión uniaxial

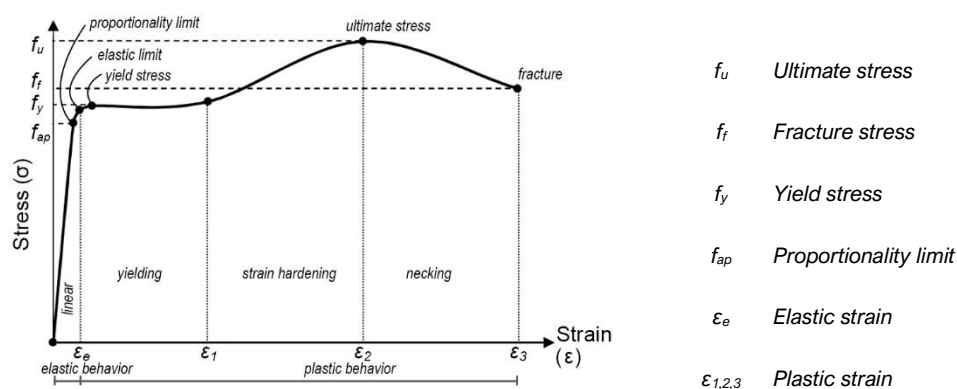


FIG. 11. Curva tensión-deformación uniaxial teórica del acero

El diagrama uniaxial de tensión-deformación (FIG. 11) obtenido a partir de ensayos de compresión o tracción pura resulta bastante elocuente para

comprender el comportamiento básico del material. El acero se comporta como un material perfectamente elástico hasta alcanzar el valor del esfuerzo límite - conocido como esfuerzo límite de fluencia, además, el material se comporta linealmente hasta el 80% de este esfuerzo de fluencia, conociendo este punto como el límite proporcional (σ_p).

Después de la tensión límite de fluencia, el material presenta una deformación residual en caso de ser descargado. Esta fase se conoce como la meseta plástica o "yielding plateau", durante el cual el acero se deforma casi sin incremento de tensión. El período plástico dura más de diez veces más que el elástico. Para el acero S355, el límite elástico corresponde a un valor de deformación de 0,0017, y el final del límite elástico meseta coincide con un valor de deformación de 0,017. Una vez alcanzado este valor de deformación plástica, el material inicia un período de endurecimiento hasta alcanzar su máxima tensión; este comportamiento es típico de metales, y consiste en aumentar la capacidad portante un 40% más antes de colapsar.

En el rango elástico los parámetros del Modulo de Elasticidad y Coeficiente de Poisson son los descritos anteriormente, pero en rango plástico y hasta la tensión límite de fluencia, estos varían según las expresiones (Kuranovas, et al., 2009):

$$E_a^t = \frac{(f_y - \sigma_i) \sigma_i}{(f_y - f_{ap}) f_{ap}} \times E_a \quad \text{EC. 18}$$

$$\nu_a^t = 0.167 \frac{(\sigma_i - f_{ap})}{(f_y - f_{ap})} + 0.29 \quad \text{EC. 19}$$

Donde:

- E_a^t módulo de elasticidad tangente del acero
- f_y resistencia del acero
- σ_i tensión del acero en el punto [i]
- ν_a^t coeficiente de Poisson tangente del acero

2.2.1.2.2. Estado de tensión biaxial y triaxial

El comportamiento del acero en un estado biaxial es ligeramente diferente de su comportamiento en un estado uniaxial. El valor del esfuerzo de fluencia vertical máximo bajo compresión ($-\sigma_1$) puede mejorar mediante un aumento de la tensión de compresión lateral ($-\sigma_2$); del mismo modo, se puede reducir introduciendo tensión lateral ($+\sigma_2$). Los valores de la tensión límite de fluencia en el plano biaxial ($-\sigma_1, -\sigma_2$) describen una curva elíptica perfecta (ver **FIG. 12**); esta curva coincide con la intersección del plano normal a σ_3 con la superficie cilíndrica del criterio de von Mises.

Para secciones CFST, el tubo se encuentra mayoritariamente sometido a un estado biaxial; las tensiones pueden obtenerse fácilmente con el criterio de fluencia de von Mises. Cuando se alcanzan niveles de tensión importantes, parte de la componente de la tensión vertical del tubo se convierte en tensión circunferencial debido a la expansión lateral del hormigón confinado, y la sección tubular no es capaz de alcanzar su capacidad de carga vertical máxima. Por tratarse de un tubo, el análisis de la sección se reduce a un problema axisimétrico, por lo que la tercera componente de la tensión (σ_3) es idéntica a la tensión 2 (σ_2).

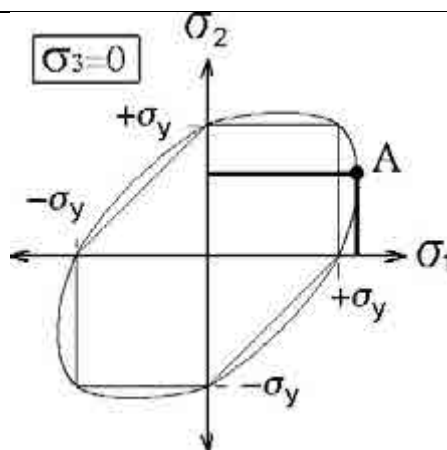


FIG. 12. Curva elíptica del criterio von Mises en el plano biaxial.

2.2.2. Interacción acero-hormigón

Para explicar el comportamiento de un pilar mixto tipo CFST, además de conocer individualmente los materiales que lo componen y la interacción entre ellos, es necesario entender que ambos se complementan y amplifican sus propiedades a modo de simbiosis como en pocas otras tipologías estructurales.

Este fenómeno es posible gracias al Efecto de Confinamiento Triaxial sobre el núcleo de hormigón generado por el tubo exterior. El efecto de confinamiento ocurre cuando el hormigón dentro del tubo de acero tiene parcialmente coartada su expansión en las direcciones ortogonales a la directriz de la pieza comprimida. Existen dos maneras de confinamiento: el confinamiento activo y el confinamiento pasivo.

2.2.2.1. Confinamiento activo

En el caso de confinamiento activo, el comportamiento del hormigón en un estado triaxial se estudia por medio de una probeta cilíndrica sometida a una carga axial y a una presión hidrostática lateral proporcionada por un fluido. Dicha presión es activa, es decir es independiente de la carga axial aplicada. Para una presión lateral fijada previamente se obtiene la curva de tensión – deformación uniaxial del hormigón sometido a compresión hidrostática. Cuando la presión lateral aumenta, ésta impide la expansión lateral del hormigón, retrasando lógicamente el crecimiento de grietas de aplastamiento (**FIG. 13**).

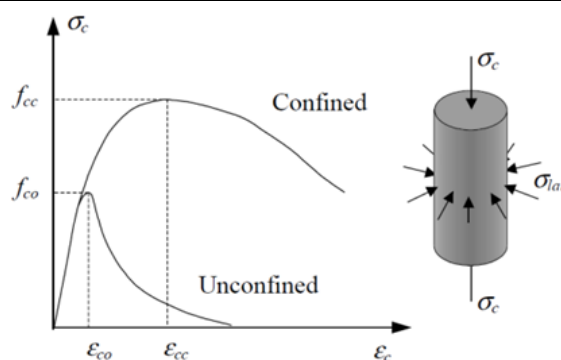


FIG. 13. Confinamiento activo - Respuesta del hormigón por aumento de la presión de confinamiento. (Johansson et al, 2002)

2.2.2.2. Confinamiento pasivo

El confinamiento pasivo, por el contrario, es el que ocurre cuando un tubo de acero en una sección CFST aporta una presión circumferencial al núcleo de hormigón embebido derivado de la expansión lateral de este último. Este confinamiento depende de la deformación lateral, tanto del acero, como del hormigón. Cuanto mayor es la deformación longitudinal, mayor es la transversal por el efecto de Poisson y, mayor será la presión lateral ejercida sobre el hormigón. Por tanto, el confinamiento pasivo depende del nivel de carga axial al que esté sometido el pilar. El confinamiento pasivo es derivado de algunos factores, Figueiredo (Figueiredo et al, 2012) apunta:

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

f) *Aplicación de la carga (ver **FIG. 14**). A los CFSTs se les puede aplicar la carga de tres formas diferentes; estos diferentes procesos de introducción de carga acaban afectando significativamente a cómo se manifiesta el confinamiento pasivo. Según se aplica la carga sobre:*

f.1) Únicamente sobre el perfil de acero: no se produce ningún tipo de confinamiento. Si la carga se aplica únicamente sobre el perfil de acero, no existe confinamiento alguno, y experimentalmente se ha demostrado que la capacidad del pilar es similar a la proporcionada por un perfil tubular sin relleno de hormigón (Schneider et al, 1998);

f.2) El núcleo de hormigón: Confinamiento pasivo constante. Este confinamiento se produce cuando la carga se aplica únicamente sobre el hormigón. La carga axial comprime el núcleo de hormigón expandiéndose de forma transversal. La deformación lateral del núcleo queda restringida por el perfil de acero, retrasando el fallo del hormigón por tracciones excesivas en su periferia;

f.3) Toda la sección conjuntamente, acero y hormigón: Confinamiento pasivo no constante. El proceso de confinamiento progresivo con el nivel de carga es: inicialmente el coeficiente de Poisson del hormigón es menor que el del tubo de acero y por tanto el tubo no ejerce presión sobre el hormigón. A medida que las deformaciones longitudinales aumentan, la expansión lateral del hormigón también lo hace y en mayor medida que el acero. Una vez el núcleo de hormigón alcanza al perfil metálico, se produce el confinamiento pasivo en el pilar.

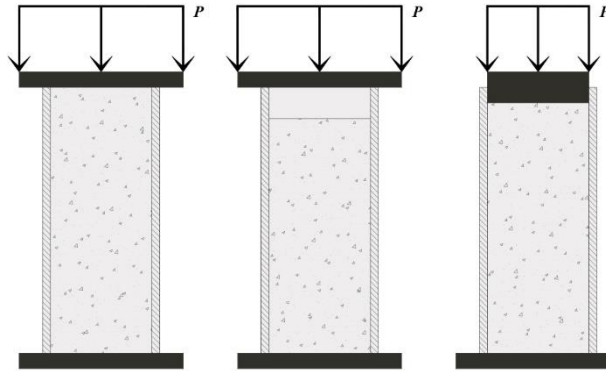


FIG. 14. Aplicación de la carga: en toda la sección (izq.), únicamente al perfil de acero (cen) y solo en el núcleo de hormigón (der.)

2.2.2.3. Otros fenómenos (adherencia / ductilidad / pandeo local)

Por supuesto es posible tratar otros fenómenos que ocurren en las columnas CFST; para este estudio solo se tratarán 3 características importantes para su desarrollo: adherencia, ductilidad y pandeo local.

Como adherencia básicamente se entiende la transferencia de esfuerzos entre el núcleo de hormigón y el tubo de acero. En ausencia de elementos conectores entre los dos materiales los mecanismos de adherencia (FIG. 15) posibles son:

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

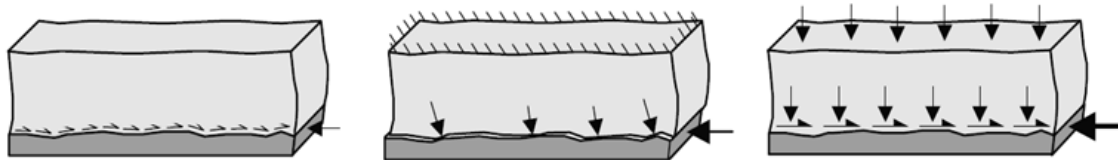


FIG. 15. Mecanismos de adherencia (Johansson et al, 2002)

La ductilidad de un pilar se define como la capacidad para deformarse o periodo de deformación plástica sin producirse el colapso. Esta característica es interesante en elementos con responsabilidad estructural, dado que, en caso de superarse la capacidad portante, la rotura no sería frágil (súbita) sino que sería progresiva y por tanto aporta mayor seguridad.

En general, con el aumento de la capacidad resistente de un material la ductilidad se ve reducida. Su comportamiento constitutivo también es importante para definir el grado de ductilidad: el acero es un material dúctil, mientras que el hormigón es todo lo contrario, frágil.

Figueiredo (Figueiredo et al, 2012) explica que los CFSTs presentan una ductilidad muy elevada en comparación con pilares convencionales de hormigón armado, debido al efecto de confinamiento que proporciona el perfil de acero, que impide la caída brusca de resistencia al alcanzar la carga última. A su vez, esta configuración es también más dúctil que la de un perfil tubular de acero vacío, puesto que el proeso de abolladura se produce más tarde tanto en los tubos de pared delgada como los de pared gruesa; cabe recordar que en el caso de los tubos vacíos de pared delgada ($D/t < 90\varepsilon$) éste pandea localmente antes de alcanzar el límite plástico del material.

En este tipo de secciones de pared delgada, por ejemplo, un perfil tubular vacío sometido a cargas de compresión puede colapsar en alguna de sus caras antes de alcanzar el límite elástico del material. Esta inestabilidad aparece antes en los perfiles tubulares cuadrados y rectangulares como una abolladura hacia el

interior y exterior del tubo, mientras que en los circulares aparece más tarde y siempre hacia fuera (ver **FIG. 16**).

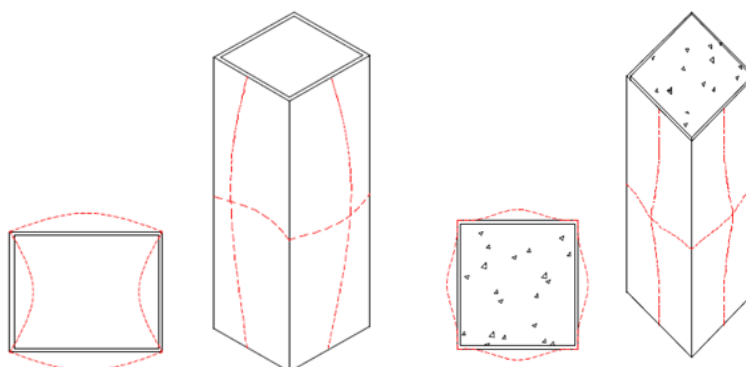


FIG. 16. Pandeo local en el caso de pilares vacíos y rellenos

En el caso de secciones mixtas formadas por perfiles tubulares rellenos, el núcleo de hormigón imposibilita la abolladura del tubo hacia el interior, retrasando en muchos casos el pandeo local de la sección, aunque esta consideración ha sido discutida por varios autores (Albareda et al, 2013; Chacón et al, 2012-2020) debido al efecto que tiene el efecto de confinamiento sobre la abolladura local de la chapa.

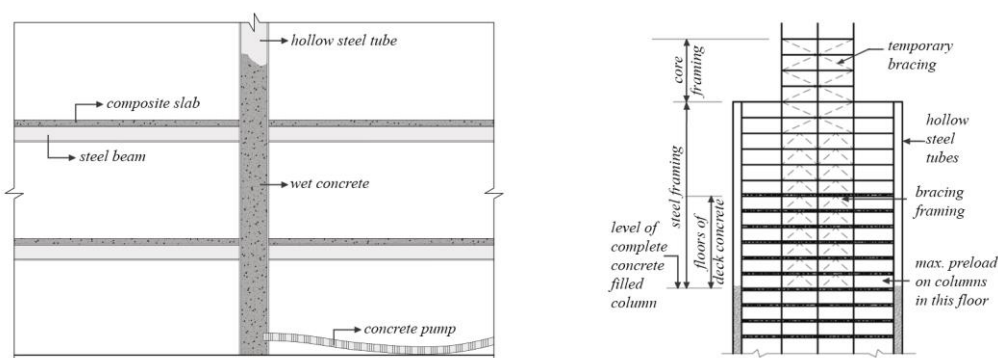
2.3. PRETENSADO EN LAS SECCIONES CFST

Como se ha comentado anteriormente, las ventajas o inconvenientes de pretensar el tubo de acero o el núcleo de hormigón antes que la sección mixta sea sometida a cargas de servicio no se ha estudiado con profundidad. Los principales autores especializados en este tema suelen estudiar la precarga en estas secciones más como una consecuencia negativa del proceso constructivo que como ventaja mecánica.

Se presentan a continuación algunas conclusiones sobre las principales investigaciones existentes sobre pretensado en secciones CFST.

Han (Han et al, 2003) y Liew (Liew et al, 2007-2009) analizaron la influencia del proceso constructivo en secciones de acero rellenas de hormigón en edificios

de varias plantas (ver **FIG. 17**). De hecho, trataron las deflexiones no deseadas que aparecen en los pilares a base de tubos huecos por la presión hidrostática después de hormigonar varias plantas, y cómo estas deflexiones finalmente afectan el comportamiento global de estas secciones compuestas. Al tratarse de construcción de gran altura, se dieron cuenta de que las cargas de peso propio en los tubos huecos se convierten en una precarga significativa que debe tenerse en cuenta dentro del proceso de diseño.



(a) un CFST durante la construcción por Han (Han et al, 2003)

(b) construcción en gran altura en materiales compuestos por Liew (Liew et al, 2009)]

FIG. 17. La influencia del proceso constructivo en secciones CFST en edificios de varios pisos

Estos dos autores llevaron a cabo análisis tanto experimentales como numéricos para considerar los efectos de la precarga en las formulaciones de diseño que proponen las Normas actuales. Aparte de estos nuevos enfoques analíticos, especialmente para tener en cuenta el proceso de construcción, sus estudios concluyeron que el hecho de la precarga puede tener una influencia significativa en la resistencia última de las columnas tubulares de acero rellenas de hormigón. Además, sus conclusiones señalan que puede haber una relación entre la relación de precarga y la resistencia de la sección transversal final; se comprobó que la esbeltez de la columna es un factor crucial a la hora de precargar, principalmente debido a la flecha inicial.

Con el mismo propósito de estos autores, que es básicamente analizar la influencia del proceso constructivo en las secciones CFST, Huang (Huang et al, 2012-2016) llevó a cabo una amplia campaña experimental con secciones CFST precargadas mediante la simulación de diferentes condiciones correspondientes a distintas etapas constructivas. Los resultados experimentales y numéricos

coincidieron con el análisis anterior en la mayoría de los casos, por lo que las conclusiones del estudio fueron muy similares a las alcanzadas por Liew (Liew et al, 2007-2009) antes, pero advirtiendo que las altas relaciones de precarga pueden conducir a deflexiones significativas y a una reducción de la resistencia efectiva del tubo. Esta es la razón por la cual el estudio realizado por Huang (Huang et al, 2012-2016) concluye que es precisa una reducción de la relación de precarga en las primeras etapas de construcción, con el fin de minimizar los efectos sobre el comportamiento compuesto.

Al mismo tiempo, Han (Han et al, 2000-2001-2003) analizó el efecto de compactar el hormigón embebido en secciones CFST; como es bien sabido, la interacción entre el acero y el hormigón es decisiva para alcanzar las máximas capacidades de estas secciones. Esta investigación es una de las primeras que se centran en potenciar la propia sección, lejos de considerar las consecuencias de las precargas no deseadas derivadas de los procesos constructivos. En este caso, la compactación del hormigón no solo mejora el comportamiento del propio relleno sino también el contacto con el tubo. Demostraron que la capacidad de las columnas CFST, tanto delgadas como las cortas, puede mejorar hasta en un 20-30 % mediante métodos de compactación mecánica.

Xiong (Xiong et al, 2005-2007) discutieron ciertas suposiciones sobre los efectos de la precarga y sugirieron que algunos de los parámetros que se consideraron en estudios previos debían ser redefinidos. El uso de una fuerza de pretensado actuando a lo largo del eje vertical de la columna, sin excentricidades ni cargas laterales es un supuesto alejado de la realidad. Durante la secuencia constructiva de un edificio aparecen excentricidades en todas las direcciones, debidas mayoritariamente a la aplicación de cargas ya la distribución de fuerzas sobre toda la estructura. Además, se dieron cuenta de que las secciones CFST con relaciones D/t elevadas podían sufrir pandeo local del tubo durante la aplicación de las cargas iniciales.

Esta es la razón por la que estos autores llevaron a cabo un análisis no lineal completo de un amplio conjunto de secciones CFST sujetas a diferentes relaciones de precarga. En este análisis, estudiaron los efectos de la carga inicial en términos de distribución de tensiones a lo largo de los dos componentes en cada fase; demostraron que una relación de precarga también puede tener una clara influencia en la resistencia última. El estudio concluyó que las excentricidades iniciales son cruciales para determinar la influencia de la relación

de precarga en la resistencia última. Otra conclusión importante de la investigación de Xiong (Xiong et al, 2005-2007) fue que la relación de precarga puede tener una clara influencia sobre el efecto de confinamiento del núcleo. Dado que este efecto se vuelve determinante para alcanzar la carga última de una sección CFST, una ligera variación de las condiciones de confinamiento durante el proceso de carga puede cambiar la respuesta final de la probeta.

Otros estudios recientes realizados por Patel (Patel et al, 2012-2013-2014) desarrolló un modelo analítico para describir los efectos de la precarga en secciones CFST, basado en suposiciones similares que fueron consideradas por autores anteriores. También se centran básicamente en las consecuencias de la precarga de los procesos constructivos, refinando las conclusiones alcanzadas por Liew (Liew et al, 2007-2009) y Xiong (Xiong et al, 2005-2007) anteriormente. Los análisis que se llevan a cabo concluyen que las suposiciones de estos dos autores anteriores eran bastante conservadoras a la hora de tener en cuenta la precarga constructiva.

Como se ha comentado, la mayor parte de la literatura existente se centra en las consecuencias o “problemas” que conlleva el hecho de tener uno de los componentes precargado, derivados del propio proceso constructivo. Esto se debe a la necesidad de investigación sobre cuestiones prácticas que surgen de la propia industria de la construcción, que se ocupa de las secciones CFST para edificios de gran altura cada día más. Es evidente que los procedimientos de construcción con tubos compuestos muestran una gran cantidad de beneficios, pero también algunos efectos secundarios derivados de los procesos. Como es habitual en todas las tecnologías, las primeras investigaciones que se realizan siempre son sobre las consideraciones que preocupan a la industria, más que sobre la exploración de nuevas capacidades. Muy pocas investigaciones se han interesado por los métodos de precarga activa como una forma de mejorar las capacidades de estas secciones.



FIG. 18. Viaducto de Erques, Tenerife (España)

Un ejemplo de esto es la investigación realizada por Chang et al. (2009), que determinó la mejora de la resistencia última de las secciones CFST gracias al uso de hormigón expansivo; demostraron que el hecho de utilizar hormigón expansivo proporciona claramente una mejora de la adherencia entre el acero y el hormigón y, por tanto, del confinamiento del núcleo. La expansión volumétrica del hormigón embebido deriva en una tensión de tracción circunferencial inicial sobre el tubo que es, de hecho, una tensión previa sobre el acero. Crespo (Crespo et al, 2017) también realizaron extensos estudios teóricos sobre el comportamiento químico y físico de hormigones expansivos, concluyendo con posibles aplicaciones prácticas, específicamente en secciones CFST. En este sentido, cabe mencionar que estos estudios constituyen los fundamentos para poder aplicar esta tecnología en la construcción del Viaducto de Erques (Tenerife, España) en 2015 -compuesto por dos arcos de CFST de 110 metros de longitud y 16 metros de altura-. Este fue uno de los primeros ejemplos en Europa de secciones rellenas de CFST con hormigón expansivo, lo que permitió la supresión de conectores entre el núcleo de hormigón y el tubo de acero.

Finalmente, Li (Li et al, 2012), estudiaron la aplicación de precarga en columnas CFDST (tubo de acero de doble piel rellena de hormigón) considerando las mismas condiciones de construcción que con CFST. En un estudio paramétrico (FEA) que abarcó diferentes casos, como la combinación de relleno de hormigón entre los anillos de los dos tubos de acero y la variación de los porcentajes de precarga en cada tubo de acero, se pudo verificar y analizar la influencia y las consecuencias sobre la resistencia axial última de una sección CFDST sometida a precarga.

2.3.1. Precarga de secciones CFST: método activo (como sistema) y método pasivo (como consecuencia)

La mayor parte de la investigación existente sobre los efectos del pretensado en tubos de acero rellenos de hormigón, resumida en el apartado anterior, se deriva de problemas constructivos en edificios de gran altura. Sin embargo, la falta de estructuras reales construidas con secciones CFST pretensadas intencionadamente lleva a enfrentar este problema más como un problema (o consecuencia) que como un procedimiento (o sistema) útil. Esta es la razón por la cual la mayor parte de la literatura existente no define en absoluto las ventajas y también las limitaciones de precargar estas secciones; las conclusiones siempre se derivan de cuestiones constructivas o supuestos teóricos.

Uno de los aspectos más importante a la hora de pretensar tubos de acero rellenos de hormigón es el orden y el proceso de carga de sus componentes (Huang et al., 2012). El orden de carga tiene una influencia significativa en la carga última de toda la sección, incluso en el caso de secciones CFST cargadas uniformemente, donde la influencia de la forma de carga ya ha sido bien descrita anteriormente por varios autores (ver FIG. 19).

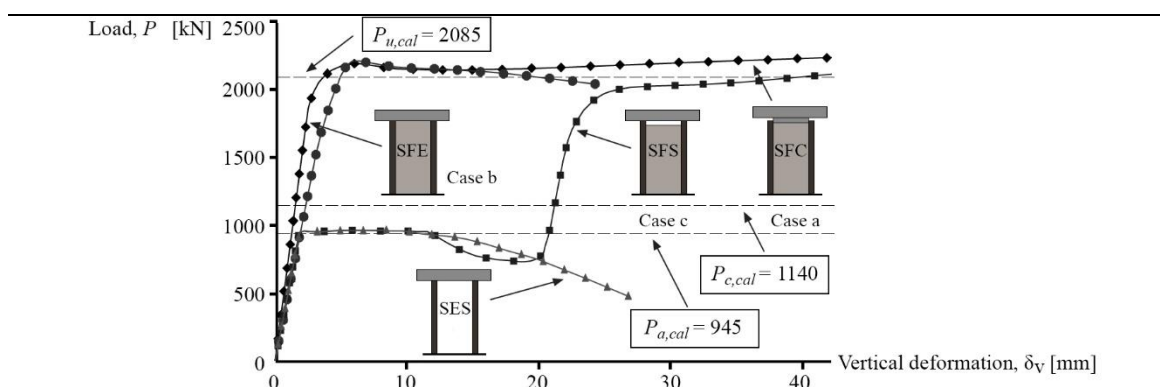
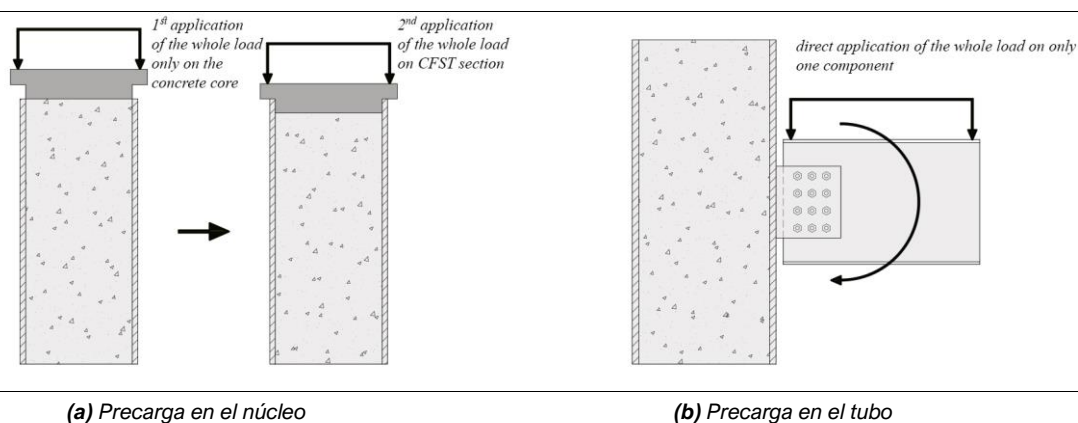


FIG. 19. Curvas carga-deformación según diferentes modos de carga. Curvas de resultados experimentales de Schneider (Schneider et al, 1998)

Como se ha descrito, la influencia de la precarga en secciones CFST se ha leído tradicionalmente como una consecuencia, más que como una posible oportunidad constructiva. La precarga de uno de los dos componentes puede parecer accidentalmente derivada del propio proceso constructivo (precarga

pasiva, ver **FIG. 20**), o intencionalmente derivada del diseño estructural para mejorar las capacidades de la sección (precarga activa, ver **FIG. 21**). En los primeros casos, el pretensado sobre el acero o el hormigón es un problema no deseado, como bien lo describió Schneider (Schneider et al, 1998). En general, las secciones CFST se vuelven interesantes estructuralmente cuando ambos componentes funcionan al mismo tiempo desplegando la acción mixta por completo; sin embargo, la realidad de los procesos y soluciones constructivos a veces se aleja de la teoría y conduce a diferentes suposiciones, como en el caso "b" (**FIG. 20b**) de una unión típica viga-columna a través de una pletina de transición soldada directamente al tubo. El hecho de trasladar toda la carga al tubo por exigencias estrictamente constructivas lleva a minimizar las posibilidades de efecto de confinamiento.

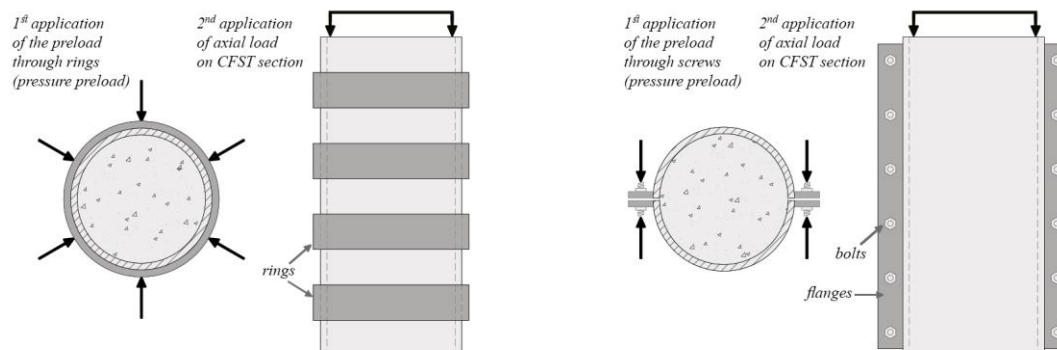


(a) Precarga en el núcleo

(b) Precarga en el tubo

FIG. 20. Precarga Pasiva (como consecuencia del proceso constructivo)

Sin embargo, el efecto de la precarga no siempre es perjudicial: en los casos "a" y "b" (**FIG. 21**), el orden en que se cargan los componentes antes de aplicar las cargas de servicio se utiliza como una forma de mejorar el comportamiento global. El paso en el que se aplica el efecto de confinamiento es crucial para monitorizar sus efectos sobre el núcleo y sobre toda la sección en general.



(a) precarga circunferencial mediante el uso de anillos exteriores

(b) precarga circunferencial mediante pernos y alas

FIG. 21. Precarga activa (como sistema constructivo) / Esquemas propios.

Del mismo modo, la dirección del sentido del pretensado (circunferencial o vertical) sobre cada componente influye directamente en el comportamiento mecánico de la sección. En función de qué componente sea el que se carga y, especialmente, en función del orden de aplicación, el pretensado puede ser interesante o no en términos de ductilidad y resistencia. De esta forma, la precarga de los tubos mixtos no siempre es un problema; el pretensado activo a veces puede ser una oportunidad desafiante.

Estas son las razones por las que esta investigación se centra en analizar y describir la eficiencia de diferentes sistemas de pretensado en secciones CFST, comparando métodos activos y pasivos y dependiendo del orden y procedimiento de aplicación de la precarga.

3.

ANÁLISIS PARAMÉTRICO

3.1. MODELO NUMÉRICO

En este apartado se definen las características generales utilizadas en los modelos numéricos tridimensionales utilizados, así como los patrones necesarios para llevar a cabo la campaña paramétrica en base a un análisis no lineal, para un total de 58 columnas, entre tubos de aceros (sin relleno), CFST tradicionales y CFST pretensados. Los modelos son sometidos a compresión axial uniforme y monotónica.

Los principales parámetros de los modelos son:

- e) La geometría de los tubos (diámetros y espesores);*
- f) Las condiciones de contorno;*
- g) La aplicación de la carga;*
- h) Los elementos finitos: tamaño y tipo de malla;*
- i) Las propiedades mecánicas del acero del tubo exterior (f_y , f_u , E_a , v_a , etc.);*
 - Las propiedades mecánicas del hormigón del núcleo (f_{co} , f_{cm} , f_{tm} , E_c , v_c , etc.);*
 - Las relaciones constitutivas uniaxiales de cada material;*
 - Los criterios de plasticidad asociados de cada material;*
 - Las interacciones mecánicas entre las superficies;*

Para los modelos numéricos planteados en la tesis se utiliza el software Abaqus CAE (versión 6.14-1), segundo criterios y formulaciones de su propio manual del usuario, Abaqus/CAE 6.12 (Simulia, 2012). Siendo considerado uno de los mejores y más adecuados para realizar este tipo de análisis, este programa esta basado en el método de elementos finitos (MEF) y posee una considerable

capacidad para solucionar problemas no lineales mediante a procedimientos iterativos.

3.1.1. Modelo Constitutivo

Para simular el comportamiento del acero en el modelo se ha utilizado un modelo elástico-plástico según el criterio de fluencia de Von Mises. Debido a que los materiales metálicos suelen tener una resistencia a tracción y a compresión simétrica y su deformación no depende de la presión hidrostática, se utiliza el modelo de plasticidad de Von-Mises para definir el límite y la superficie de fluencia del estado biaxial de tensiones de los tubos. Por tanto, independiente del estado tensional que se encuentre, el modelo se define a partir de dos variables, E_a , ν_a y la curva tensión-deformación uniaxial del material. (FIG. 22).

El modelo requiere la definición de una curva tensión-deformación con efecto endurecedor, según ensayos experimentales uniaxiales. Se ha elegido un valor de 0,29 para el coeficiente de Poisson (ν_a), mientras que para el Módulo de Elasticidad (E_a) se ha considerado 200000 MPa (TABLA 2).

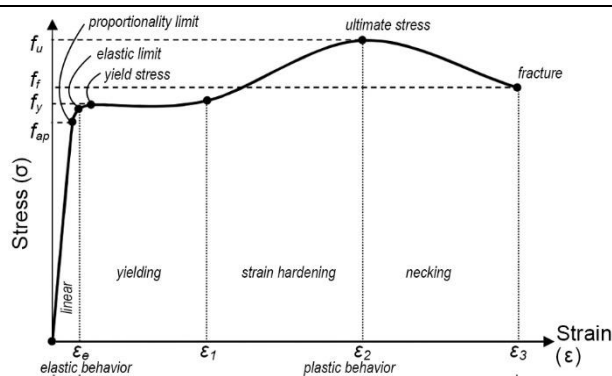


FIG. 22 Curva uniaxial tensión-deformación para el acero considerado en los modelos

Por otra parte, y con el fin de simular el complejo comportamiento del hormigón, se ha utilizado como modelo constitutivo el criterio "CDP" (Concrete Damaged Plasticity) disponible en el software Abaqus CAE y basado en los postulados de Lubliner (Lubliner et al, 1989). Considerando que el hormigón tiene diferentes comportamientos bajo a compresión y tracción, en este modelo constitutivo ("CDP") es posible definir y combinar con robustez numérica las

relaciones uniaxiales de estos esfuerzos, describiendo adecuadamente el daño irreversible que ocurre en el proceso de cracking y crushing del hormigón.

El criterio de Concrete Damaged Plasticity “CDP” define la superficie de fluencia por medio de algunos parámetros claves. Estos son los que se han considerado en el análisis (**TABLA 1**):

TABLA 1. Parámetros “CDP” definidos en Abaqus

Ângulo de Dilatação (ψ)	Excentricidad (e)	σ_{b0}/σ_{c0}	Kc	Parámetro de Viscosidad
31	0.1	1.16	0.65	0.01

Donde:

- Kc describe la forma del plano desviador teórico
- σ_{b0}/σ_{c0} establece la relación existente entre las tensiones máximas de compresión en estados uniaxial y biaxial.
- ψ es el ángulo de dilatación (transversal)
- e es un parámetro, referido a la excentricidad, e. Si e=0, entonces el flujo potencial sería una recta y coincidiría con el modelo de Drucker-Prager lineal.

Se utiliza una regla de flujo no asociada y el potencial de flujo sigue la función hiperbólica de Drucker-Prager (D-P). El parámetro de viscosidad es muy pequeño (próximo a cero), para permitir tensiones fuera de la superficie de fluencia y evitar posibles dificultades de convergencia.

Estas magnitudes se obtienen de investigaciones de modelos numéricos, validados experimentalmente en columnas circulares CFST realizado por Han (Han et al, 2007) y verificado por Tao (Tao et al, 2013); obteniendo resultados adecuados en las simulaciones.

Se han definido por separado dos leyes de endurecimiento diferentes que dependen de las tasas de deformación plástica: tracción y compresión (**FIG. 23**).

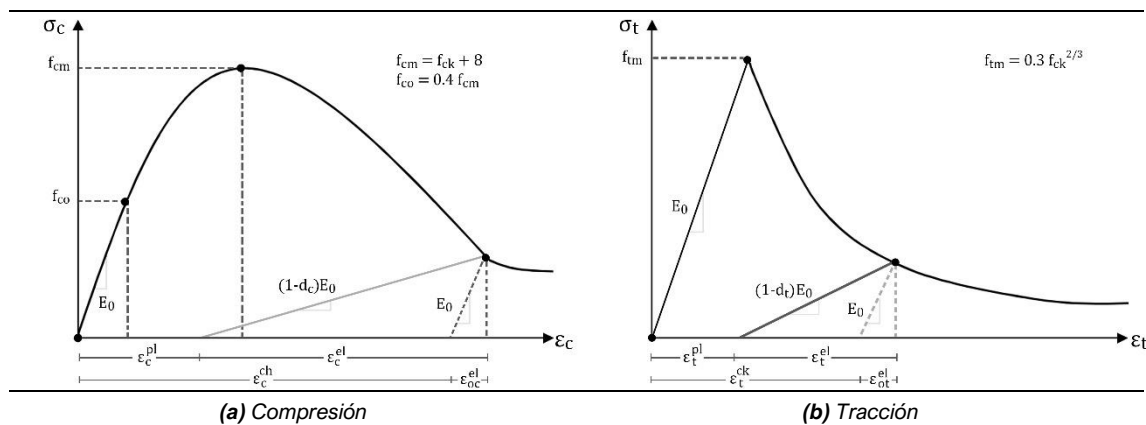


FIG. 23. Curva uniaxial tensión-deformación para el hormigón considerado en los modelos

El límite elástico máximo a tracción en el caso del hormigón se ha considerado 9% del límite máximo característico a compresión, mientras que para el coeficiente inicial elástico de Poisson (ν_c) se ha optado por un valor de 0,18. De la misma forma, el Módulo de Elasticidad (E_c) se define 27300 MPa para el hormigón (TABLA 2).

TABLA 2. Propiedades de los materiales de los modelos CFST's (Milan et al, 2019)

Material	Propiedades Mecánicas	
Acero	Densidad	78.5 kN/m ³
	Módulo Elástico (E_a)	2.0×10^5 MPa
	Coefficiente de Poisson (ν_a)	0.29
Hormigón	Densidad	23.5 kN/m ³
	Módulo Elástico (E_c)	2.73×10^4 MPa
	Coefficiente de Poisson (ν_c)	0.18

En relación a las características mecánicas del hormigón empleadas en el modelo, la deformación plástica de un material se define como su deformación no recuperable después del proceso de carga y el “daño (damage) se caracteriza por la degradación permanente de las constantes elásticas del material, es decir, la pérdida de rigidez” (Yu et al., 2010). Aliaga (Aliaga et al, 2015) explica que un modelo el daño (d) se emplea un valor escalar reductor para simular la disminución de las constantes elásticas del hormigón. El rango de valores del daño está comprendido entre cero (no se produce degradación del material)

hasta uno (material totalmente dañado). Por ello, en los modelos se añade una degradación isotrópica del material, que combinada con las curvas tensión-deformación de compresión y tracción reproduce el comportamiento del material real (FIG. 24).

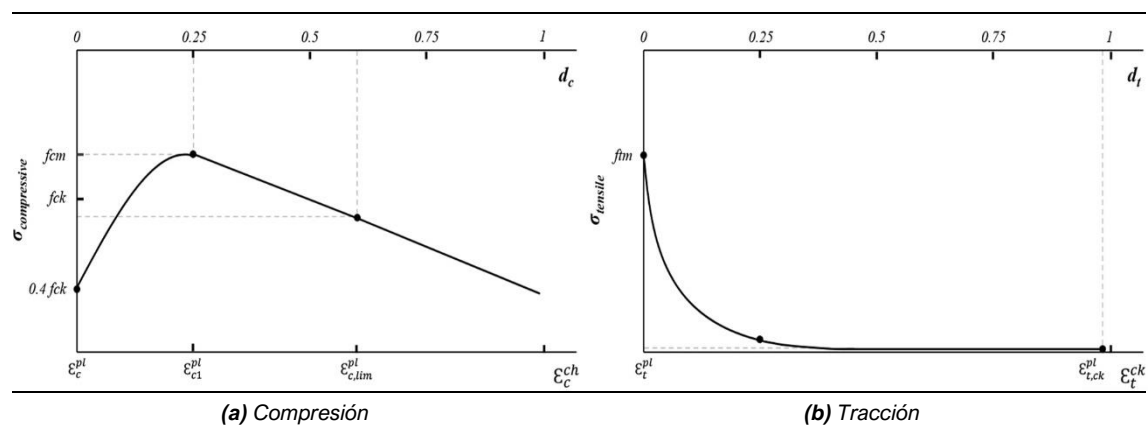


FIG. 24. Curva Tensión-Daño-Deformación para el hormigón considerado en los modelos

3.1.2. Geometría, Malla, Interacción y Condiciones de Contorno

La geometría de los especímenes se ha definido de forma cilíndrica, en función de la geometría de las secciones CFST's estudiadas. Cada modelo está formado por dos componentes (partes): el tubo de acero y el núcleo de hormigón. Las características geométricas, es decir, longitud de la columna, los diámetros de la sección (diámetro externo e interno) y el espesor del tubo, se definen para cada espécimen (TABLA 5 y TABLA 8).

La geometría se configura de la siguiente manera: (a) espacio de modelado 3D (modeling space: 3D); (b) sólido del tipo deformable (type: deformable); (c) características básicas, forma sólida hecha por extrusión (base feature, shape: solid, type: extrusión).

Para cada uno de los componentes se han definido mallas de elementos finitos independientes. Estos componentes fueron mallados con "elementos sólidos C3D8R" disponibles en la biblioteca del software. La malla se ha refinado a un tamaño máximo de elemento de 10 mm, con un mínimo de 3 elementos en el espesor de pared del tubo de acero. Según la calibración realizada por

Albareda (2013), menos de 3 particiones en la pared de un tubo cuando se usan elementos sólidos no es suficiente para simular el comportamiento no lineal de una cáscara cilíndrica (**FIG. 25**).

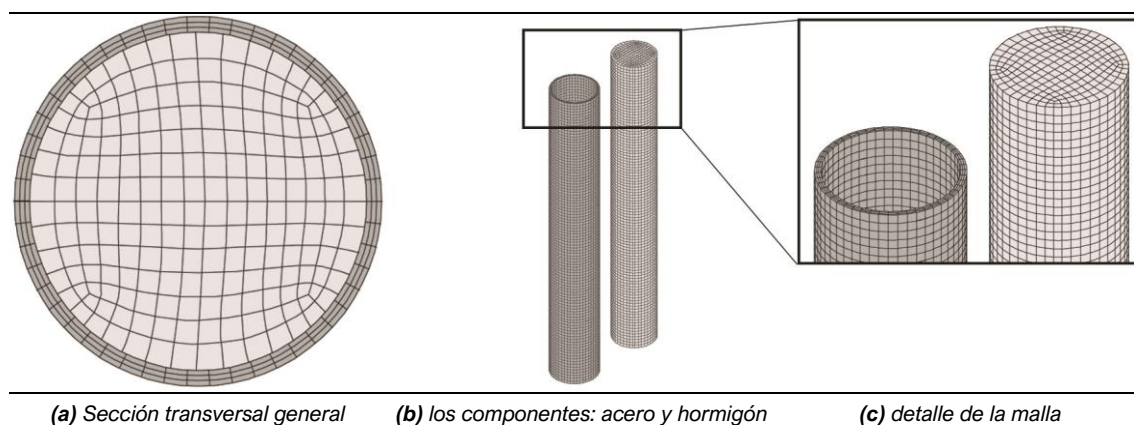


FIG. 25. Características de la malla utilizada en los modelos analizados (Milan et al, 2019)

Para que los materiales trabajen simultáneamente y juntos como un único elemento estructural, hay que simular el contacto y adherencia entre ellos, y para ello, es necesario especificar las características de las superficies que van a interactuar, es decir, en el modelo se define la interacción acero-hormigón que representa el contacto de la superficie externa del núcleo de hormigón con la superficie interna del tubo de acero.

Las interacciones definidas en el modelo son por contacto mecánico. Dependiendo del tipo 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.

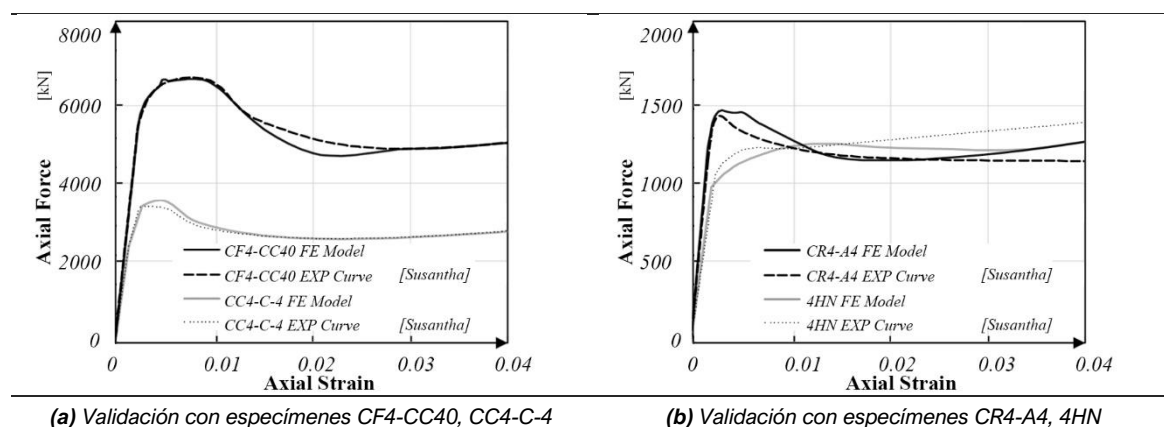
Para el contacto normal, se escoge el más sencillo, denominado contacto duro (hard). Es un contacto binario, es decir, cuando las superficies están en contacto se transmiten presión, mientras que, si están separadas dejan de transmitir la presión.

El contacto tangencial es conducido por el modelo de fricción de Coulomb, que permite transmitir tensiones tangenciales en la interfaz de las superficies en función de la presión de contacto. En este modelo, se define un coeficiente de fricción (μ) de 0.20 y un límite de esfuerzo cortante de 0.40.

Asumiendo que el análisis numérico es una simulación del experimento real hecho en laboratorio, en las caras de apoyo se ha asumido que la cara inferior (la base) está restringida a desplazamiento y rotación en todos los ejes (empotramiento, $U1 = U2 = U3 = UR1 = UR2 = UR3 = 0$) mientras que la cara superior (el topo) está restringida a rotación y desplazamiento horizontal ($U1 = U2 = UR1 = UR2 = UR3 = 0$) dejando el apoyo libre para movimientos/desplazamientos verticales ($U3 \neq 0$).

3.1.3. Validación del Modelo

Para validar el modelo de elementos finitos es necesario que los resultados numéricos se ajusten al diagrama obtenido experimentalmente de carga-deformación, principalmente en el pico de carga. La calibración del modelo es especialmente importante para confirmar que el hormigón se expande correctamente, de modo que se produzca la interacción entre ambos materiales. Por ello, las propiedades de los modelos CFST propuestos han sido validadas utilizando experimentos reales de secciones CFST bajo a cargas de compresión (FIG. 26), clasificadas por Susantha (Susantha et al, 2001) y Huang (Huang et al, 2016).



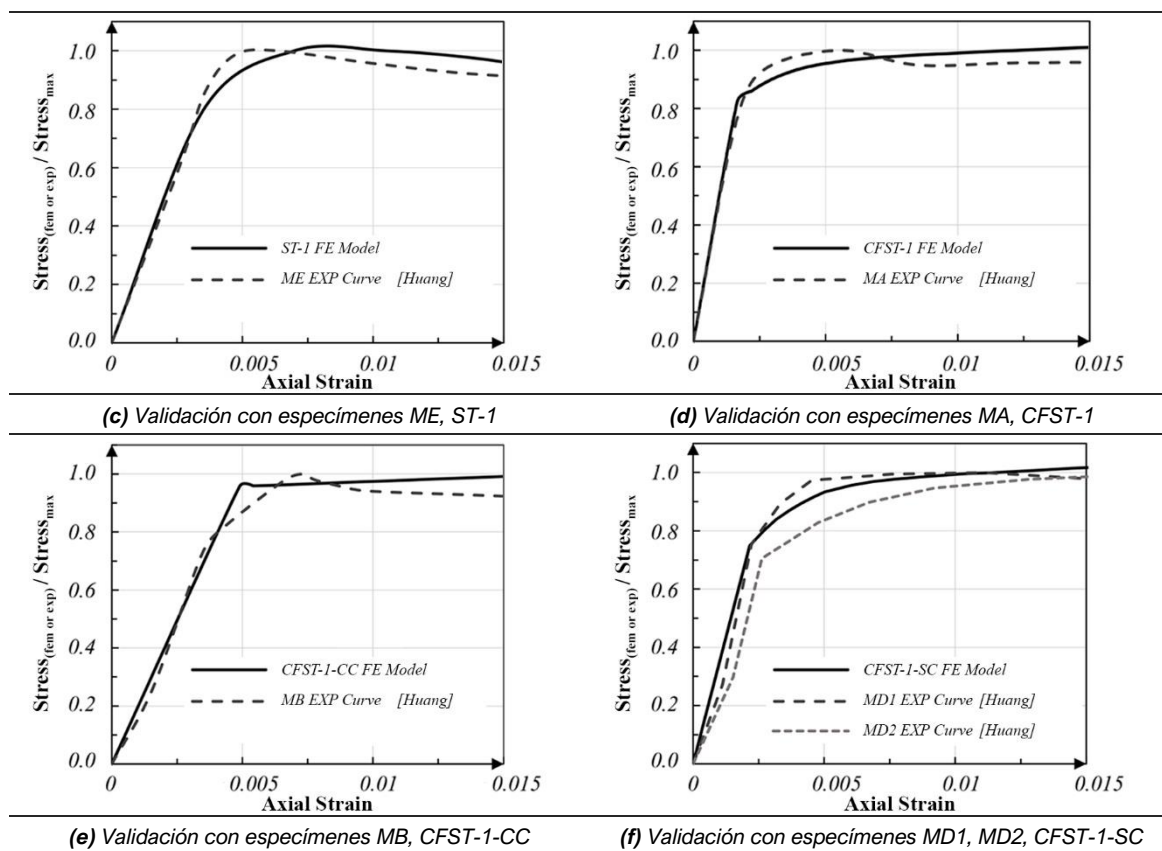


FIG. 26. Validación basada en los modelos de Susantha (Susantha et al, 2001) y Huang (Huang et al, 2016) (figura presente en Milan et al, 2019)

Para ampliar la calibración y verificar la aplicación de la precarga, se realizó la comparación tensión-deformación entre los modelos experimentales de Huang et al. (2016) y los modelos numéricos desarrollados en este estudio (FIG. 26c-f). Esto fue posible gracias a la comparación de dos índices de tensión: el primero es resultado de la relación entre σ_{exp} (tensión experimental) recogida en los experimentos y σ_{max} (tensión máxima) calculada para las secciones seleccionadas; el segundo resultado se tiene por la división de σ_{FEM} (tensión en el modelo de elementos finitos) retirada de las simulaciones numéricas y la σ_{max} calculada para las secciones seleccionadas. Se comparan diferentes secciones (tubo de acero y CFST) y diferentes aplicaciones de precarga (CFST con aplicación de precarga inicialmente en el núcleo de hormigón y CFST con aplicación de precarga inicialmente en el tubo de acero). Los resultados nuevamente mostraron concordancia, pues es posible visualizar que el modelo (línea continua) se acerca satisfactoriamente a los resultados experimentales (línea discontinua).

Complementariamente, en la **TABLA 3** se presenta una comparación entre resultados obtenidos por otros autores.

TABLA 3. Comparación entre análisis FEM, experimentos y cálculos teóricos (Milan et al, 2019)

Secciones CFST circulares utilizadas para la verificación de Susantha et al, 2001							
Autor	Especímenes	Dimensión (d x t - mm)	f _{ck} (MPa)	f _y (MPa)	N _{exp} (kN)	*N _{FEM} (kN)	N _{FEM} / N _{exp}
Susantha et al, 2001	CR4-A4	150x3.2	22	287.7	937	883	0.943
	4HN	150x4	28.7	279.9	1205	1229	1.020
	CC4-C-4	300.2x2.96	40.5	283	3394	3564	1.050
	CF4-CC40	318.5x7.9	47.5	358.1	6525	6544	1.003
						Mean	1.004
					Standard Deviation	0.039	
Secciones experimentales utilizadas para la verificación de Huang et al, 2016; y comparación entre tramos experimentales con cálculos teóricos							
Autor	Especímenes	Dimensión (d x t - mm)	f _{ck} (MPa)	f _y (MPa)	N _{exp} (kN)	N _{cal} (kN)	N _{cal} / N _{exp}
Huang et al, 2016	ME	108x4x1296	-	336	399	405	1.015
	MA	108x4x1296	44	336	774	792	1.023
	MB	108x4x1296	44	336	839	844	1.006
	MD1	108x4x1296	44	336	809	791	0.978
	MD2	108x4x1296	44	336	729	741	1.016
Han et al, 2003	HS1-1	120x2.65x360	20.1	340	640	633	0.989
	HS2-1	120x2.65x360	36	340	816	808	0.990
	HI1-1	120x2.65x1400	36	340	769	764	0.993
Liew et al, 2009	CFT-S-100-0P	219x6.3x708	108	300	5410	5280	0.976
	CFT-I-100-0P	219x6.3x1728	99	405	4977	4708	0.946
	CFT-L-100-0P	219x6.3x3078	100	393	4204	3964	0.943
					Mean	0.989	
					Standard Deviation	0.026	
Análisis FEM comparado con cálculos teóricos							
Autor	Especímenes	Dimensión (d x t - mm)	f _{ck} (MPa)	f _y (MPa)	N _{FEM} (kN)	N _{cal} (kN)	N _{cal} / N _{FEM}
Este estudio	CFST-1	250x6.3x1000	25	275	3573	3429	0.960
	ST-1	250x6.3x1000	-	275	1325	1326	1.001
	CFST-2	200x6.3x1000	25	275	2610	2470	0.946
	ST-2	200x6.3x1000	-	275	1055	1054	0.999
	CFST-3	150x6.3x1000	25	275	1694	1610	0.950
	ST-3	150x6.3x1000	-	275	783	782	0.999
Liew et al, 2009	CFT-S-100-0P	219x6.3x708	108	300	5692	5280	0.928
	CFT-I-100-0P	219x6.3x1728	99	405	4853	4708	0.970

CFT-L-100-0P	219x6.3x3078	100	393	3987	3964	0.994
						Mean 0.972
						Standard Deviation 0.026

*valores derivados de los modelos producidos por este estudio

3.1.4. Definición del pretensado

Para cada grupo de la **TABLA 5** (apartado 3.2) y **TABLA 8** (apartado 3.3), se han considerado cuatro formas diferentes de aplicación del pretensado para evaluar precisamente su eficiencia. Dos con pretensado pasivo: (a) SC, compresión axial en el tubo de acero; (b) CC, compresión axial en el núcleo de hormigón. Y, dos con pretensado activo: (c) ST, tracción axial sobre el tubo de acero; (d) SP, presión circunferencial uniforme sobre el tubo de acero.

La **FIG. 27** ilustra cada uno de los pretensados aplicados.

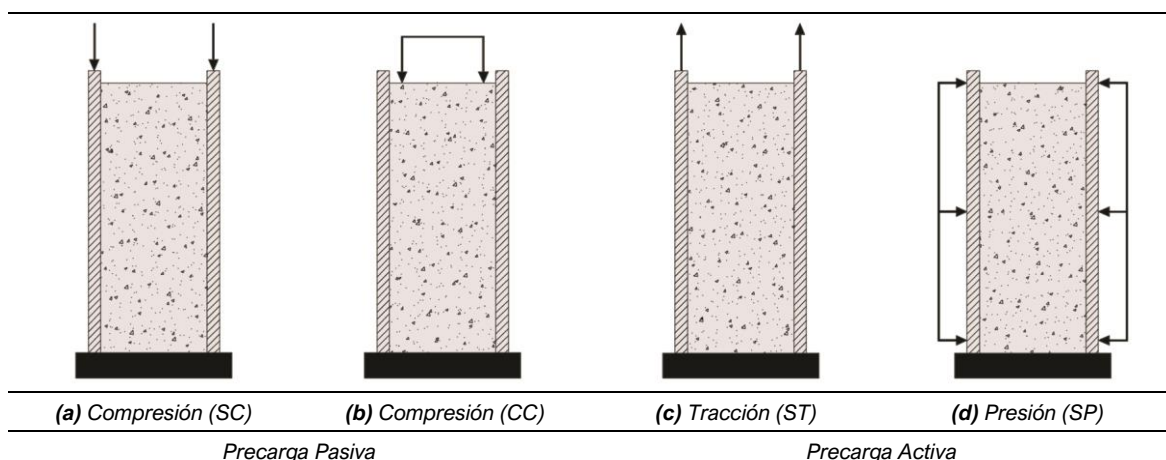


FIG. 27. Diferentes formas de precarga que se han considerado (Milan et al, 2019)

Es importante considerar que la carga se aplica en dos pasos diferentes para evaluar los efectos causados por la tensión inicial en el componente. El paso 1 corresponde al pretensado inicial, mientras que el paso 2 corresponde a la carga axial de compresión efectiva. Al tratar problemas no lineales como este, se recomienda aplicar desplazamientos impuestos (ΔL) en lugar de fuerzas, para monitorear los resultados con mayor precisión. En realidad, este procedimiento es el mismo que se usa con el activador en el laboratorio. Sólo en el caso “d”

(**FIG. 27d**) correspondiente a una presión uniforme, en el paso 1 la carga se ha aplicado directamente definiendo una presión positiva de 5 MPa.

Como la aplicación instantánea (rápida y directa) de una fuerza influye directamente en los resultados en un análisis explícito, que es el que se utiliza en este estudio, la aplicación del pretensado (desplazamiento y presiones) y cargas (desplazamiento) se ha especificado como muy lento, aumentando los valores según una progresión lineal (**TABLA 4**)

TABLA 4. Aplicación de cargas por Pasos

Paso	Tipo de Carga	Valor	Tiempo
Paso 1	Presión	$p = 5 \text{ Mpa}$	$\Delta t = 15 \text{ s}$
	Compresión (tubo de acero o núcleo de hormigón)	$\Delta L = 0,15\% L \text{ mm}$	$\Delta t = 15 \text{ s}$
	Tracción	$\Delta L = 0,15\% L \text{ mm}$	$\Delta t = 15 \text{ s}$
Paso 2	Compresión (en toda la sección)	$\Delta L = 10\% L \text{ mm}$	$\Delta t = 120 \text{ s}$

3.1.5. Procedimiento de Análisis Numérico

Para investigar el comportamiento de una columna sometida a carga de compresión axial monotónica y obtener una respuesta que represente su comportamiento real, es necesario llevar a cabo un análisis no lineal del modelo, considerando la no linealidad geométrica y del material.

Para ello, el procedimiento que se utiliza en este análisis sigue la siguiente secuencia:

1º se comienza la aplicación del pretensado en solo uno de los componentes/materiales (tubo de acero o núcleo de hormigón), es decir, en este momento se aplica la tracción en el tubo, la compresión en el tubo, la presión uniforme en el tubo o la compresión en el núcleo)

2º se aplica la carga axial efectiva en toda la sección compuesta (esta vez en ambos componentes) hasta llegar al colapso de la sección.

Para describir la influencia de la precarga de un componente, es necesario separar el proceso de carga en estos dos pasos diferentes. El hormigón siempre se considera completamente fraguado desde el principio.

Los Pasos de la carga son secuenciales, de modo que el Paso 2 solo se lleva a cabo si se ha producido el Paso 1. Para reproducir fielmente el comportamiento real de la sección compuesta, los algoritmos de contacto en la interfaz de los dos componentes también deberán estar definidos desde el primer instante.

3.2. ANÁLISIS INICIALES

3.2.1. Definición de los Especímenes

En estos primeros análisis se hizo la comprobación de un total de 18 especímenes, divididos en 3 grupos. En cada grupo hay 5 especímenes CFST (15 especímenes en total) y 1 tubo de acero sin relleno de hormigón (3. especímenes en total). En los CFST, 4 especímenes de cada grupo (12 especímenes en total) están pretensados, mientras 1 modelo de cada grupo se configura como CFST tradicional (3 especímenes en total). Los grupos se distinguen por los diámetros de la sección de los especímenes, en la **TABLA 5** se resumen las características geométricas de los modelos analizados.

Para el acero del tubo se ha utilizado acero S275 (275 MPa) y para el hormigón del núcleo se ha utilizado un hormigón de 25 MPa. Los comportamientos mecánicos de los materiales cumplen las leyes explicadas en el apartado anterior.

TABLA 5. Especímenes analizados en los primeros análisis (Milan et al, 2019)

Especímen	Grupo	Sección		L (mm)	Componente pretensado	Forma de pretensado
		D (mm)	t (mm)			
CFST-1-SP	1	250	6.3	1000	acero	presión circunferencial
CFST-1-SC		250	6.3	1000	acero	compresión
CFST-1-ST		250	6.3	1000	acero	tracción
CFST-1-CC		250	6.3	1000	hormigón	compresión
CFST-1		250	6.3	1000	-	-

ST-1		250	6.3	1000	-	-
CFST-2-SP		200	6.3	1000	acero	presión circunferencial
CFST-2-SC		200	6.3	1000	acero	compresión
CFST-2-ST	2	200	6.3	1000	acero	tracción
CFST-2-CC		200	6.3	1000	hormigón	compresión
CFST-2		200	6.3	1000	-	-
ST-2		200	6.3	1000	-	-
CFST-3-SP		150	6.3	1000	acero	presión circunferencial
CFST-3-SC		150	6.3	1000	acero	compresión
CFST-3-ST	3	150	6.3	1000	acero	tracción
CFST-3-CC		150	6.3	1000	hormigón	compresión
CFST-3		150	6.3	1000	-	-
ST-3		150	6.3	1000	-	-

3.2.2. Resultados Iniciales

3.2.2.1. Curva Carga-Deformación bajo distintos tipos de pretensado

Aunque los resultados iniciales daban lugar a dudas, ya se esperaba que cada método de precarga propuesto en este estudio conduciría a diferentes patrones de curvas carga-deformación en las secciones CFST sometidas a compresión axial. El factor determinante de estas curvas depende de cuál es el componente pretensado de la sección y cómo el pretensado es introducido en la columna, ya que esto con toda probabilidad puede cambiar la manera en que los materiales interactúan y, consecuentemente, el comportamiento de la sección. Es decir, en el proceso de pretensado de una sección mixta no interviene sólo uno de los componentes, sino que la interfaz entre ambos y la expansión lateral se vuelven cruciales en la respuesta global. Como ya se esperaba, dependiendo del material que se pretensa aumenta o disminuye la capacidad resistente de la sección CFST.

En el primer caso, el CFST-SP, donde el tubo es sometido inicialmente a una presión circular uniforme hacia su interior (perpendicular a toda longitud de la columna) es posible observar cómo la presión negativa sobre el tubo comprime circunferencialmente el acero y el hormigón, conduciendo ambos componentes

a una ligera compresión circunferencial, de modo que los dos materiales tienden a expandir verticalmente en dirección a los apoyos. Como ambos apoyos en el Paso 1 están restringidos en relación a todos los movimientos posibles, desplazamientos y rotaciones, se genera un par de fuerzas verticales de compresión y tracción. Cabe señalar que la presión hacia el interior garantiza y amplifica el contacto y la transferencia de esfuerzos entre los componentes.

Cuando se aplica la carga de servicio (compresión axial) en el Paso 2, la sección mixta se encuentra ya ligeramente comprimida; por lo tanto, el hormigón del núcleo queda confinado desde el principio. Este efecto de confinamiento temprano proporcionado por la presión inicial permite alcanzar valores elevados de tensión por parte del núcleo, y, por tanto, una mayor carga última de la sección mixta (**FIG. 28**). Este método podría ponerse en práctica a través de los procedimientos previamente señalados de la **FIG. 21**.

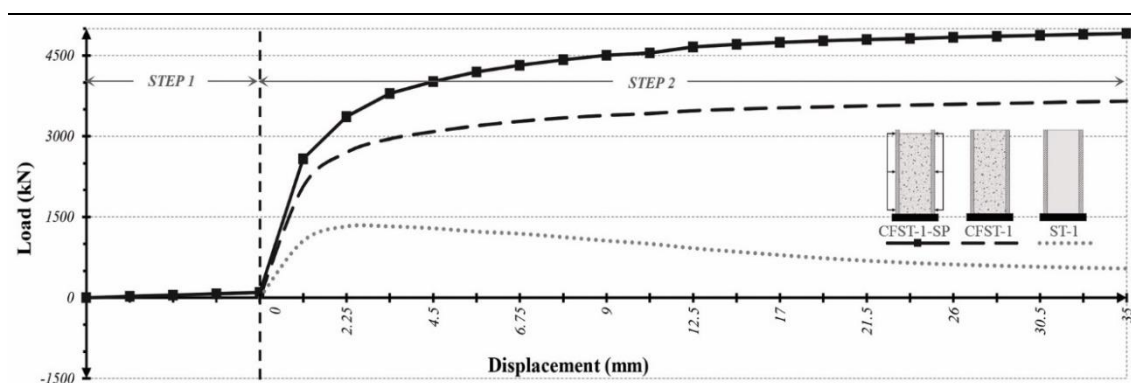


FIG. 28. Carga x Deformación - CFST-1-SP / CFST-1 / ST-1 (Group 1 - 250x6.3)
(Milan et al., 2019)

En el caso del CFST-SC, el acero del tubo se comprime axialmente durante el Paso 1. Como la tensión inicial se aplica sólo en uno de los componentes, la compresión provoca que el tubo se expanda lateralmente hacia el exterior generando el despegue entre componentes, conllevando consecuentemente el comportamiento independiente de ambos materiales.

En el Paso 2, cuando el hormigón se empieza a cargar por primera vez, el tubo ya está pretensado en un cierto porcentaje, por lo que la carga de servicio disponible es menor que la inicial en un CFST convencional (**FIG. 29**). Al final, la carga última de la sección pretensada es exactamente la misma que la de la

sección CFST normal, aunque se alcanza bastante más tarde. Es obvio que también hay una reducción importante de la rigidez al comienzo del segundo paso, por lo que no parece un procedimiento muy interesante para ser inducido.

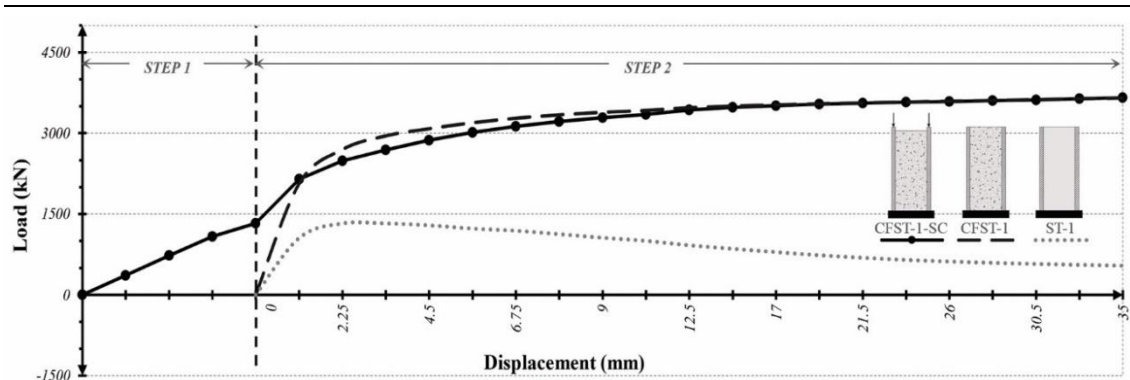


FIG. 29. Carga x Deformación - CFST-1-SC / CFST-1 / ST-1 (Group 1 - 250x6.3)
(Milan et al., 2019)

En el caso de CFST-ST, el acero del tubo se tracciona axialmente durante el Paso 1. La tensión axial conduce a una constricción lateral del tubo de acero, al mismo tiempo que genera una compresión circular uniforme sobre el núcleo. Es decir que el hecho de traccionar el tubo antes de aplicar la carga de servicio a compresión proporciona una mejora inicial evidente de la capacidad de la sección (**FIG. 30**). Sin embargo, es bastante difícil aprovechar esta mejora en estructuras reales, ya que requiere altas cargas de pretensado (tracción) en el tubo que no son fáciles de lograr a la práctica. Aparte del evidente incremento de fuerza, este método no aporta ninguna otra ventaja extra en términos de capacidad global, pues es posible comprobar que al final las curvas de los especímenes CFST-ST y CFST-1 tradicional llegan a las mismas prestaciones de carga.

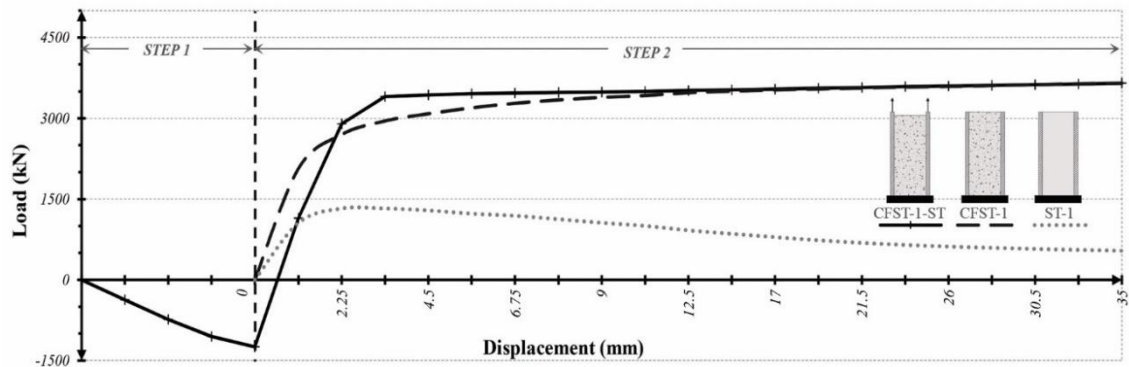


FIG. 30. Carga x Deformación - CFST-1-ST / CFST-1 / ST-1 (Grupo 1 - 250x6.3)
(Milan et al., 2019)

En el último caso, el CFST-CC, se comprime solo el núcleo de hormigón durante el Paso 1. Esto conduce a la activación del efecto de confinamiento desde el principio (FIG. 31), al garantizar la interfaz de contacto entre los componentes en toda la probeta. Cuando el hormigón del núcleo se comprime primero, el material se expande lateralmente contra el tubo de acero, de acuerdo con su coeficiente de Poisson inicial. Tras una primera etapa de compresión, cuando el hormigón alcanza aproximadamente la mitad de su capacidad, el material comienza a expandirse más de lo especificado por el coeficiente de Poisson elástico hasta alcanzar valores superiores a 0,50. Se puede afirmar que este procedimiento activa el confinamiento en una etapa más temprana de carga, lo que significa que la sección mixta alcanza la carga última también antes. No obstante, la resistencia última a compresión es exactamente la misma que sin el pretensado.

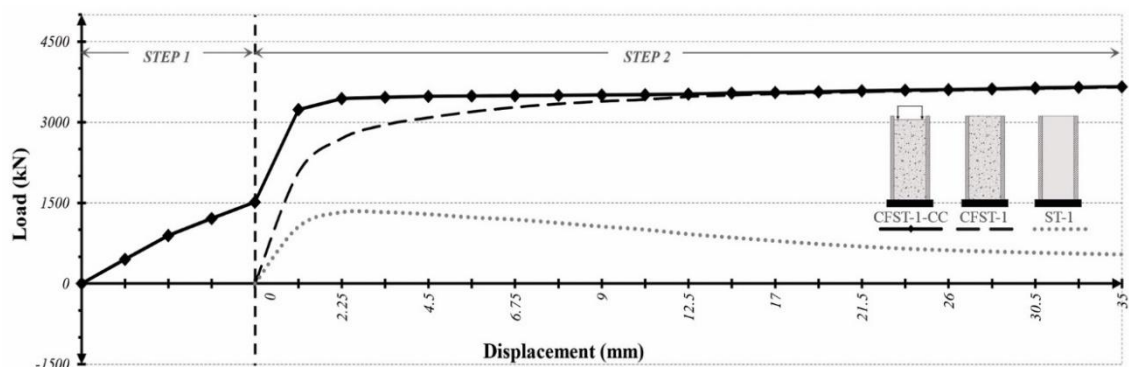


FIG. 31. Carga x Deformación CFST-1-CC / CFST-1 / ST-1 (Grupo 1 - 250x6.3)
(Milan et al., 2019)

3.2.2.2. Eficiencia de los diferentes métodos de pretensado

Al analizar las curvas de carga-deformación, existen dos métodos de los estudiados que mejoran claramente la capacidad resistente de las secciones CFST. Los otros dos, por el contrario, reducen claramente su capacidad axial. Las secciones en las que el acero está sometido a una presión circular uniforme inicial (CFST-SP) o a un esfuerzo de tracción axial inicial (CFST-ST) conducen la sección a un aumento significativo de la capacidad total. Este incremento puede llegar hasta el 38% en el caso de CFST-1-ST y el 36% en el caso de CFST-1-SP en las muestras analizadas (**FIG. 32** y **FIG. 33**).

Por el contrario, las secciones donde el tubo de acero o el núcleo de hormigón se comprimen axialmente en un primer momento (CFST-SC y CFST-CC, respectivamente) durante el Paso 1, tienden a reducir la capacidad última de estas secciones. Esta reducción puede ser hasta un 36% menor en el caso de CFST-1-SC y hasta un 41% menor en el caso de CFST-1-CC.

Solo dos de los cuatro métodos de pretensado descritos son efectivos en términos de mejorar la capacidad axial de una sección CFST, y solo uno de estos resulta factible para aplicarlo en casos reales en construcción, concretamente el CFST-1-SP. El hecho de aplicar una presión circunferencial uniforme al tubo de acero antes de la carga de servicio en toda la sección activa el efecto de confinamiento desde el inicio del Paso 2 y multiplica la capacidad del hormigón, es decir, cuando la columna mixta empezar a cargar axialmente (carga de servicio) la sección ya está en condiciones óptimas de rigidez de ambos materiales. Un ligero incremento de la resistencia del hormigón se convierte en un incremento significativo de la capacidad axial de la sección, debido a la relación entre el área del hormigón y la sección transversal total.

Además, para implementar una tracción axial del tubo de acero se requiere una estructura secundaria o adicional para generar y soportar la fuerza del pretensado, tanto para la acción de estiramiento del tubo como para las reacciones en los apoyos derivadas del pretensado en el caso de CFST-ST; la presión circunferencial del tubo se soporta a sí misma gracias a la manera que se aplica la precarga y la forma circular de la sección en caso de CFST-SP. Esta

es la razón por la que el único método que resulta factible para ser aplicado en estructuras reales es el último.

Mientras que los métodos de pretensado como el CFST-ST y el CFST-CC mantienen una rigidez casi idéntica a la de las secciones CFST tradicionales, en el CFST-SP, donde la ganancia de resistencia es más evidente, el hecho de pretensar el tubo genera un efecto nocivo sobre la rigidez. La presión hacia el interior sobre el tubo conduce a un efecto de confinamiento temprano sobre el núcleo, pero también a alcanzar el límite de fluencia del acero comparativamente antes que en el caso de los otros métodos de pretensado. Dado que el acero se tensiona previamente en el Paso 1, el tubo alcanza el límite de fluencia antes bajo otros supuestos, de modo que la curva de carga-deformación se rige por el confinamiento del hormigón también antes (FIG. 32 y FIG. 33).

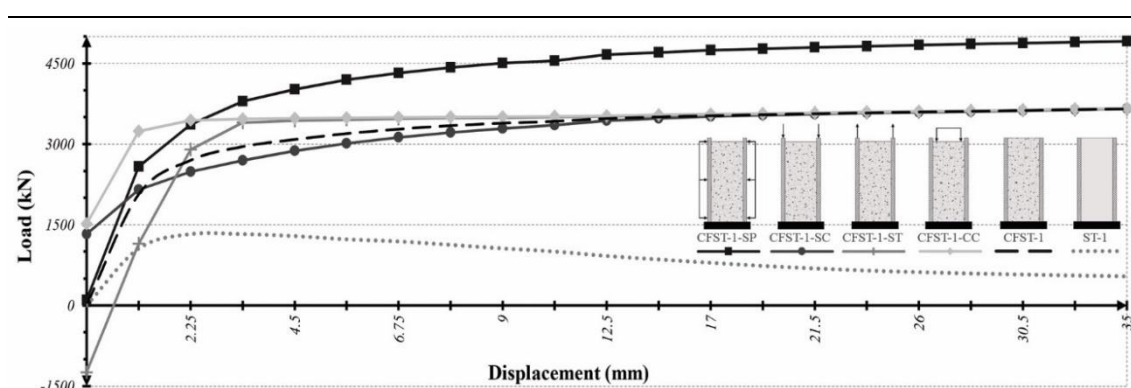


FIG. 32. Carga x Deformación – en el Step 2 - comparación entre: CFST-1-SP / CFST-1-SC / CFST-1-ST / CFST-1-CC / CFST-1 / ST-1 (Milan et al., 2019)

Por el contrario, esta reducción de la rigidez se ve compensada por una clara mejora de la ductilidad. Es evidente que cuanto mayor es el efecto de confinamiento sobre el núcleo, mayor es la ductilidad de toda la sección. El hormigón completamente embebido dentro del tubo y confinado por la presión inicial tiende a dañarse menos que un hormigón normal.

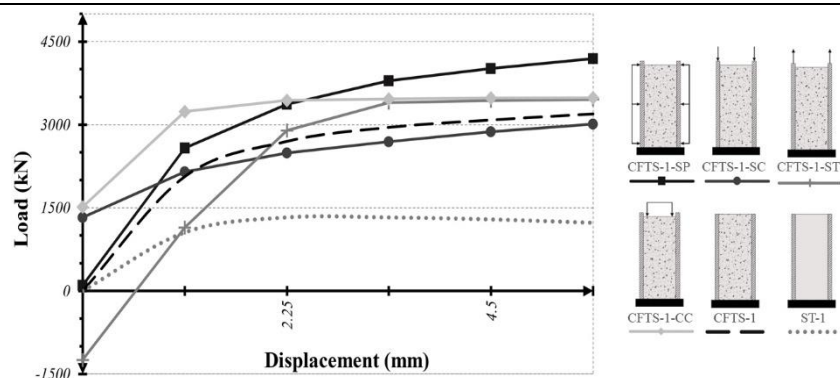


FIG. 33. Carga x Deformación – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$ comparación entre: CFST-1-SP / CFST-1-SC / CFST-1-ST / CFST-1-CC / CFST-1 / ST-1 (Milan et al., 2019)

3.2.2.3. Tensión en los componentes e influencia del efecto de confinamiento

Es interesante analizar el estado tensional de ambos componentes en cada paso y en función del método de pretensado. La transferencia de tensiones entre el tubo y el núcleo y su estado de tensión biaxial dan una imagen clara de la respuesta mecánica bajo cada suposición.

En el caso del hormigón del núcleo, la evolución de la tensión vertical habla del estado de confinamiento, y también del estado de daño debido a la compresión. En el diagrama de la **FIG. 34** se hace evidente que la sección CFST-SC sufre una importante pérdida de rigidez, debido a la compresión temprana del tubo (en la etapa de pretensado) haciendo que los materiales, acero y hormigón, trabajen por separado en los primeros instantes sin acción mixta; esto conduce a un incremento del daño por compresión en las primeras etapas de la carga (Susantha et al. 2001). Por el contrario, en la sección CFST-SP, la ganancia de resistencia por efecto del confinamiento también se hace evidente, al alcanzar altas cuotas de carga en etapas tempranas de deformación, y al mismo tiempo reducir el daño a compresión. Aunque las respuestas sean completamente distintas, en los dos modelos (CFST-SP y CFST-SC) la pérdida de rigidez del material hormigón es evidente, mientras que para los otros dos modelos (CFST-ST y CFST-CC) la rigidez es similar a los CFST tradicionales.

En relación a la ductilidad del material hormigón, en los modelos CFST-SP y CFST-SC puede observarse una clara mejora en el comportamiento dúctil de

las secciones, mientras que para los modelos CFST-ST y CFST-CC la ductilidad es similar a una sección CFST tradicional.

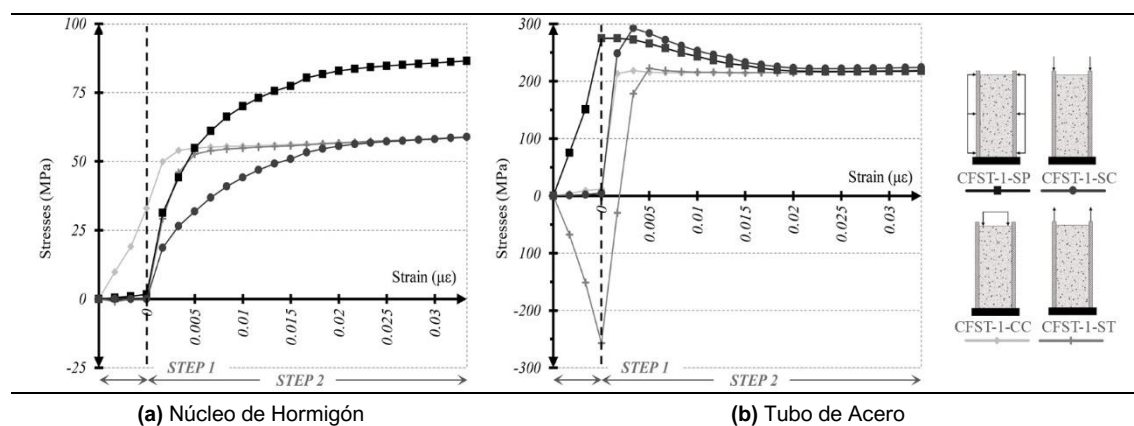


FIG. 34. Tensión x Desplazamiento Vertical – por materiales – Grupo 1 (250x6.3)
(Milan et al., 2019)

En el caso del acero, el estado de tensión biaxial del tubo se vuelve fundamental en términos de respuesta mecánica de toda la sección. Hay que tener en cuenta que en el caso CFST-SC, la aparición de tensión circunferencial positiva procedente de la expansión lateral del hormigón confinado genera un claro efecto de confinamiento; en este caso, dicho efecto se retrasa hasta que el núcleo de hormigón recibe las cargas de servicio y consigue expandirse hasta tensionar el acero. Eso ocurre porque el acero está ligeramente despegado del hormigón en el primer instante, tal y como se ha explicado anteriormente.

En el CFST-CC, aunque el pretensado del núcleo de hormigón genere una tensión positiva circunferencial sobre el material, esa tensión no es suficiente para cambiar el comportamiento del tubo de acero.

En el caso de los especímenes CFST-SP y CFST-ST (aquellos en los que hay una mejora significativa de la resistencia), la tensión circunferencial del tubo se produce desde el comienzo del Paso 2, lo que aumenta el efecto de confinamiento en el núcleo y aumenta la capacidad axial de toda la sección.

En cuanto a la rigidez del tubo de acero en los modelos, es posible afirmar que todos mantienen una rigidez similar a una sección CFST tradicional, excepto en el caso del espécimen CFST-SP, donde es posible observar una ligera disminución de su rigidez; en relación a la ductilidad de esta sección (CSFT-SP)

ocurre lo contrario: es posible observar un aumento de la respuesta dúctil del tubo de acero.

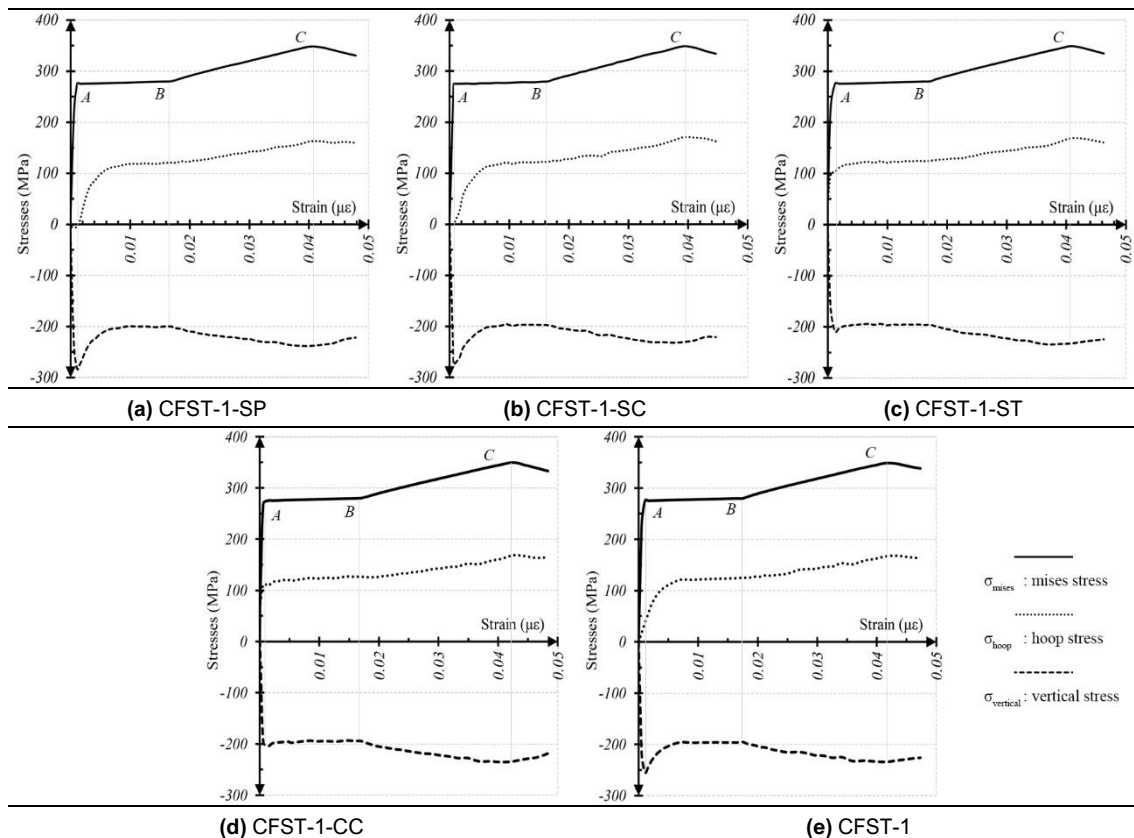


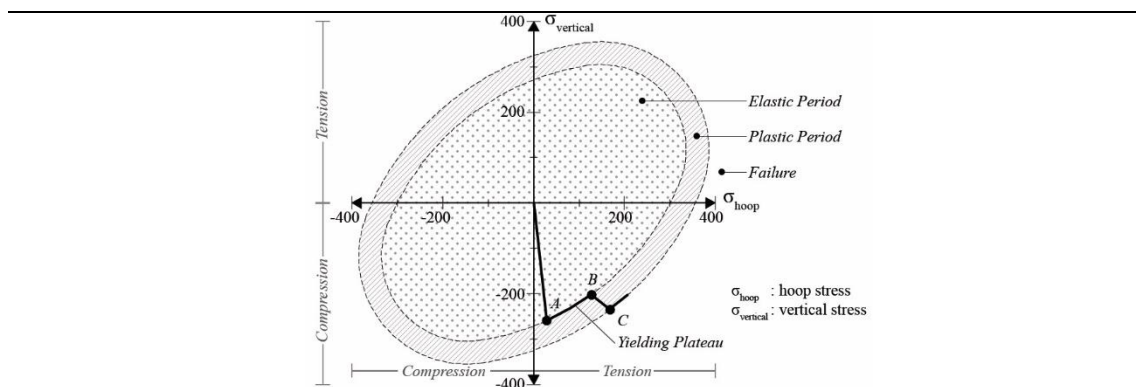
FIG. 35. Stresses x Vertical Strain – by section – Group 1 (250x6.3) (Milan et al., 2019)

Un punto significativo en el proceso de carga de estos especímenes es el límite elástico del acero. En términos de rigidez y ductilidad, la fluencia del tubo conduce a un cambio en el comportamiento de la curva carga-deformación; el material que gobierna la respuesta frente a carga axial pasa de ser el acero al núcleo de hormigón, con todas las consecuencias que esto conlleva, como una respuesta menos lineal con mayor cantidad de energía disipada. Los diagramas adjuntos (FIG. 35, FIG. 36 y TABLA 6) muestran esos puntos significativos en la trayectoria biaxial completa de la curva tensión-deformación del acero; cuanto mayor es el período A-B, mayor es la capacidad dúctil de la sección. La ductilidad está directamente relacionada con el método de pretensado seleccionado, ya

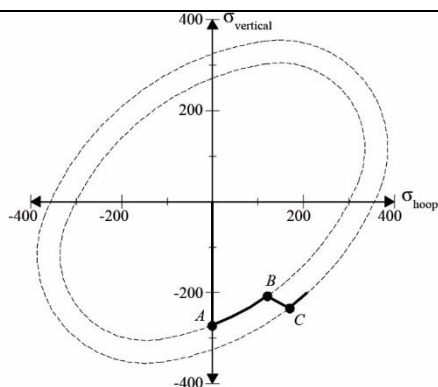
que el hecho de alcanzar antes el límite elástico debido a la combinación de tensión circunferencial y vertical conduce a una reducción del período plástico.

TABLA 6. Tensiones para la curva de Mises – Grupo 1 (250x6.3) (Milan et al., 2019)

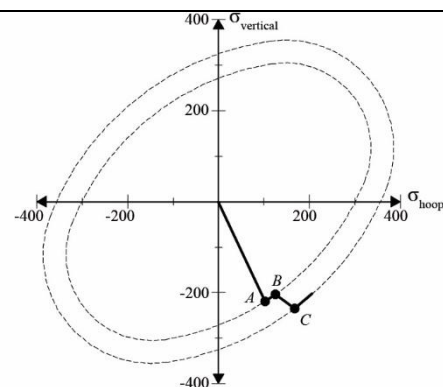
Especimen	Punto A		Punto B		Punto C	
	σ_{hoop}	$\sigma_{vertical}$	σ_{hoop}	$\sigma_{vertical}$	σ_{hoop}	$\sigma_{vertical}$
CFST-1	28.291	-259.882	124.880	-199.811	166.999	-234.015
CFST-1-SC	0.009	-274.924	122.161	-196.516	170.584	-230.883
CFST-1-ST	103.465	-208.512	126.171	-198.824	168.789	-232.625
CFST-1-SP	-4.789	-280.207	120.766	-203.318	162.437	-238.138
CFST-1-CC	107.120	-205.229	124.390	-195.949	168.410	-233.857



(a) CFST-1



(b) CFST-1-SC



(c) CFST-1-ST

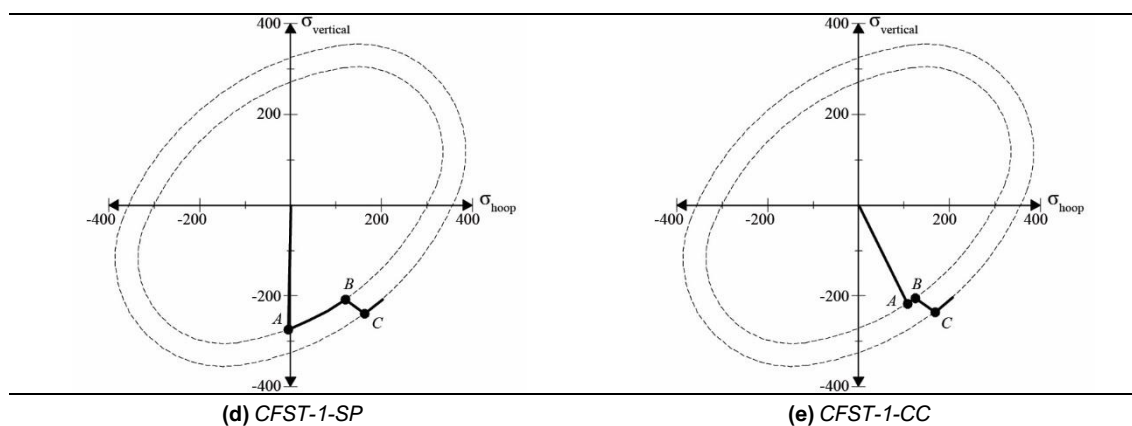


FIG. 36. Curva de Mises (MPa) – por sección – Grupo 1 (250x6.3) (Milan et al., 2019)

3.2.2.4. Influencia del diámetro de la sección

De los resultados que se muestran en la siguiente tabla (**TABLA 7**), existe una clara relación entre la ganancia de resistencia de la sección gracias al pretensado y al diámetro exterior. Cuanto mayor es el diámetro, mayor es la contribución del hormigón y el efecto de confinamiento en toda la sección. De esta forma, mientras que en diámetros de 250 mm se aprecia una mejora del 34%, este porcentaje disminuye con el diámetro. La relación no es lineal, ya que el área de la sección crece exponencialmente, y los efectos del confinamiento también.

TABLA 7. Cargas de todos los modelos testados (Milan et al., 2019)

D (mm)	Especimen	Paso 1			Paso 2			Gañó (%)		
		$\Delta\delta$ (mm)	Carga (kN)			$\Delta\delta$ (mm)	Carga (kN)			
			Acero	Hormigón	Sección		Acero		Hormigón	Sección
250	CFST-1-SP	5*	24.0	75.4	99.3	35	1081.7	3828.6	4910.2	34,45
	CFST-1-SC	1.5	1325.8	0.1	1325.9	35	1049.8	2608.5	3658.3	
	CFST-1-ST	1.5	-1239.7	-3.7	-1243.4	35	1056.2	2596.3	3652.5	
	CFST-1-CC	1.5	55.6	1459.1	1514.7	35	1059.5	2604.2	3663.6	
	CFST-1	-	-	-	-	35	1058.6	2593.3	3651.9	
	ST-1	-	-	-	-	35	541.0	-	541.0	
200	CFST-2-SP	5*	20.6	45.2	65.9	35	826.6	2643.0	3469.6	29,46
	CFST-2-SC	1.5	1053.8	-0.1	1053.7	35	769.8	1904.3	2674.0	
	CFST-2-ST	1.5	-979.7	-2.4	-982.1	35	764.7	1901.9	2666.6	
	CFST-2-CC	1.5	53.3	921.4	974.8	35	769.5	1911.5	2681.0	
	CFST-2	-	-	-	-	35	778.0	1901.9	2679.9	

	ST-2	-	-	-	-	35	496.2	-	496.2
	CFST-3-SP	5*	15.9	22.9	38.8	35	475.7	1626.8	2102.5
	CFST-3-SC	1.5	780.8	0.0	780.8	35	479.8	1245.9	1725.7
150	CFST-3-ST	1.5	-762.5	26.9	-735.6	35	478.2	1247.9	1726.1
	CFST-3-CC	1.5	20.8	516.0	536.8	35	480.6	1242.9	1723.5
	CFST-3	-	-	-	-	35	482.3	1244.8	1727.1
	ST-3	-	-	-	-	35	355.2	-	355.2

3.2.3. Conclusiones

Conclusiones iniciales del análisis:

- *los métodos de pretensado que no consideran material adicional para conseguirlo (elementos adicionales como anillos exteriores o pernos y alas) no mejoran la carga última de la sección. Estos son los casos de CFST-ST y CFST-SP, donde la presión circunferencial y la tensión axial sobre el tubo requieren elementos adicionales: anillos o barras de acero de postensado como se describió anteriormente. En todos los demás procedimientos de pretensado, donde sólo intervienen componentes de acero u hormigón, la sección alcanza la misma carga máxima última (más tarde o más temprano), aunque el efecto de confinamiento puede activarse antes con sus evidentes beneficios.*

Esta es la razón por la que el pretensado en las secciones CFST suele verse más como un problema que como una oportunidad, ya que normalmente deriva de problemas constructivos y no aporta mejoras significativas. Una mejora de la capacidad requiere implementar elementos adicionales de algún tipo, como anillos o pernos de postensado. Sin embargo, en algunos casos estos elementos pueden ser asumibles en comparación con la importante ganancia en resistencia y ductilidad que proporcionan a la sección. Estos métodos de pretensado se describen en el texto como métodos de pretensados activos (para así ilustrar la clara diferencia con los pasivos o no deseados, derivados de procesos constructivos)

Los diagramas que se muestran en la **FIG. 32**, son los que a lo mejor prueban esto más claramente. Las únicas dos secciones que mejoran en términos de resistencia mediante la pretensado son CFST-1-SP y CFST-1-ST; todos los demás casos alcanzan la misma carga última final.

- *si bien pretensar solo uno de los dos componentes (acero u hormigón) sin ningún elemento adicional no mejora la resistencia de la sección, sí puede mejorar la rigidez global de la sección gracias a la activación temprana de efecto de confinamiento. De los resultados obtenidos en la campaña numérica, cuando el efecto de confinamiento aparece antes, la presión lateral sobre el hormigón evita el daño por microcrushing en etapas tempranas y permite un incremento de la rigidez global de la sección mixta. Pretensar un componente antes que la globalidad de la sección CFST permite regular la aparición del efecto de confinamiento y reducir, de esta forma, el proceso de deterioro del hormigón aumentando al mismo tiempo su rigidez. Esto resulta importante para definir la capacidad de servicio de estas secciones, ya que una de las desventajas más importantes de las secciones CFST convencionales es que el efecto de confinamiento aparece solo bajo relaciones de carga realmente altas.*
- *puede afirmarse que los métodos pasivos de pretensado en secciones CFST no contribuyen a mejorar la resistencia de la sección (casos CFST-1-SC y CFST -1-CC), mientras que los procedimientos activos sí lo permiten (casos CFST-1-SP y CFST-1-ST). Suponiendo que el segundo grupo de secciones requiera material adicional para lograr la relación de precarga, un pretensado activo es claramente beneficioso para el rendimiento global de las secciones. En realidad, y derivado de los resultados numéricos del análisis paramétrico, la única suposición donde el pretensado es claramente perjudicial para la sección es el caso del espécimen CFST-1-SC donde primero se carga el acero (que corresponde a la mayoría de los casos habituales en procesos de construcción de varios pisos).*

3.3. EXPANSION DEL ANÁLISIS PARAMÉTRICO

3.3.1. Definición de los Especímenes

En los primeros análisis ha quedado claro el comportamiento de una sección mixta frente a diferentes métodos de aplicación del pretensado. Se ha realizado un análisis paramétrico comparativo en el que los diámetros de las secciones cambian (150mm, 200mm y 250mm); como respuesta se ha concluido que existe una relación directa entre el tamaño de la sección y su capacidad de carga, es decir, cuanto más grande es el diámetro de la sección CFST más resistente es bajo esfuerzos axiales. Por lo tanto, la influencia de los métodos de pretensado es muy sensible al diámetro.

Para ampliar estos análisis y comprender los parámetros que realmente influyen directamente, en mayor o menor proporción, en el comportamiento de la sección mixta sometida a pretensado se ha analizado en esta investigación un nuevo conjunto de especímenes.

Para ello, se hizo la comprobación y análisis de un total de 40 especímenes, divididos en 8 grupos. En cada uno de estos grupos se permutó 1 parámetro para poder comparar los resultados de forma controlada, es decir, se estableció el Grupo 1 como el grupo de control y a partir de aquí se han cambiado los parámetros, (resumidos en la **TABLA 8.**).

En cada grupo se han definido 5 especímenes CFST, 4 especímenes de cada grupo (32 especímenes en total) llevan precarga, mientras que uno de cada grupo es un CFST tradicional (5 especímenes en total).

Los comportamientos mecánicos de los materiales cumplen las leyes explicadas en el apartado anterior; tanto para el acero del tubo como para el hormigón del núcleo se hicieron permutaciones de las características resistentes dependiendo del grupo (ver **TABLA 8.**), cambiando proporcionalmente los valores numéricos de sus propiedades.

TABLA 8. Característica de modelos analizados y sus características de cambio

Grupo	Especímen	Características de los Modelos							
		D (mm)	t (mm)	D/t	r _{ext} (mm)	r _{int} (mm)	L (mm)	L/D	f _y

Capítulo 3

Análisis Paramétrico

	CFST_G1	200	2	100	100	98	600	3	275	25
	CFST-ST_G1	200	2	100	100	98	600	3	275	25
1	CFST-SC_G1	200	2	100	100	98	600	3	275	25
	CFST-SP_G1	200	2	100	100	98	600	3	275	25
	CFST-CC_G1	200	2	100	100	98	600	3	275	25
	CFST_G2	200	2	100	100	98	1800	9	275	25
	CFST-ST_G2	200	2	100	100	98	1800	9	275	25
2	CFST-SC_G2	200	2	100	100	98	1800	9	275	25
	CFST-SP_G2	200	2	100	100	98	1800	9	275	25
	CFST-CC_G2	200	2	100	100	98	1800	9	275	25
	CFST_G3	200	2	100	100	98	3000	15	275	25
	CFST-ST_G3	200	2	100	100	98	3000	15	275	25
3	CFST-SC_G3	200	2	100	100	98	3000	15	275	25
	CFST-SP_G3	200	2	100	100	98	3000	15	275	25
	CFST-CC_G3	200	2	100	100	98	3000	15	275	25
	CFST_G4	200	4	50	100	96	600	3	275	25
	CFST-ST_G4	200	4	50	100	96	600	3	275	25
4	CFST-SC_G4	200	4	50	100	96	600	3	275	25
	CFST-SP_G4	200	4	50	100	96	600	3	275	25
	CFST-CC_G4	200	4	50	100	96	600	3	275	25
	CFST_G5	200	6	33.3	100	94	600	3	275	25
	CFST-ST_G5	200	6	33.3	100	94	600	3	275	25
5	CFST-SC_G5	200	6	33.3	100	94	600	3	275	25
	CFST-SP_G5	200	6	33.3	100	94	600	3	275	25
	CFST-CC_G5	200	6	33.3	100	94	600	3	275	25
	CFST_G6	200	2	100	100	98	600	3	275	30
	CFST-ST_G6	200	2	100	100	98	600	3	275	30
6	CFST-SC_G6	200	2	100	100	98	600	3	275	30
	CFST-SP_G6	200	2	100	100	98	600	3	275	30
	CFST-CC_G6	200	2	100	100	98	600	3	275	30
	CFST_G7	200	2	100	100	98	600	3	275	40
	CFST-ST_G7	200	2	100	100	98	600	3	275	40
7	CFST-SC_G7	200	2	100	100	98	600	3	275	40
	CFST-SP_G7	200	2	100	100	98	600	3	275	40
	CFST-CC_G7	200	2	100	100	98	600	3	275	40
	CFST_G8	200	2	100	100	98	600	3	355	25
	CFST-ST_G8	200	2	100	100	98	600	3	355	25
8	CFST-SC_G8	200	2	100	100	98	600	3	355	25
	CFST-SP_G8	200	2	100	100	98	600	3	355	25
	CFST-CC_G8	200	2	100	100	98	600	3	355	25

3.3.2. Resultados Finales

3.3.2.1. Carga-Deformación bajo distintos tipos de precarga

En términos de comportamiento de cada uno de los especímenes CFST pretensados en los Grupos 1, 4, 5, 6, 7 y 8, no hubo cambios significativos en relación con lo ya evidenciado en el apartado anterior, lo que se busca en este momento es definir la influencia comparativa entre los parámetros que se permutan. Pero en el Grupo 2 y Grupo 3 donde se cambian las longitudes de las columnas son evidentes las diferencias de comportamiento individual de los especímenes. En estos casos es posible identificar que en los modelos CFST pretensados el periodo plástico es bastante más corto y la rotura de los especímenes aparece sensiblemente antes que en las secciones convencionales; este fenómeno es más evidente cuando se comparan los valores obtenidos entre los grupos. Para cada grupo se señala individualmente el comportamiento de cada uno de los especímenes analizadas bajo la aplicación del pretensado, con las siguientes consideraciones:

i. Grupo 1:

(a) En el CFST-ST_G1 (**FIG. 37**), en el Paso 1 se aplica una compresión circunferencial uniforme al hormigón generada por una constricción lateral derivada del efecto de la tracción axial del tubo de acero; dicha compresión proporciona un aumento de la capacidad resistente de la sección. Aunque en el Paso 1 haya una evidente mejora en el comportamiento resistente, en el Paso 2 la respuesta acaba siendo la misma que la de una sección CFST tradicional;

(b) En el CFST-SC_G1 (**FIG. 38**), el tubo de acero se despega ligeramente del núcleo de hormigón en el Paso 1, mientras que en el Paso 2 el núcleo de hormigón va cargándose progresivamente. Los 2 materiales trabajan de modo independiente y el tubo de acero ya está pretensado con un porcentaje de su capacidad, por lo que la carga de servicio es significativamente más pequeña que en el CFST tradicional;

(c) En el CFST-SP_G1 (**FIG. 39**), la presión circunferencial en el tubo de acero en el Paso 1 hace que el hormigón quede confinado desde el principio, generando en el Paso 2, un efecto de

confinamiento temprano permitiendo alcanzar una mayor carga última en la sección mixta;

(d) En el CFST-CC_G1 (FIG. 40), el hormigón del núcleo queda comprimido en el Paso 1 y, al expandirse lateralmente hasta chocar con el tubo de acero, el efecto de confinamiento aparece muy temprano; aunque esto parezca favorable, acaba derivando en que la carga última de la sección también aparezca antes cuando en el Paso 2 se aplica la carga de servicio final al total de la sección. Por lo que la capacidad última de la sección no difiere de la de un CFST tradicional.

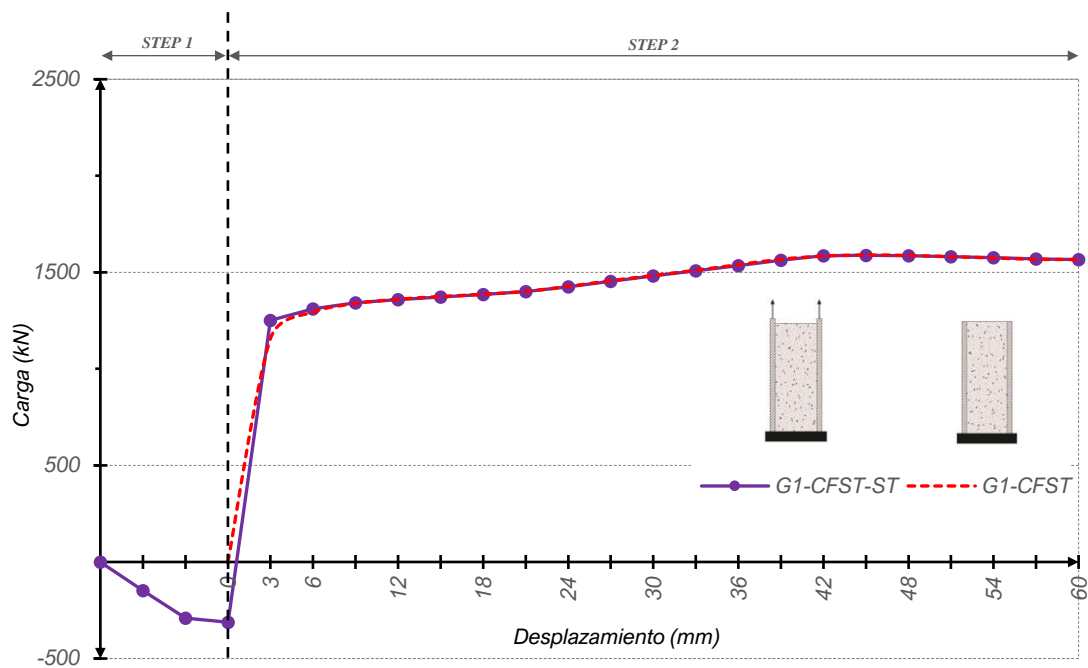


FIG. 37. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G1 / CFST-ST_G1

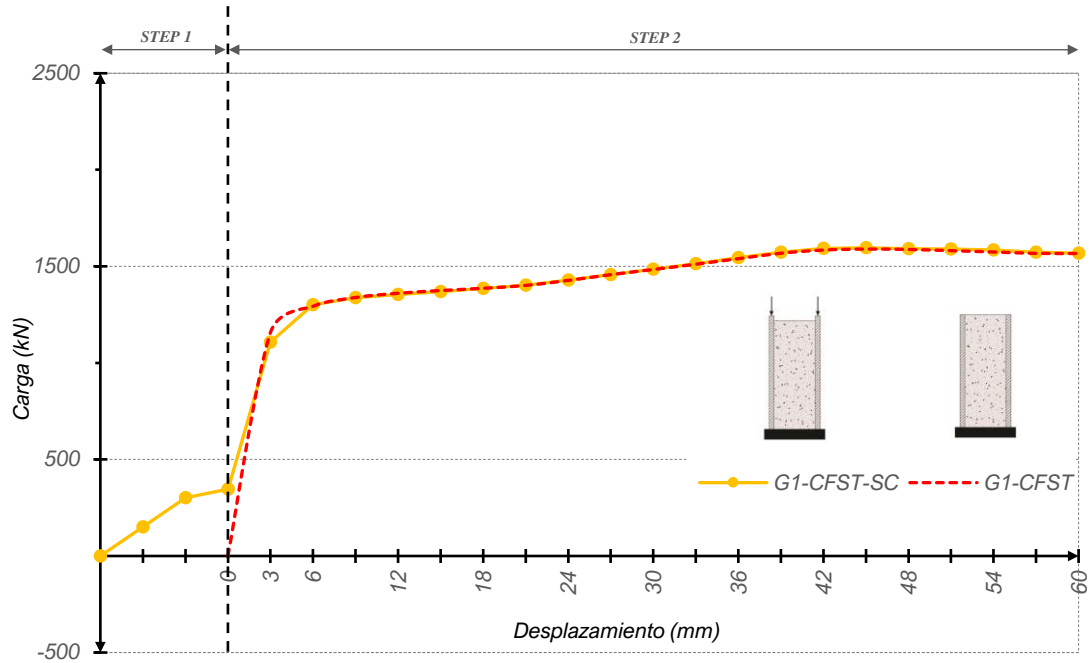


FIG. 38. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G1 / CFST-SC_G1

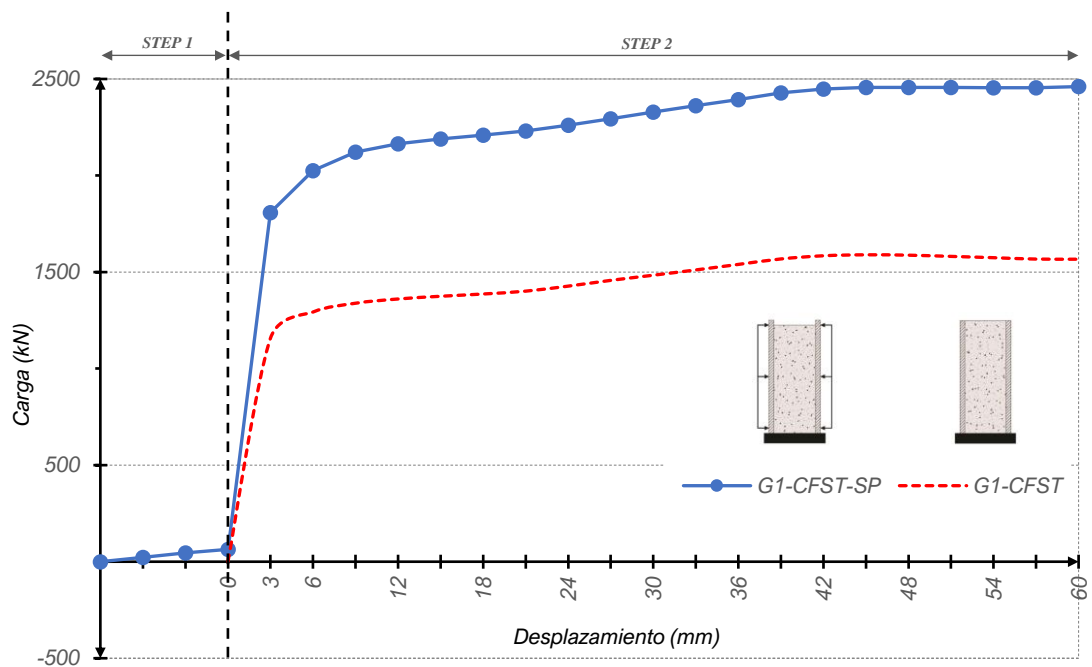


FIG. 39. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G1 / CFST-SP_G1

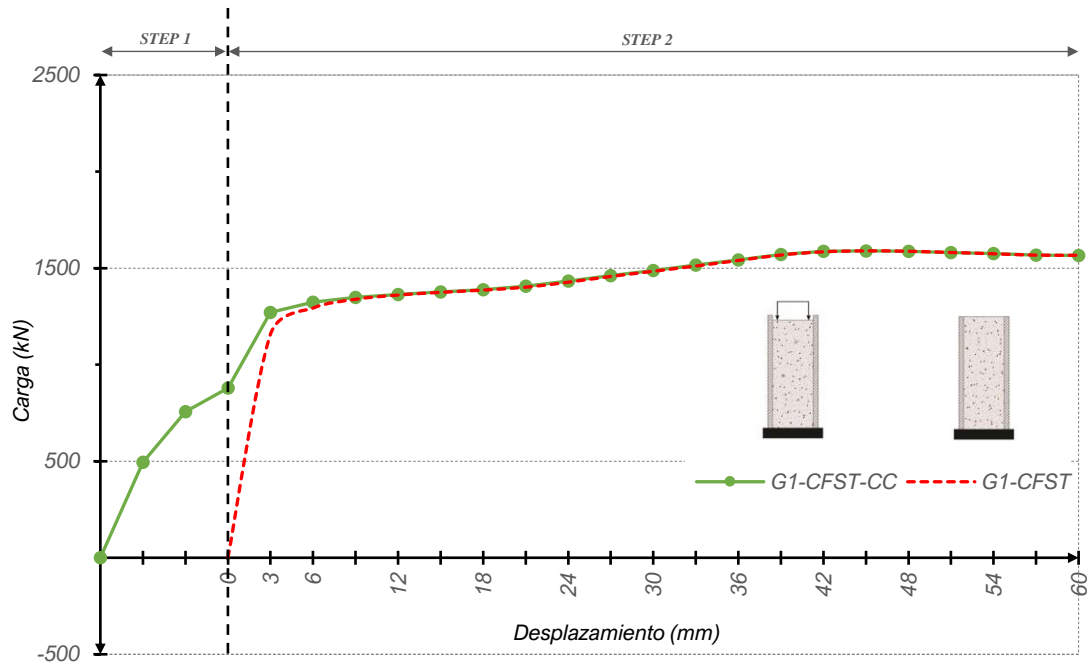


FIG. 40. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G1 / CFST-CC_G1

ii. Grupo 2:

- (a) En el CFST-ST_G2 (**FIG. 41**), ídem Grupo 1(a), con la diferencia que rompe más temprano que un CFST tradicional;
- (b) En el CFST-SC_G2 (**FIG. 42**), ídem Grupo 1(b), pero pierde la rigidez desde el principio ya que la sección no trabaja como una sección mixta; la sección tiene dificultades para comportarse como verdaderamente mixta, quedando por debajo del comportamiento de una sección CFST tradicional;
- (c) En el CFST-SP_G2 (**FIG. 43**), aunque haya similitudes con relación a la presión circunferencial del tubo de acero en el Paso 1 y al efecto de confinamiento temprano en el Paso 2 que permite una mayor carga última de la sección mixta, se aprecia un cambio importante en el periodo plástico, convirtiendo esta tipología en considerablemente más frágil y menos rígida;

(d) En el CFST-CC_G2 (FIG. 44), ídem Grupo 1(d), sin diferencias significativas;

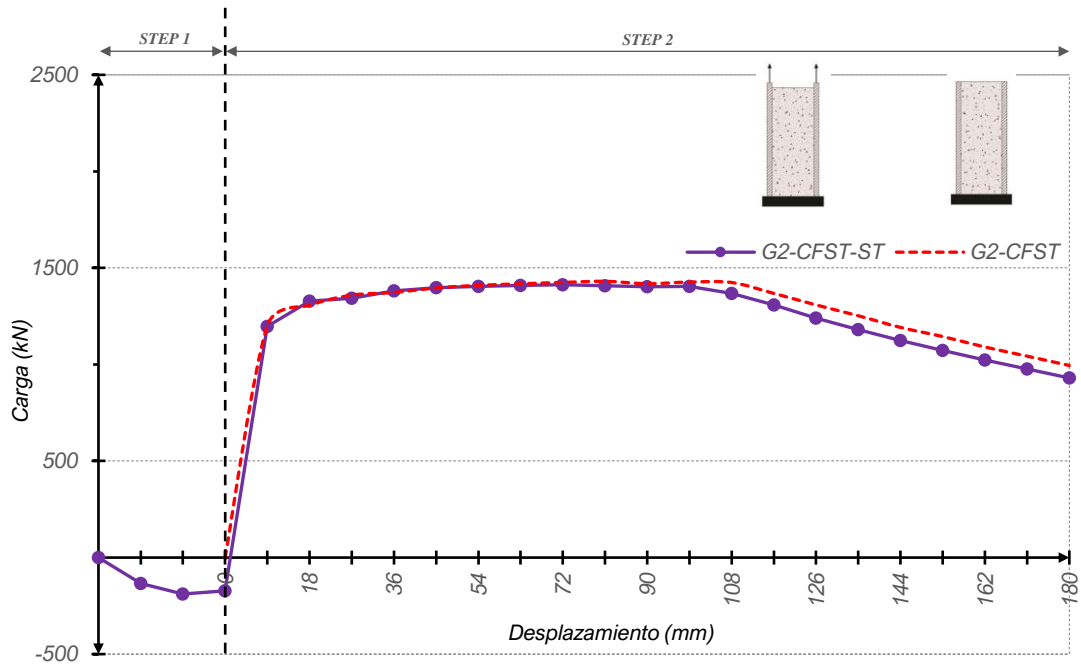


FIG. 41. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G2 / CFST-ST_G2

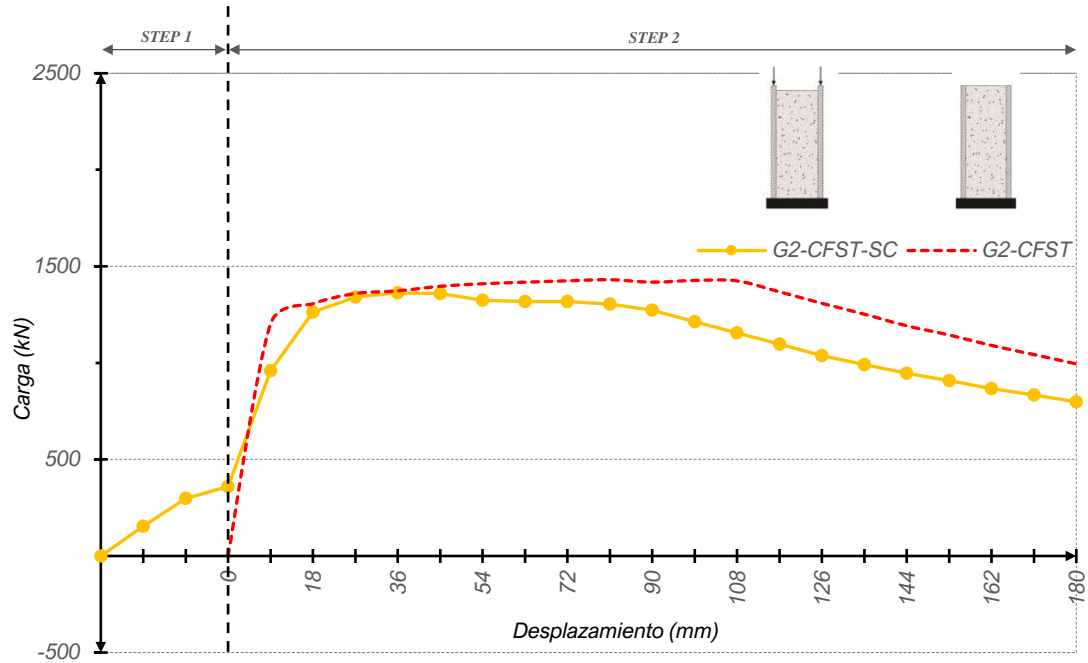


FIG. 42. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G2 / CFST-SC_G2

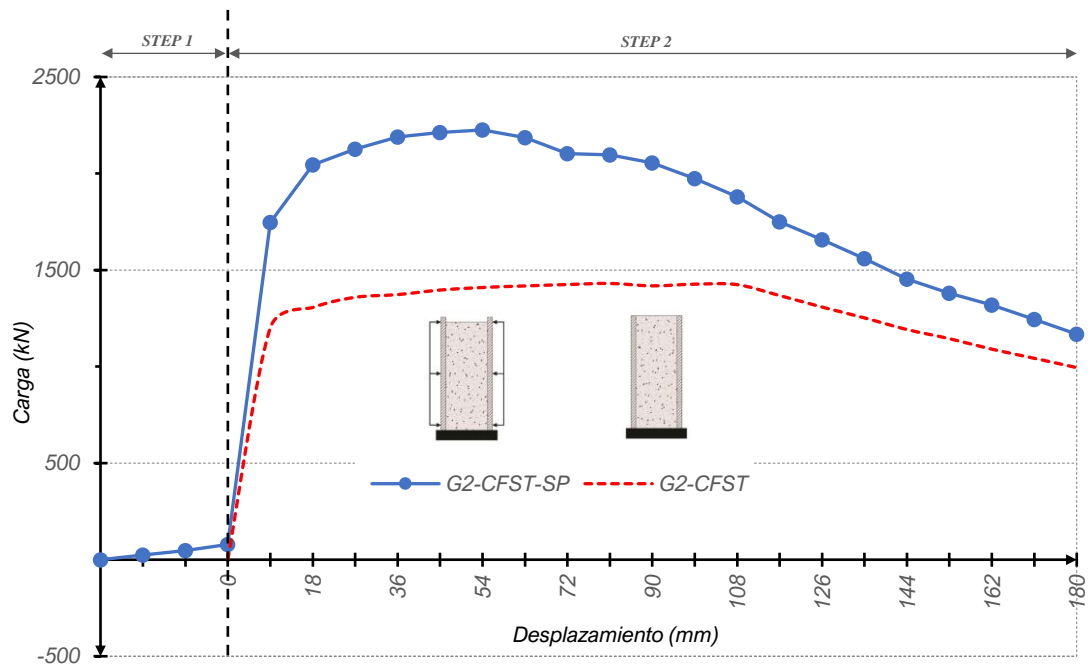


FIG. 43. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G2 / CFST-SP_G2

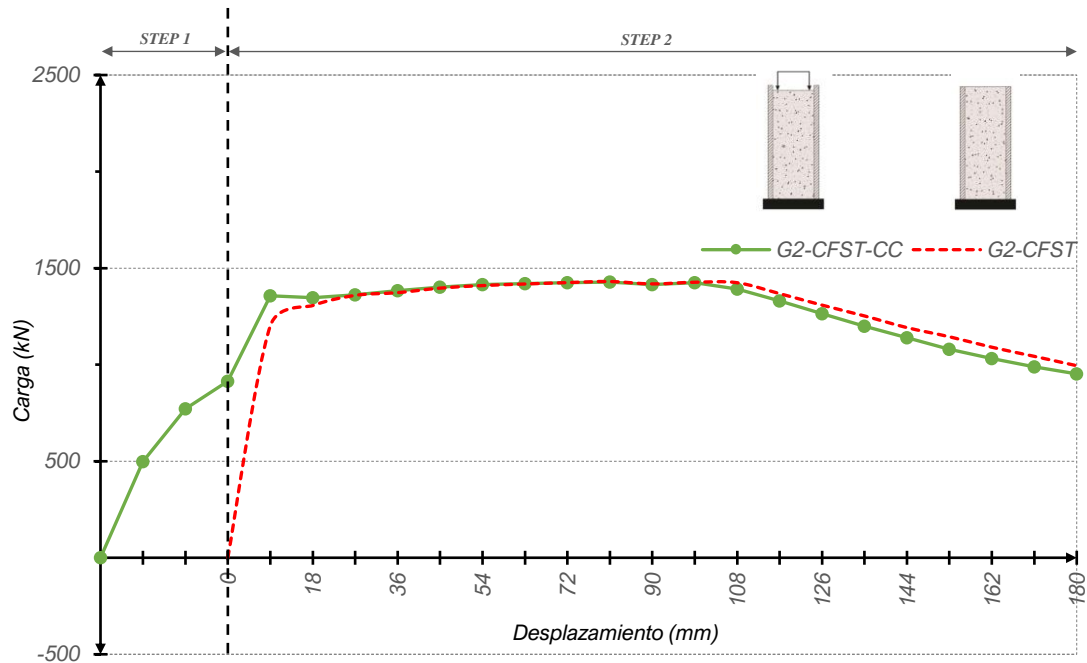


FIG. 44. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G2 / CFST-CC_G2

iii. Grupo 3:

- (a) En el CFST-ST_G3 (**FIG. 45**), ídem Grupo 1(a), con la diferencia que la ganancia de resistencia axial es pequeña y rompe más temprano que un CFST tradicional;
- (b) En el CFST-SC_G3 (**FIG. 46**), ídem Grupo 2(b), con rotura más temprana que una sección CFST tradicional;
- (c) En el CFST-SP_G3 (**FIG. 47**), ídem Grupo 2(c), acentuando la fragilidad y reducida rigidez de la columna;
- (d) En el CFST-CC_G3 (**FIG. 48**), ídem Grupo 1(d), pero con una rotura más temprana que un CFST tradicional;

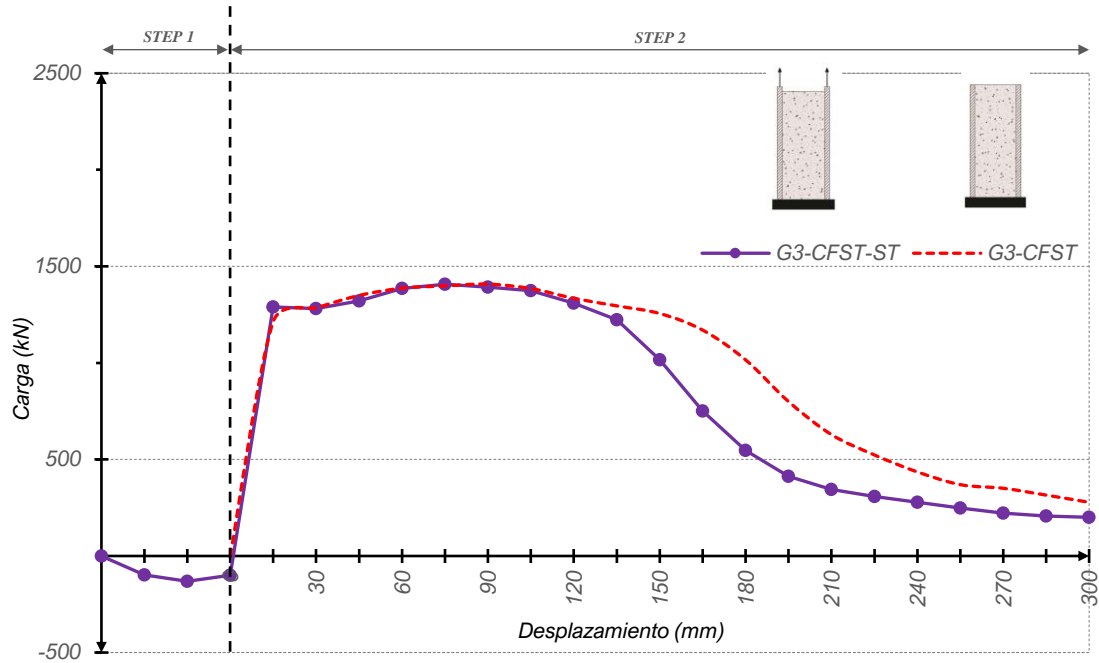


FIG. 45. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G3 / CFST-ST_G3

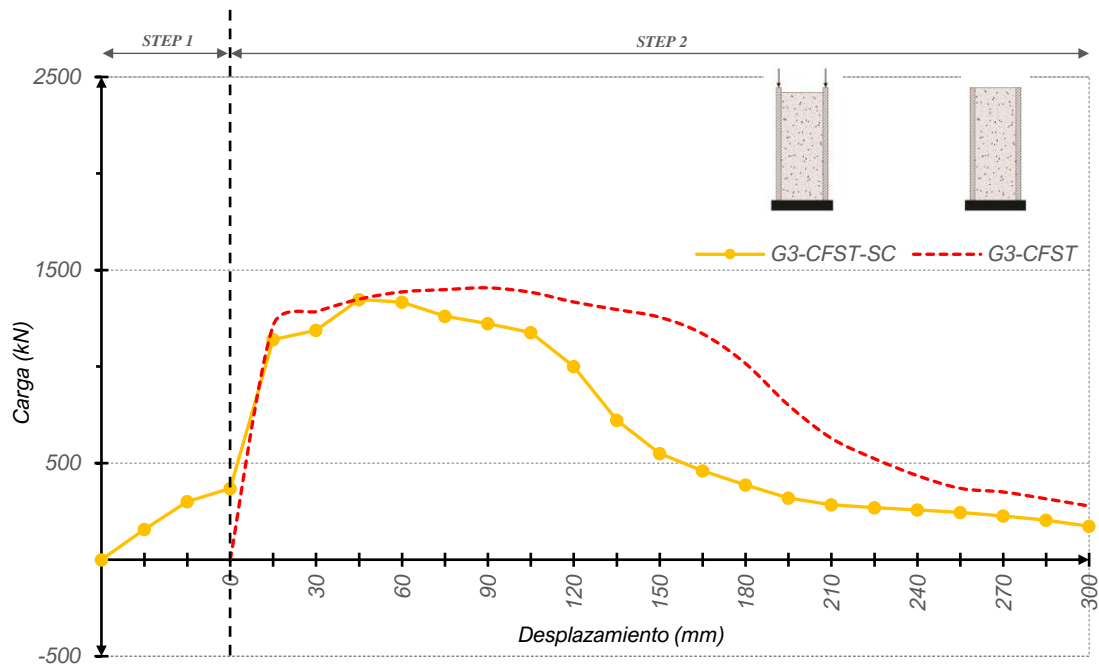


FIG. 46. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G3 / CFST-SC_G3

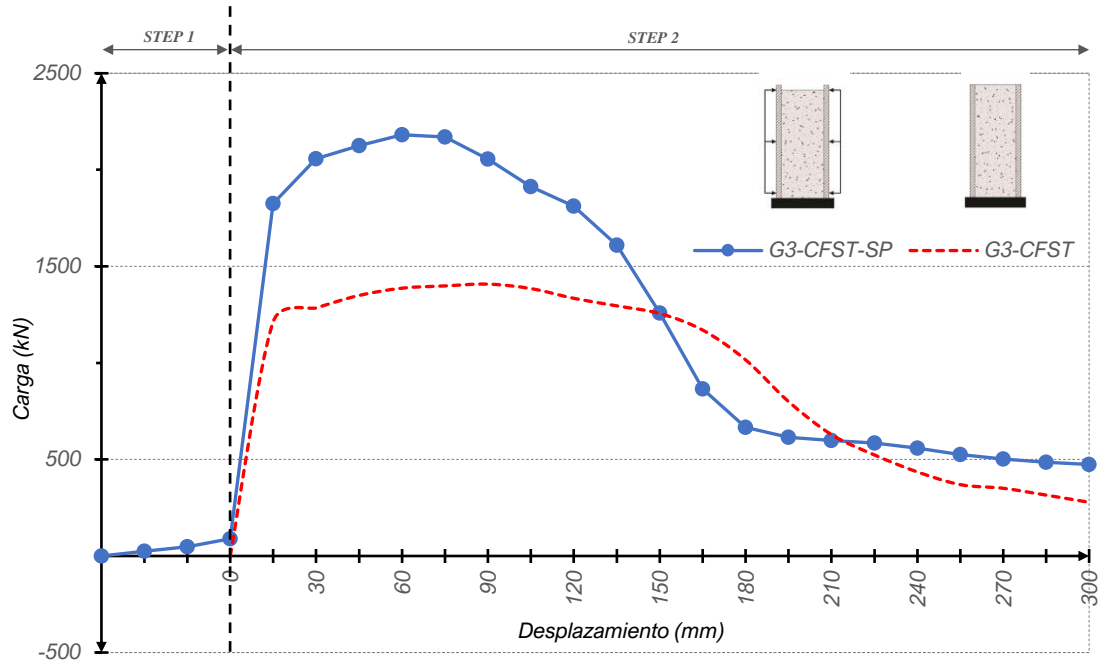


FIG. 47. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G3 / CFST-SP_G3

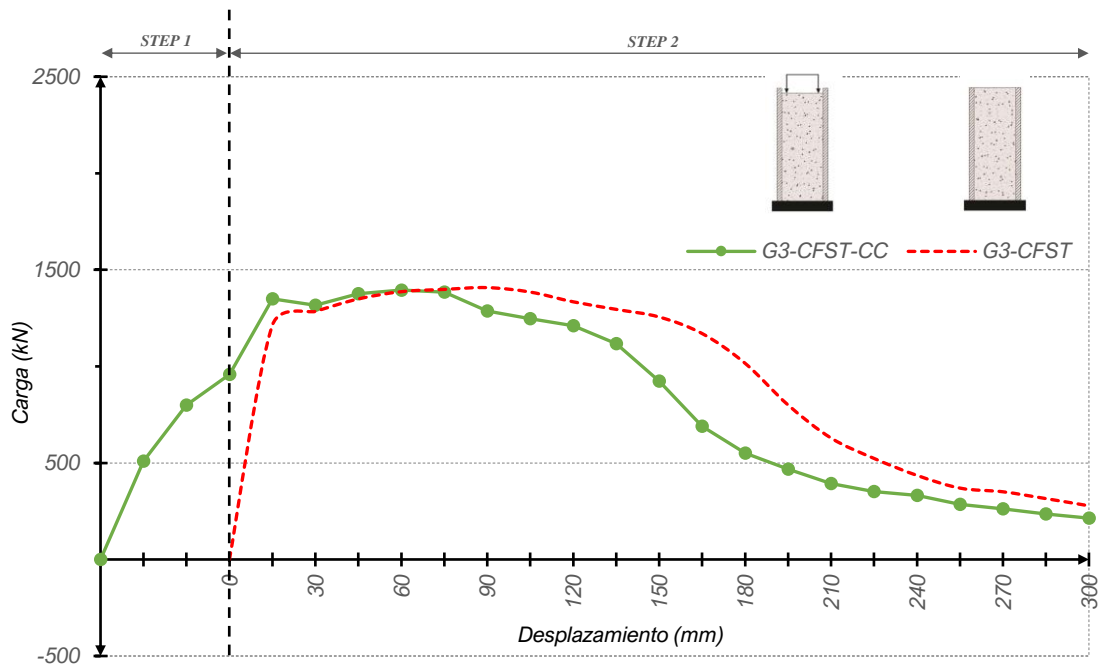


FIG. 48. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G3 / CFST-CC_G3

iv. Grupo 4:

(a) En el CFST-ST_G4 (FIG. 49), ídem Grupo 1(a), sin diferencias significativas;

(b) En el CFST-SC_G4 (FIG. 50), ídem Grupo 1(b), sin diferencias significativas;

(c) En el CFST-SP_G4 (FIG. 51), ídem Grupo 1(c), sin diferencias significativas;

(d) En el CFST-CC_G4 (FIG. 52), ídem Grupo 1(d), sin diferencias significativas;

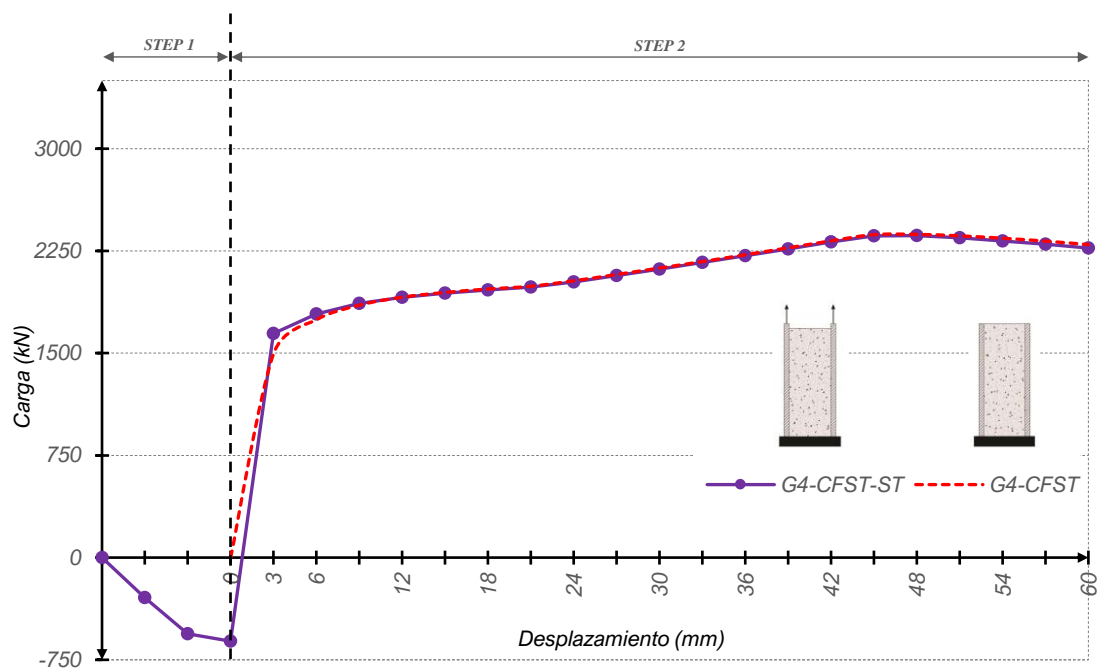


FIG. 49. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G4 / CFST-ST_G4

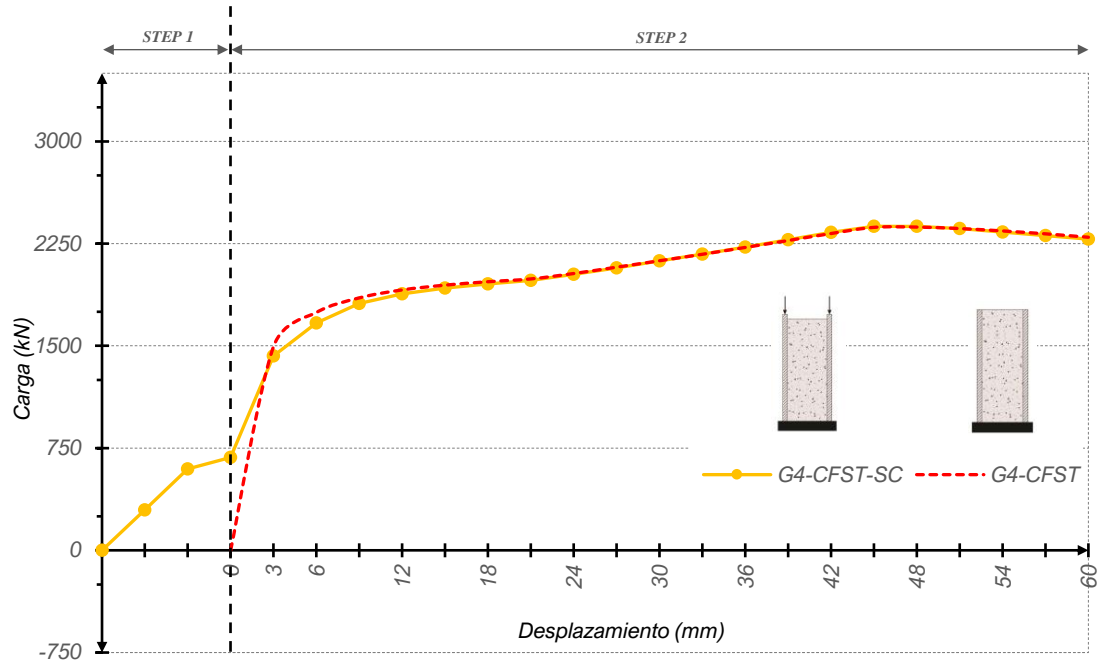


FIG. 50. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G4 / CFST-SC_G4

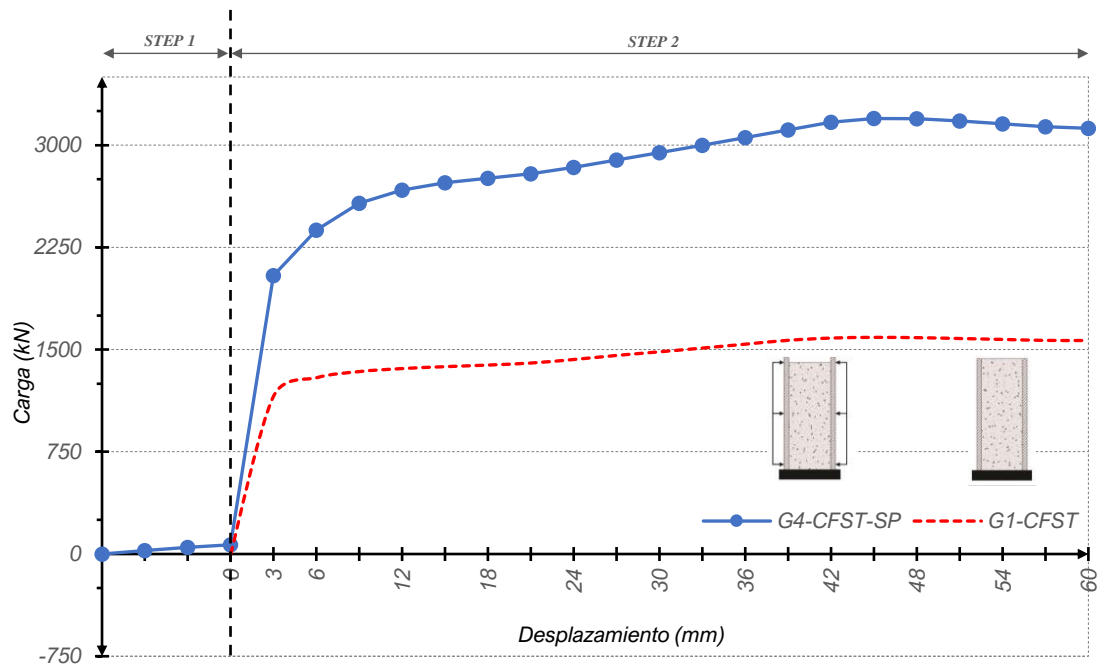


FIG. 51. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G4 / CFST-SP_G4

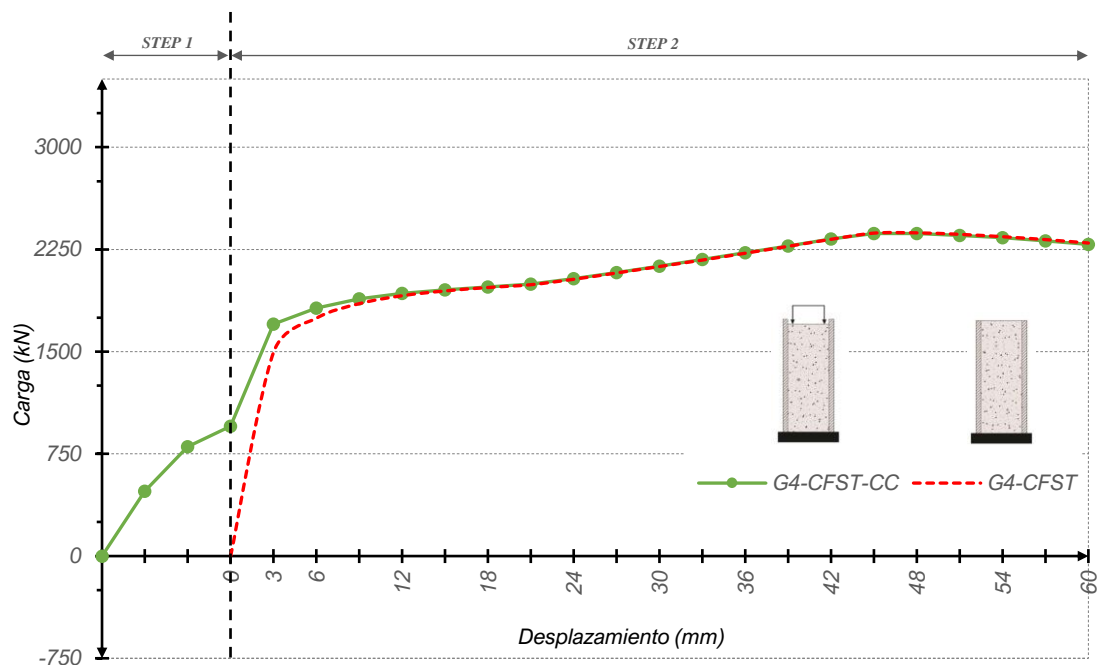


FIG. 52. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G4 / CFST-CC_G4

v. Grupo 5:

(a) En el CFST-ST_G5 (**FIG. 53**), ídem Grupo 1(a), pero se observa que la resistencia inicial aumenta mucho; este fenómeno puede corroborarse mejor en las tablas;

(b) En el CFST-SC_G5 (**FIG. 54**), ídem Grupo 1(b), sin diferencias significativas;

(c) En el CFST-SP_G5 (**FIG. 55**), ídem Grupo 1(c), pero la diferencia entre las capacidades resistentes es más pequeña, este fenómeno puede corroborarse mejor en las tablas;

(d) En el CFST-CC_G5 (**FIG. 56**), ídem Grupo 1(d), sin diferencias significativas;

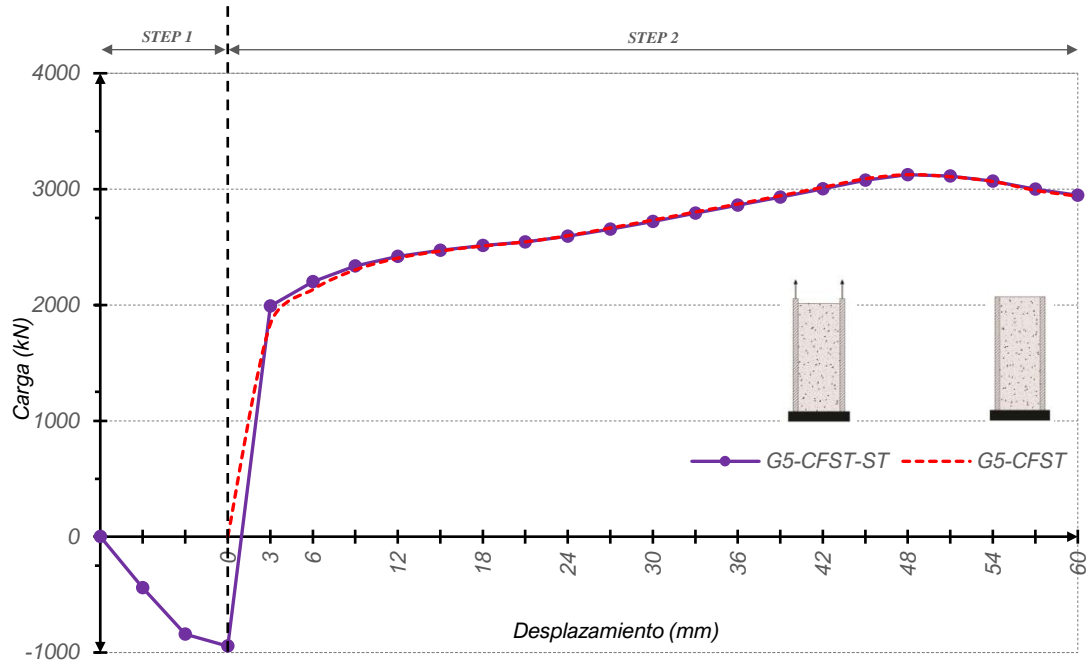


FIG. 53. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G5 / CFST-ST_G5

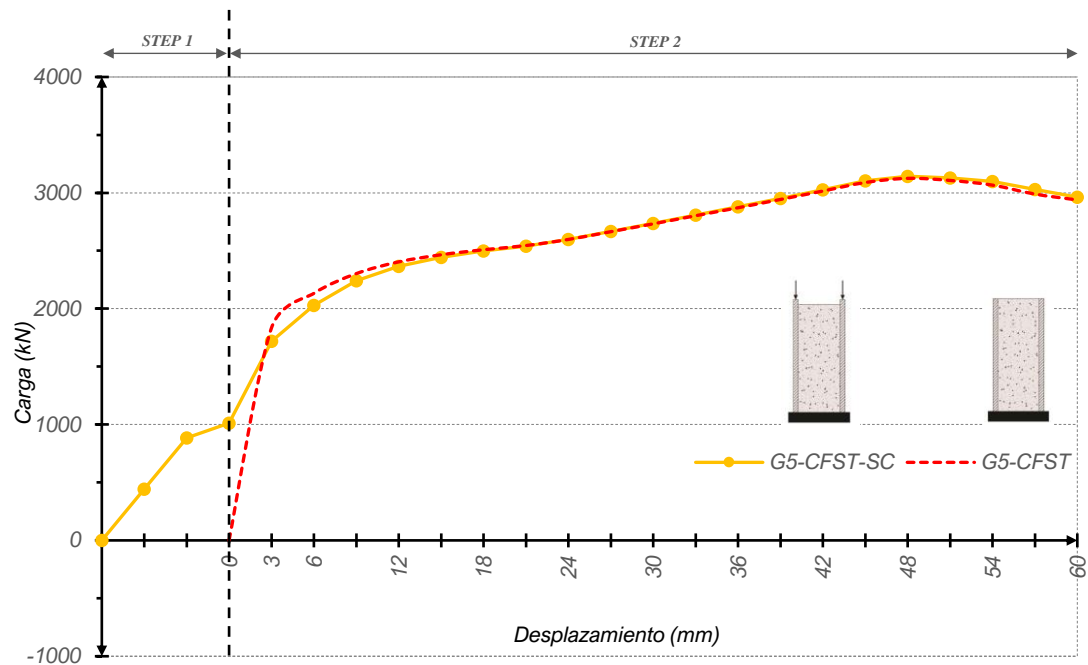


FIG. 54. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G5 / CFST-SC_G5

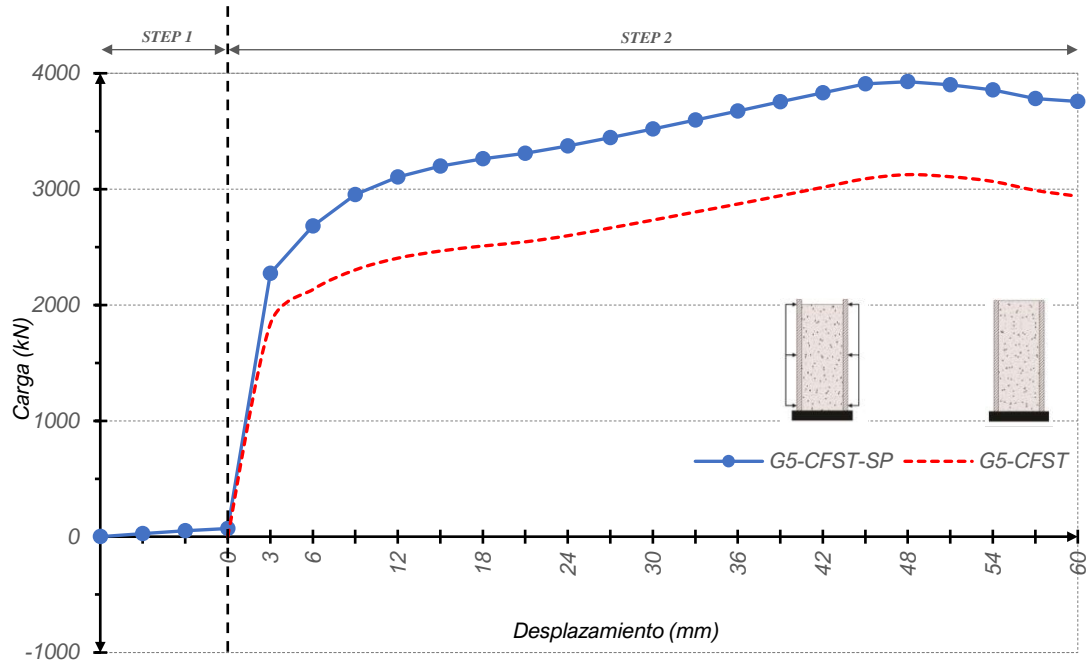


FIG. 55. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G5 / CFST-SP_G5

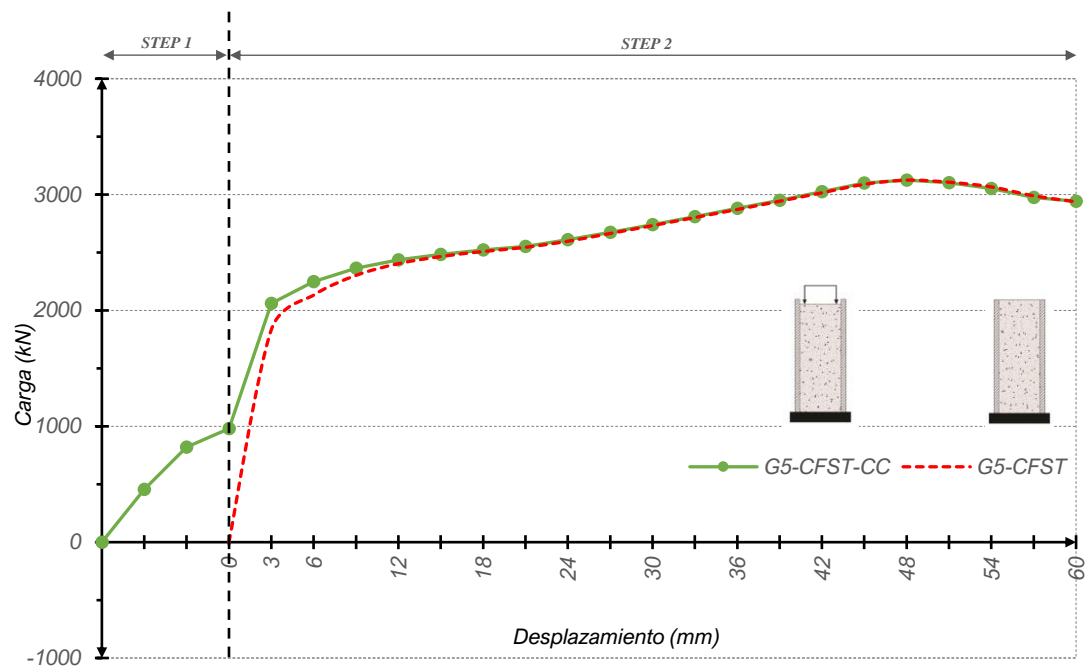


FIG. 56. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G5 / CFST-CC_G5

vi. Grupo 6:

(a) En el CFST-ST_G6 (FIG. 57), ídem Grupo 1(a); se observa que el pretensado disminuye la capacidad de la sección, este fenómeno se demuestra mejor en los comparativos;

(b) En el CFST-SC_G6 (FIG. 58), ídem Grupo 1(b), pero se observa que el pretensado disminuye la capacidad de la sección, este fenómeno puede corroborarse mejor en las tablas;

(c) CFST-SP_G6 (FIG. 59), ídem Grupo 1(c), sin diferencias significativas;

(d) CFST-CC_G6 (FIG. 60), ídem Grupo 1(d), sin diferencias significativas;

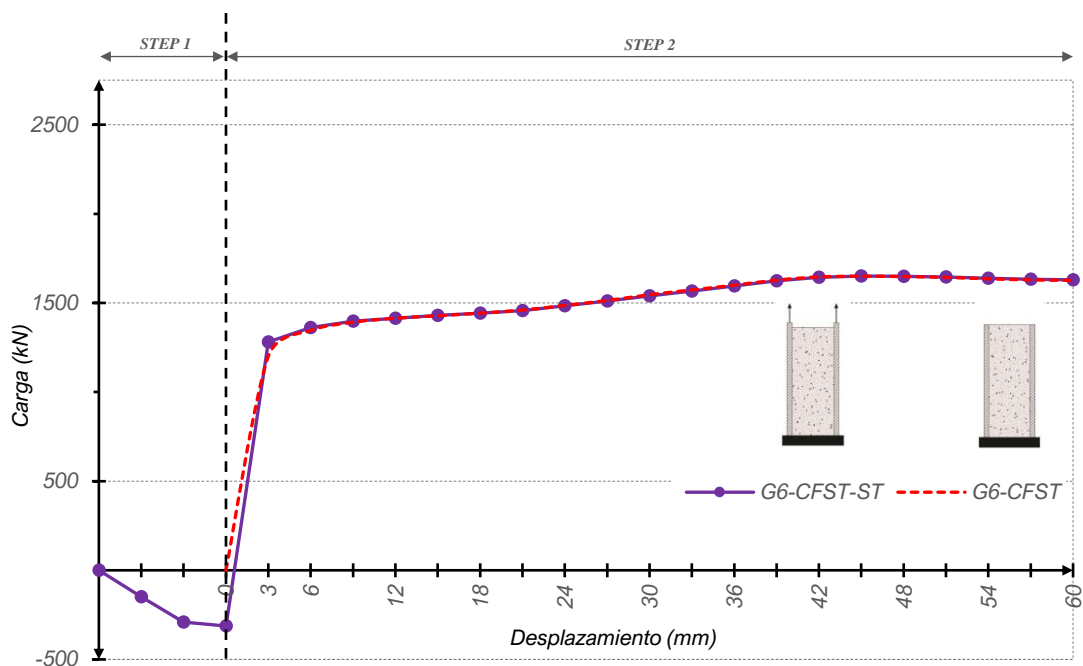


FIG. 57. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G6 / CFST-ST_G6

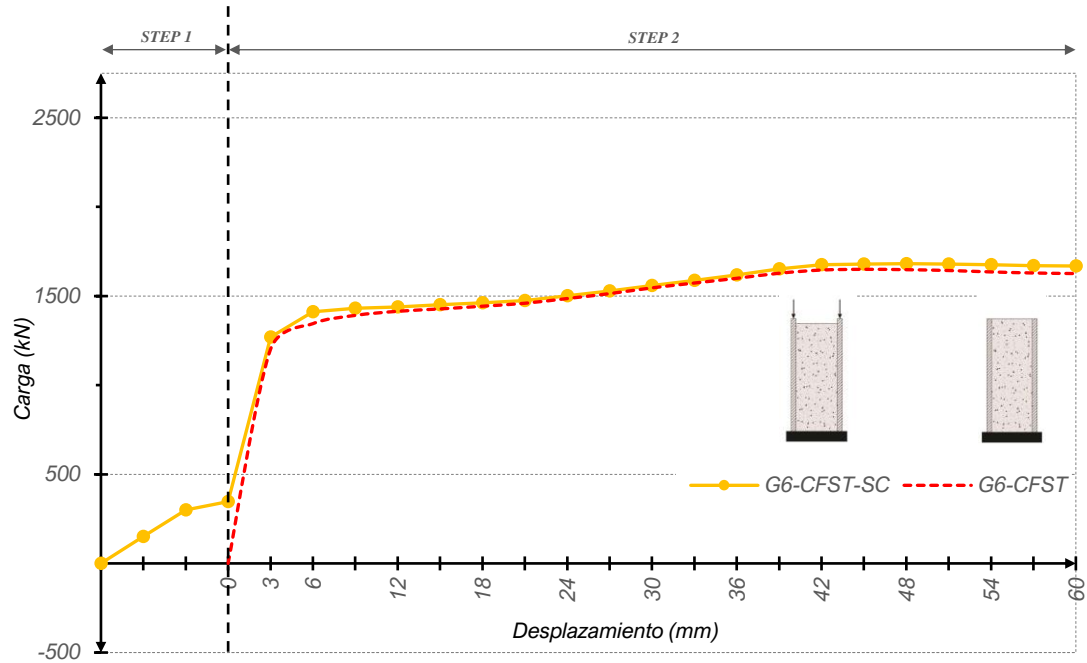


FIG. 58. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G6 / CFST-SC_G6

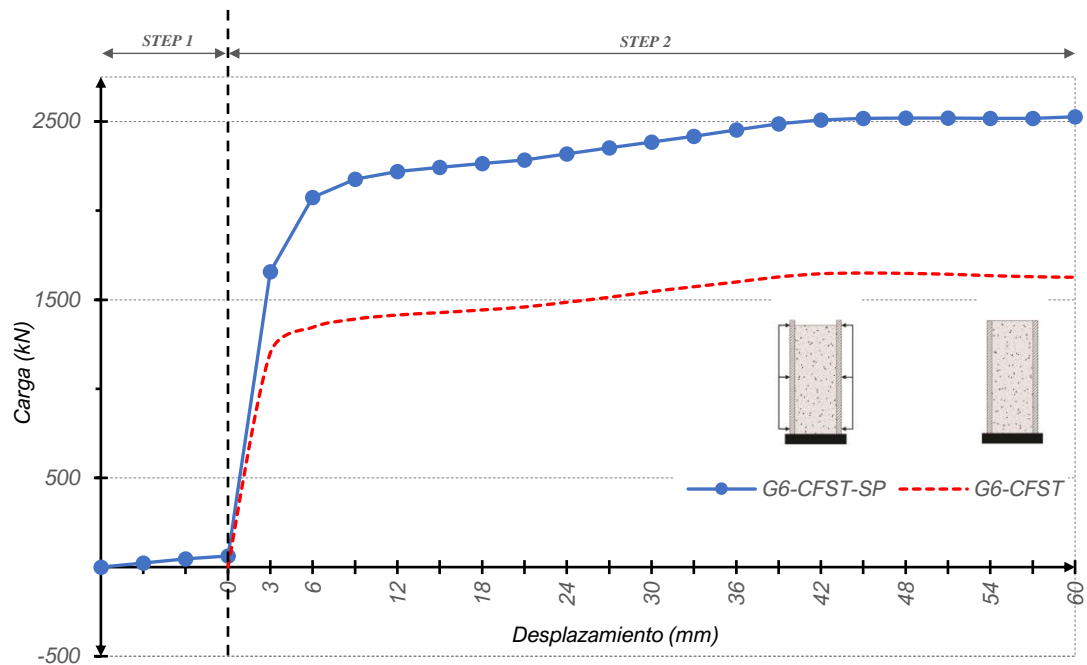


FIG. 59. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G6 / CFST-SP_G6

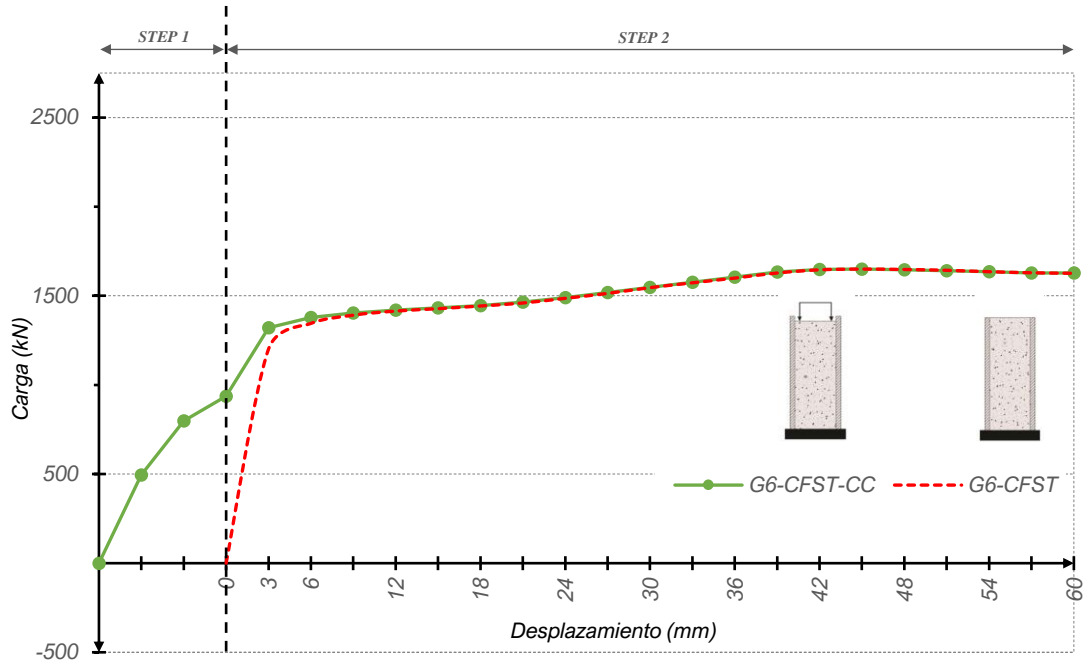


FIG. 60. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G6 / CFST-CC_G6

vii. Grupo 7:

- (a) CFST-ST_G7 (**FIG. 61**), ídem Grupo 1(a), sin diferencias significativas;
- (b) CFST-SC_G7 (**FIG. 62**), ídem Grupo 1(b), sin diferencias significativas;
- (c) CFST-SP_G7 (**FIG. 63**), ídem Grupo 1(c), sin diferencias significativas;
- (d) CFST-CC_G7 (**FIG. 64**), ídem Grupo 1(d), sin diferencias significativas;

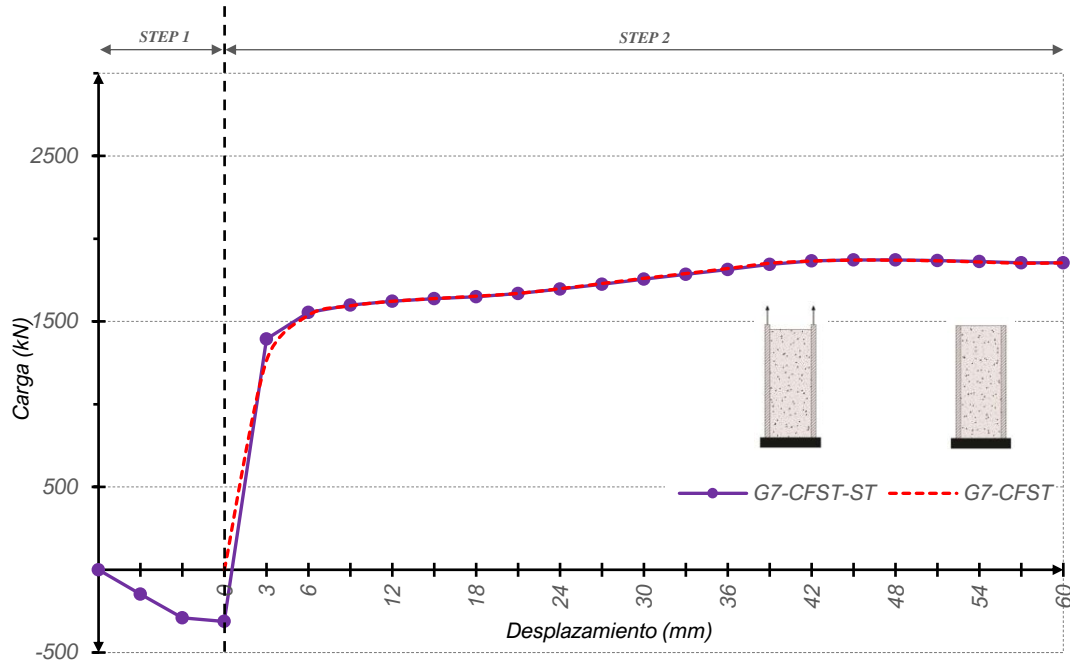


FIG. 61. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G7 / CFST-ST_G7

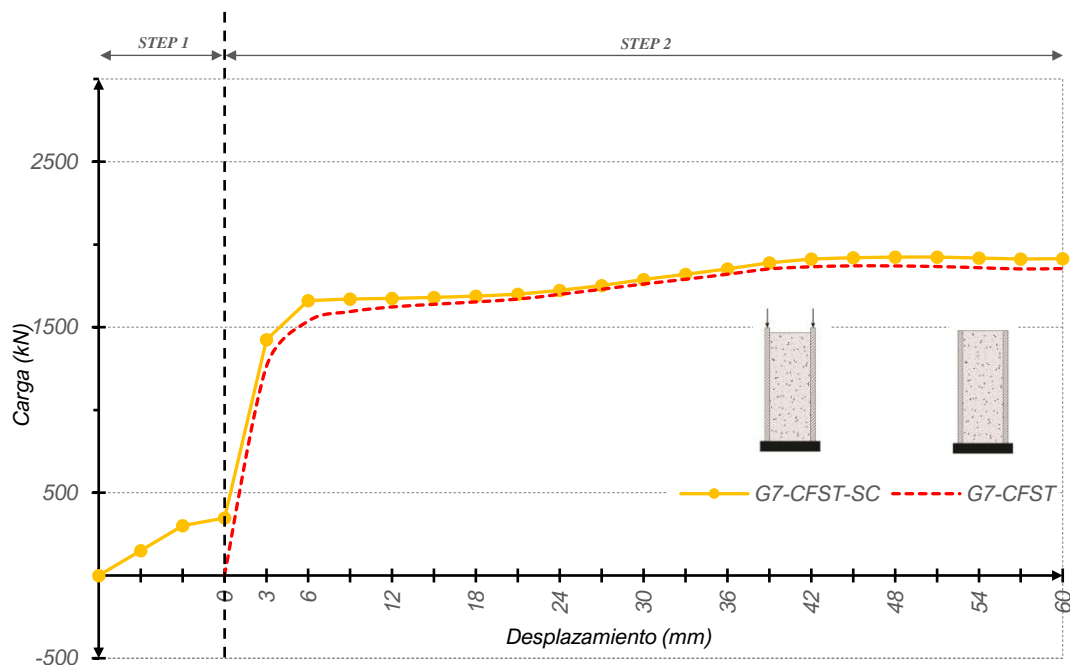


FIG. 62. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G7 / CFST-SC_G7

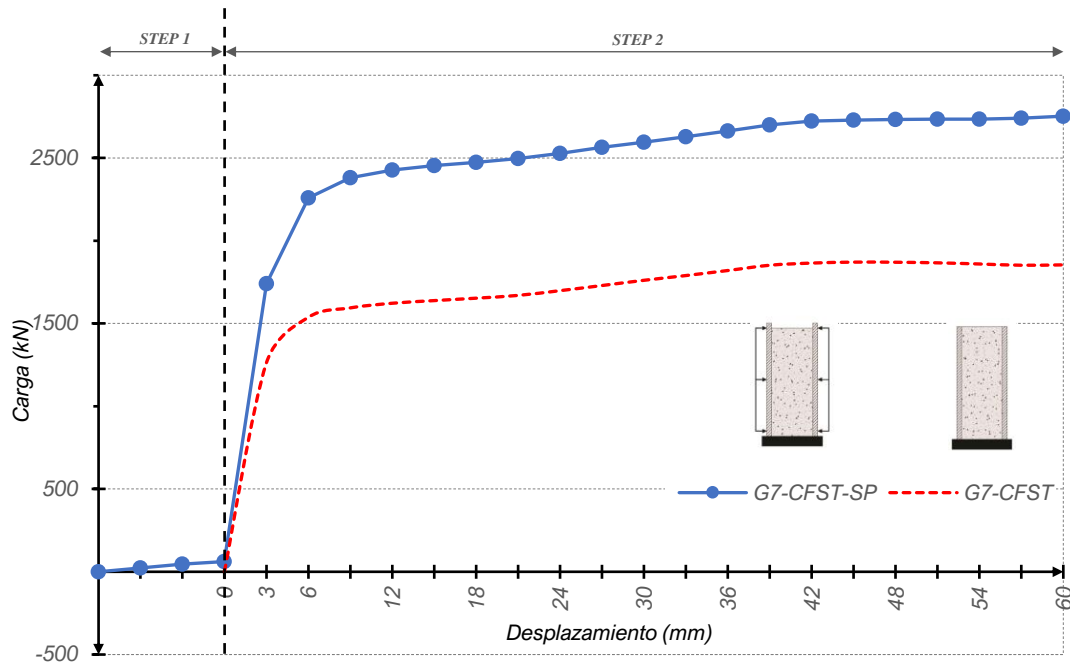


FIG. 63. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G7 / CFST-SP_G7

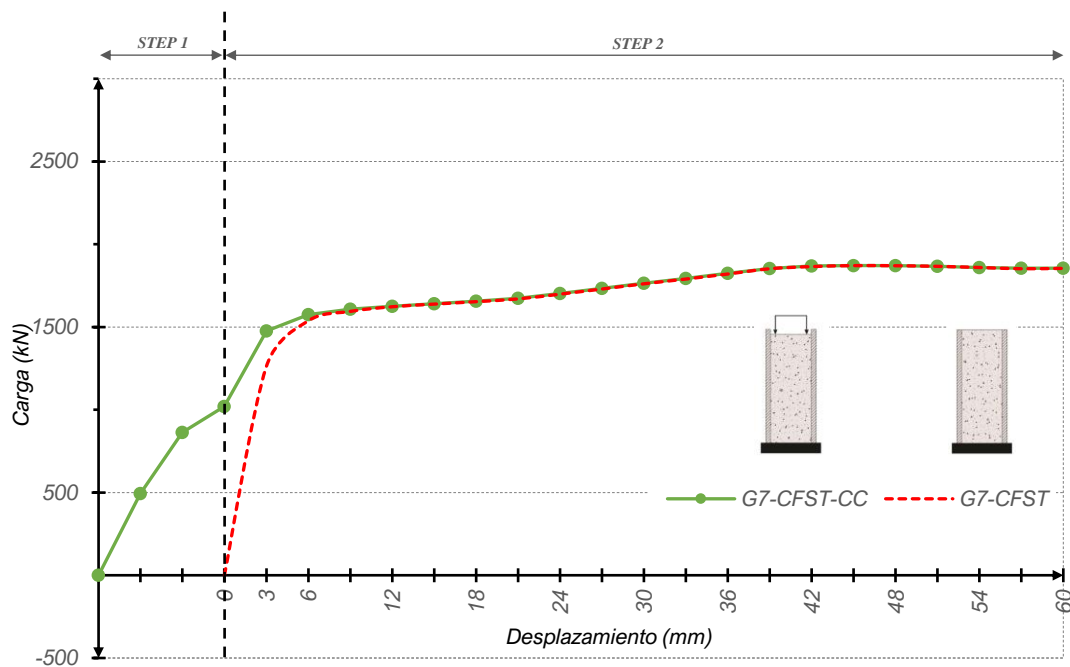


FIG. 64. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G7 / CFST-CC_G7

viii. Grupo 8:

(a) CFST-ST_G7 (FIG. 65), ídem Grupo 1(a), sin diferencias significativas;

(b) CFST-SC_G7 (FIG. 66), ídem Grupo 1(b), sin diferencias significativas;

(c) CFST-SP_G7 (FIG. 67), ídem Grupo 1(c), sin diferencias significativas;

(d) CFST-CC_G7 (FIG. 68), ídem Grupo 1(d), sin diferencias significativas;

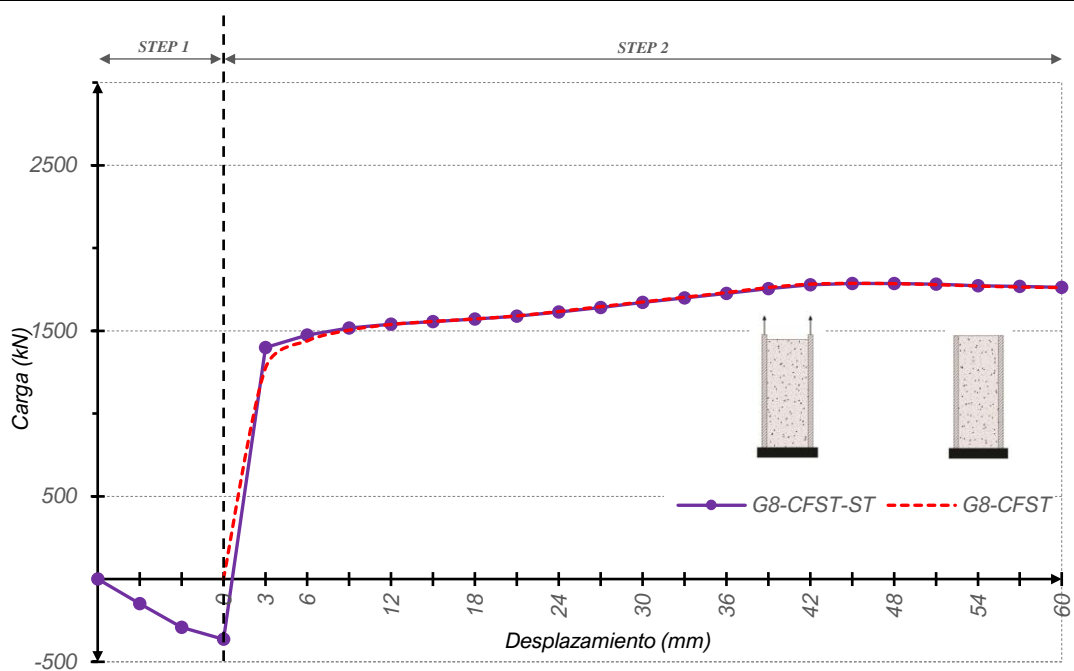


FIG. 65. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G8 / CFST-ST_G8

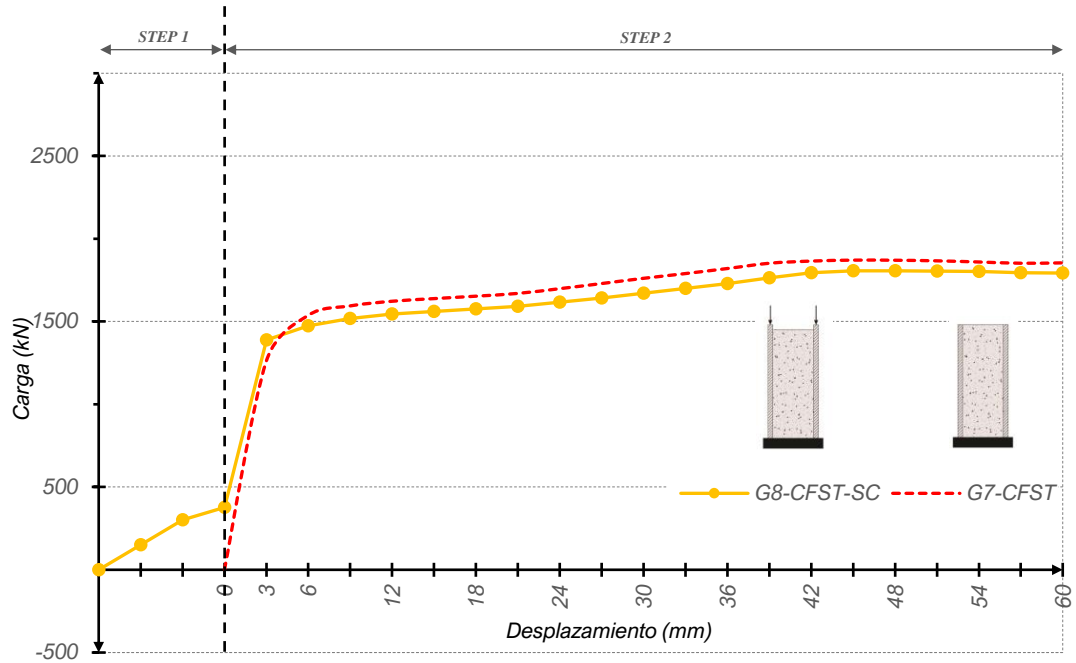


FIG. 66. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G8 / CFST-SC_G8

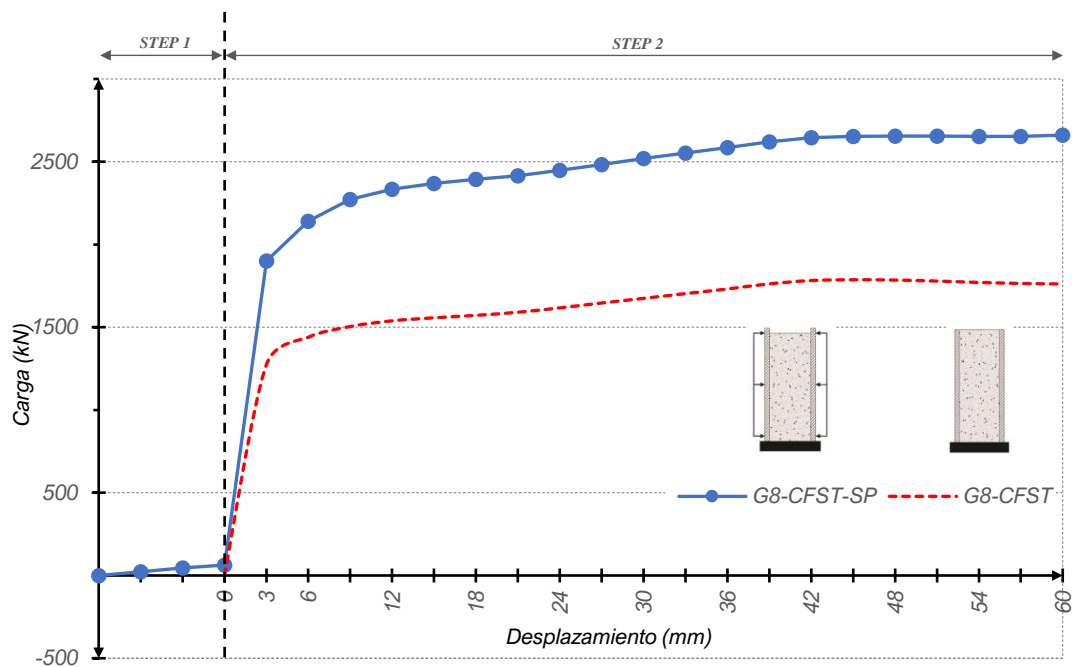


FIG. 67. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G8 / CFST-SP_G8

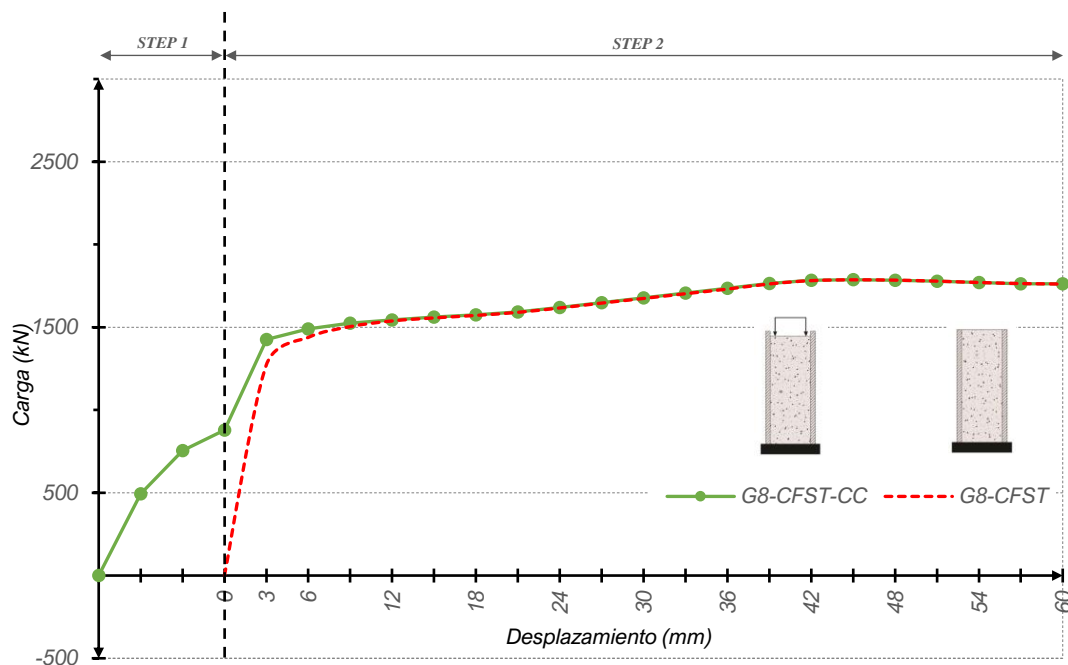


FIG. 68. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - CFST_G8 / CFST-CC_G8

3.3.2.2. Eficiencia de los diferentes métodos de pretensado

El primer grupo de especímenes de diámetro mayor (Grupo 1) se ha establecido como base para detectar patrones de comparación con el resto de los grupos. Sin embargo, se establece una vez más a continuación una comparación entre los métodos de pretensado en cada grupo. Se detectan las siguientes consideraciones en función de la capacidad de carga axil:

i. Grupo 1 (ver FIG. 69 y FIG. 70):

(a) En las secciones CFST-SP y CFST-ST el pretensado mejora la capacidad a compresión axial de las secciones, en el CFST-SP hay un aumento de 51% mientras que en el CFST-ST el incremento es de 35%. El motivo de este aumento de carga, anteriormente explicado, ocurre debido a que el tubo de acero, y consecuentemente el núcleo de hormigón, sufren una presión circular uniforme – en el CFST-SP esta presión proviene directamente del propio pretensado a base de una presión aplicada en el exterior del tubo de acero, mientras que en el CFST-ST la

presión deriva de un pretensado aplicada que tracciona el tubo de acero axialmente;

(b) En las secciones CFST-SC y CFST-CC el pretensado disminuye la capacidad última de las secciones, en el CFST-SC hay una reducción de 34% mientras que en el CFST-CC el decrece en un 51%. El factor común de estos dos especímenes es que en el pretensado se aplican tensiones de compresión en los materiales, axialmente en el tubo de acero (CFST-SC) o axialmente en el núcleo de hormigón (CFST-CC).

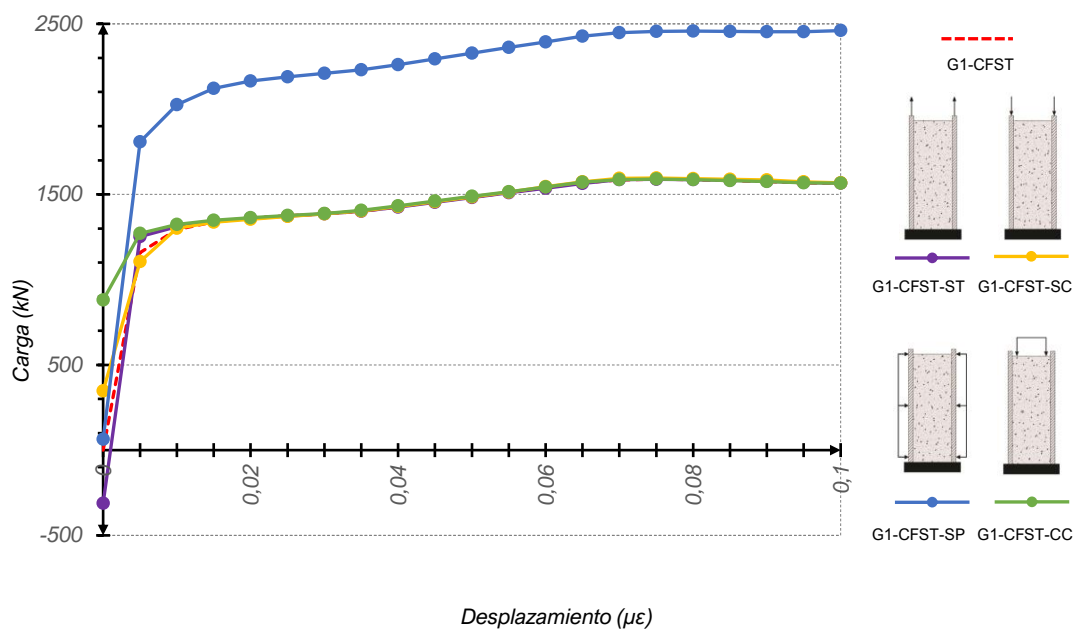


FIG. 69. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2
CFST_G1 / CFST-ST_G1 / CFST-SC_G1 / CFST-SP_G1 / CFST-CC_G1

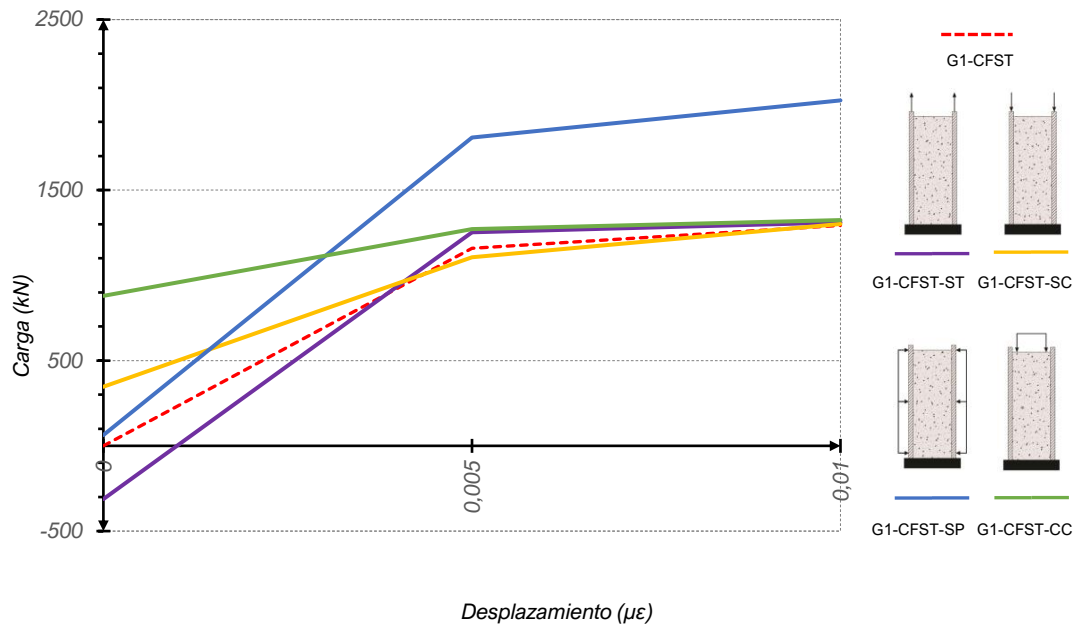


FIG. 70. Carga (kN) x Desplazamiento (µε) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$
CFST_G1 / CFST-ST_G1 / CFST-SC_G1 / CFST-SP_G1 / CFST-CC_G1

ii. Grupo 2 (ver **FIG. 71** y **FIG. 72**):

(a) En las secciones CFST-SP y CFST-ST, ídem Grupo 1(a). En el CFST-SP se produce un aumento del 50% y en el CFST-ST un aumento del 12%. La resistencia de la columna CFST-SP empieza a disminuir ya en los periodos elasto-plásticos y plástico, demostrando una reducción significativa pero aun con la capacidad última superior a un espécimen CFST homólogo tradicional;

(b) En las secciones CFST-SC y CFST-CC, ídem Grupo 1(b). En el CFST-SC se observa una reducción del 26% y en el CFST-ST una reducción del 12%.

(c) Todos los especímenes, excepto el CFST-SP, demuestran una ligera disminución de su capacidad de carga en el período elasto-plástico y plástico, quedando por debajo de la capacidad de las secciones homólogas CFST tradicionales;

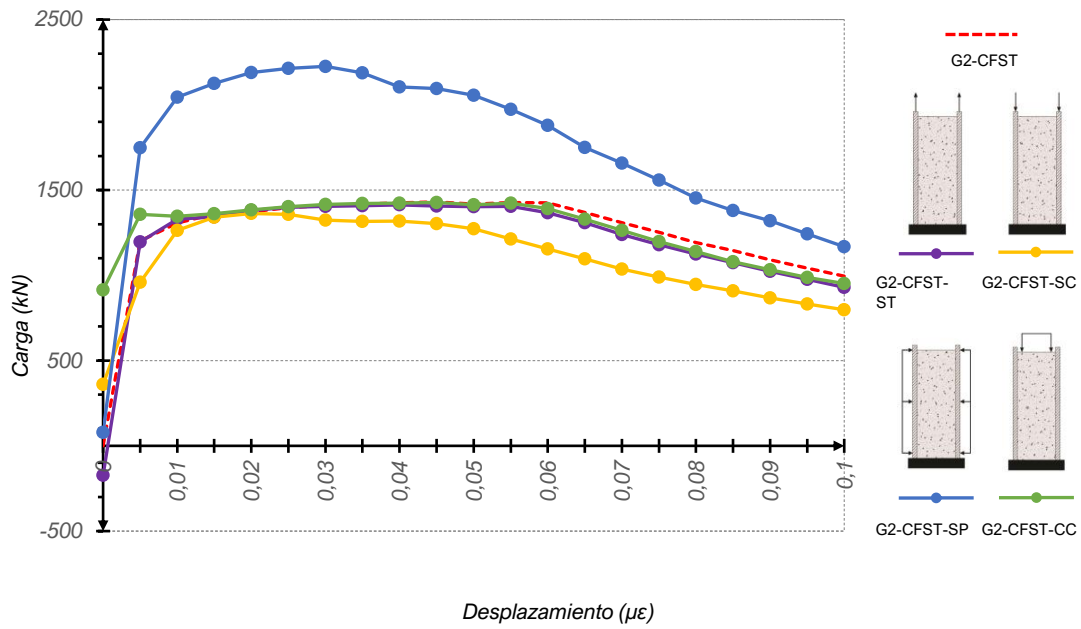


FIG. 71. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2
CFST_G2 / CFST-ST_G2 / CFST-SC_G2 / CFST-SP_G2 / CFST-CC_G2

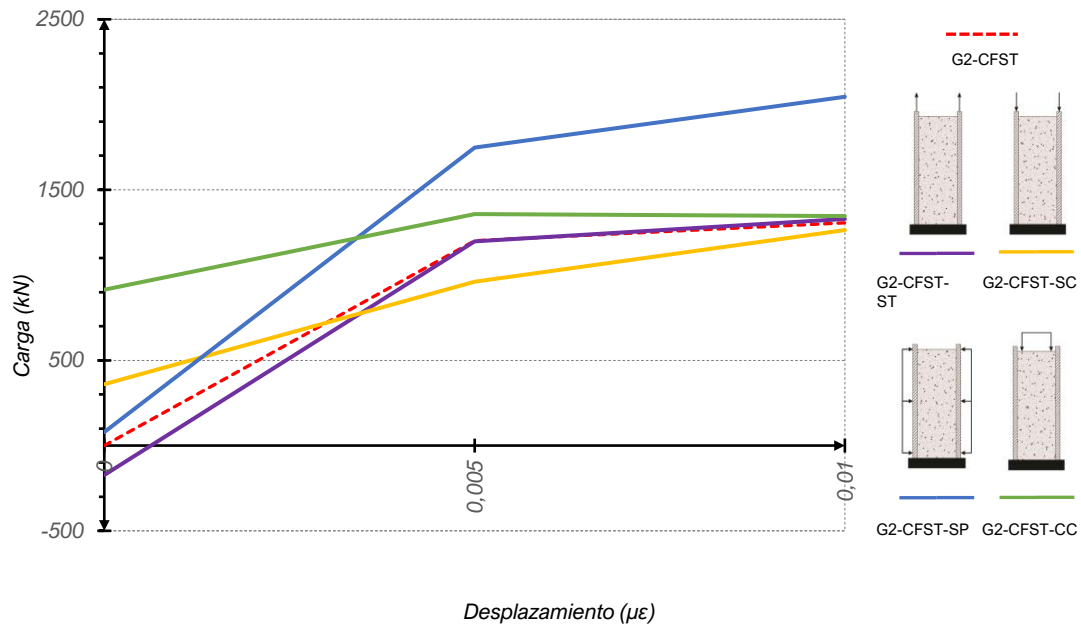


FIG. 72. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$
CFST_G2 / CFST-ST_G2 / CFST-SC_G2 / CFST-SP_G2 / CFST-CC_G2

iii. Grupo 3 (ver FIG. 73 y FIG. 74):

(a) En las secciones CFST-SP y CFST-ST, ídem Grupo 2(a). En el CFST-SP se aprecia un aumento del 49% y en el CFST-ST un aumento del 7%.

(b) En las secciones CFST-SC y CFST-CC, ídem Grupo 1(b). En el CFST-SC se aprecia una reducción del 26% y en el CFST-CC una reducción del 54%.

(c) Todos los especímenes, excepto el CFST-SP, demuestran una disminución significativa de la capacidad de carga en el período elasto-plástico y plástico, quedando por debajo de la capacidad última de una sección CFST homóloga tradicional, llegando a la rotura bastante antes.

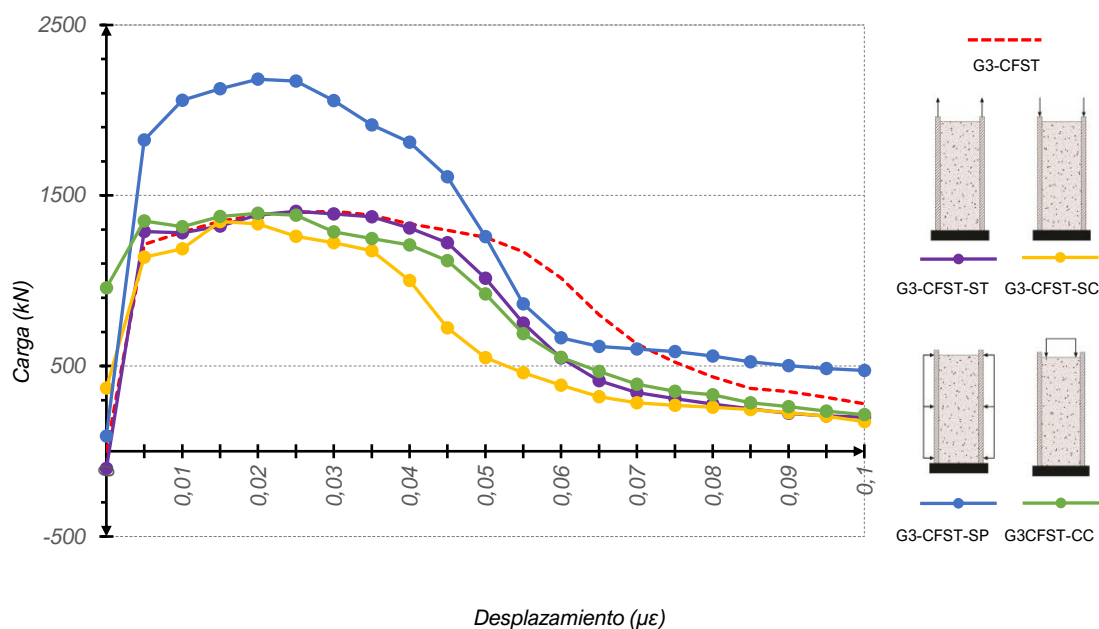


FIG. 73. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2
CFST_G3 / CFST-ST_G3 / CFST-SC_G3 / CFST-SP_G3 / CFST-CC_G3

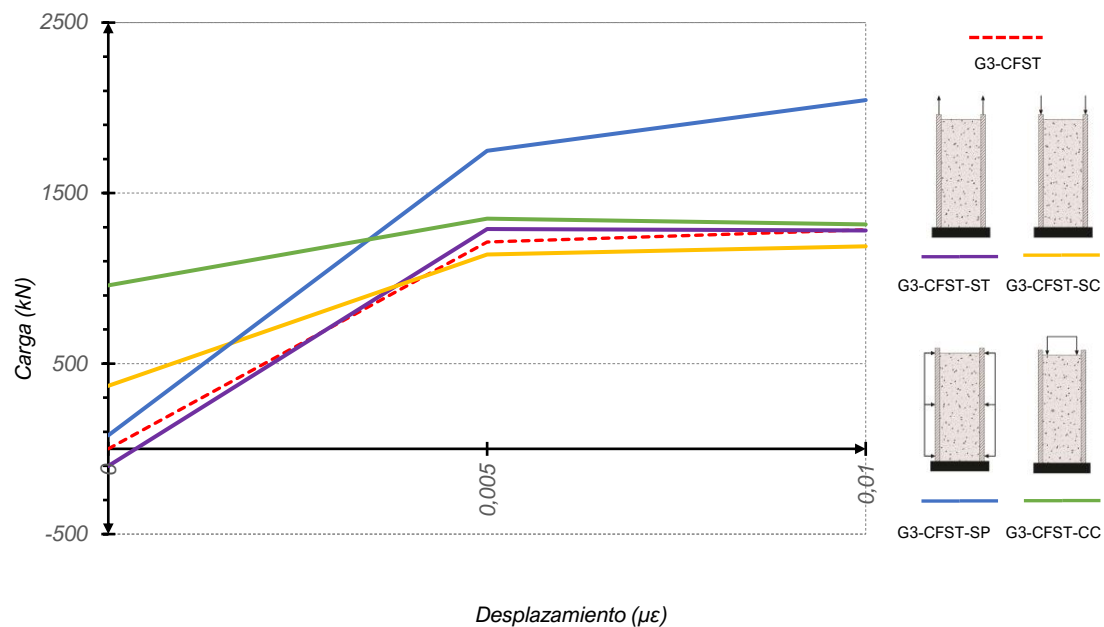


FIG. 74. Carga (kN) x Desplazamiento (μ ϵ) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$
CFST_G3 / CFST-ST_G3 / CFST-SC_G3 / CFST-SP_G3 / CFST-CC_G3

iv. Grupo 4 (ver **FIG. 75** y **FIG. 76**):

(a) En las secciones CFST-SP y CFST-ST, ídem Grupo 1(a). En el CFST-SP se produce un aumento del 32% y en el CFST-ST se produce un aumento del 25%.

(b) En las secciones CFST-SC y CFST-CC, ídem Grupo 1(b). En el CFST-SC se observa una reducción del 25% y en el CFST-CC una reducción del 34%.

v. Grupo 5 (ver **FIG. 77** y **FIG. 78**):

(a) En las secciones CFST-SP y CFST-ST, ídem al Grupo 1(a). En el CFST-SP se observa un aumento del 23% y en el CFST-ST un aumento del 30%.

(b) En las secciones CFST-SC y CFST-CC, ídem al Grupo 1(b). En el CFST-SC se observa una reducción del 28% y en el CFST-CC una reducción del 26%.

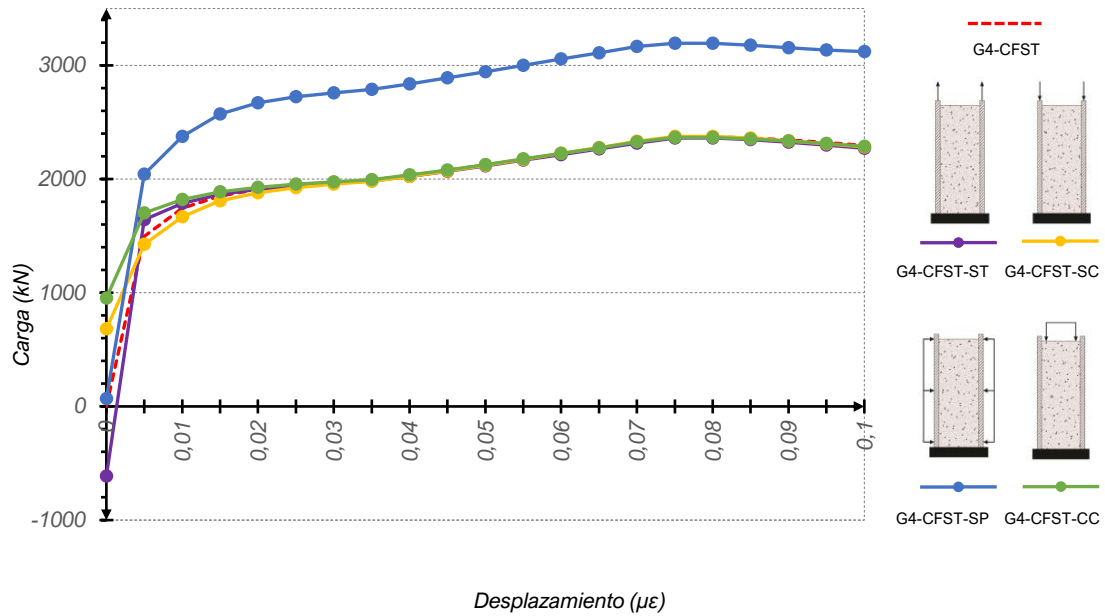


FIG. 75. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2
CFST_G4 / CFST-ST_G4 / CFST-SC_G4 / CFST-SP_G4 / CFST-CC_G4

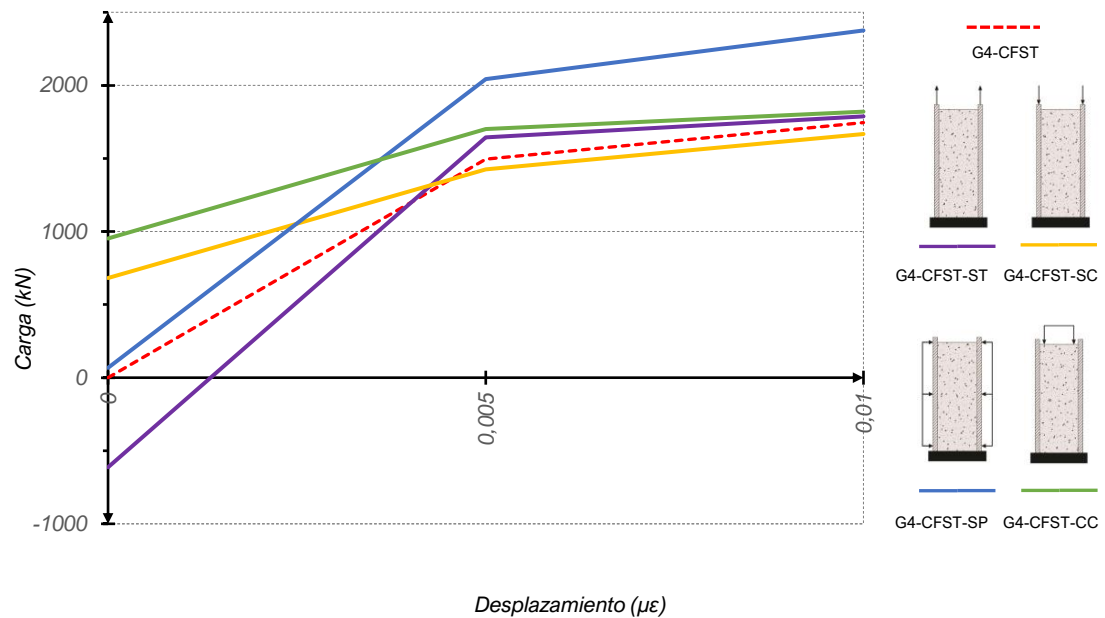


FIG. 76. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$
CFST_G4 / CFST-ST_G4 / CFST-SC_G4 / CFST-SP_G4 / CFST-CC_G4

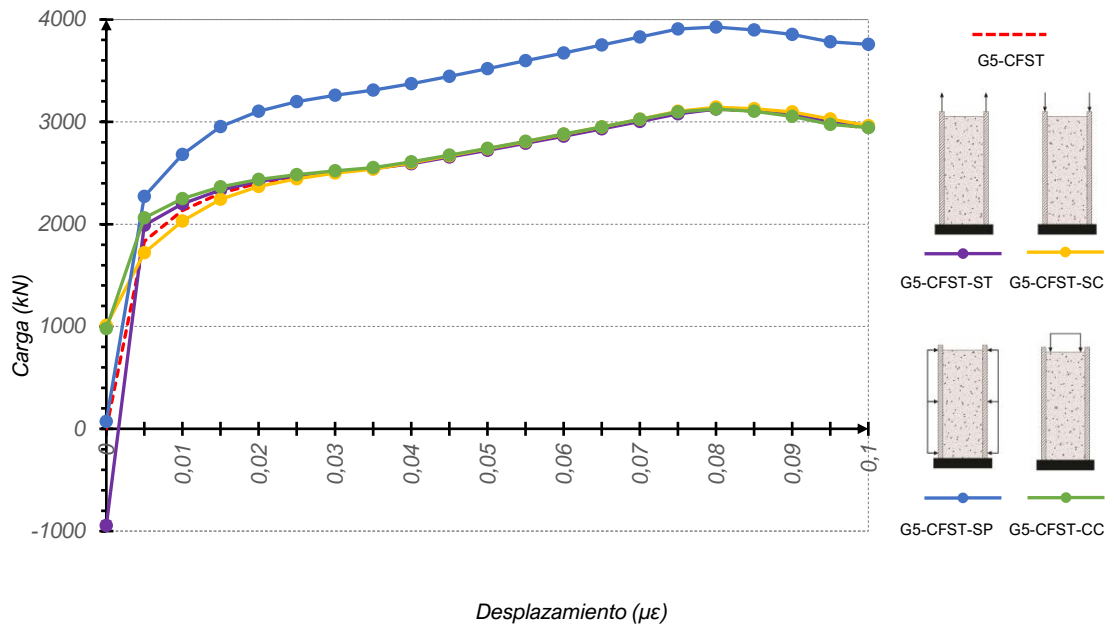


FIG. 77. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2
CFST_G5 / CFST-ST_G5 / CFST-SC_G5 / CFST-SP_G5 / CFST-CC_G5

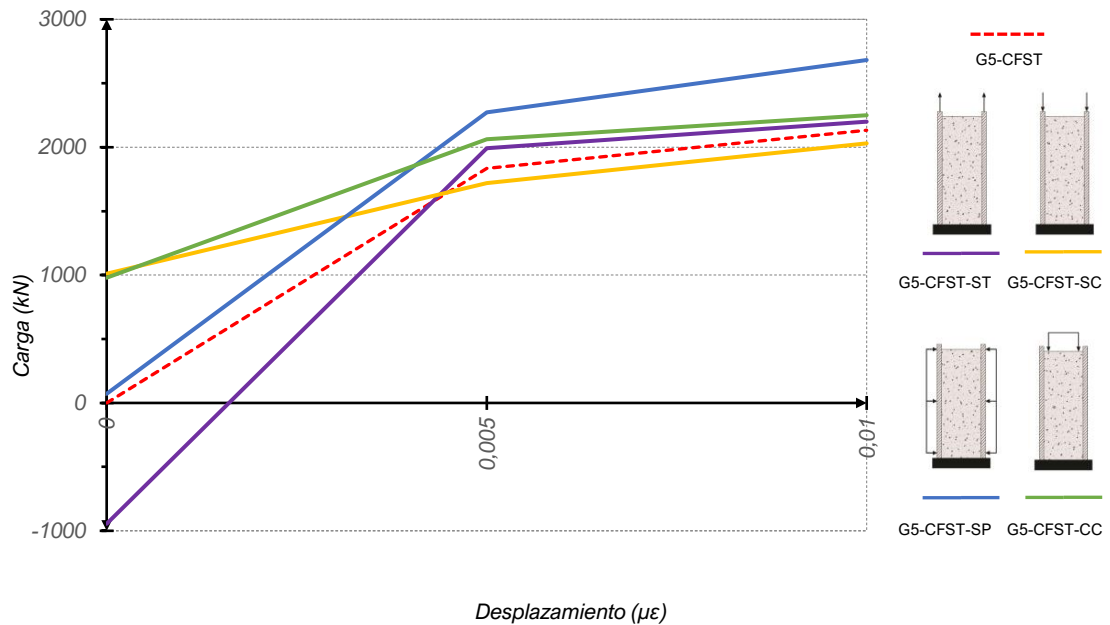


FIG. 78. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$
CFST_G5 / CFST-ST_G5 / CFST-SC_G5 / CFST-SP_G5 / CFST-CC_G5

vi. Grupo 6 (ver **FIG. 79** y **FIG. 80**):

(a) En las secciones CFST-SP y CFST-ST, ídem al Grupo 1(a). En el CFST-SP se observa un aumento del 49% y en el CFST-ST un aumento del 19%.

(b) En las secciones CFST-SC y CFST-CC, ídem al Grupo 1(b). En el CFST-SC se observa una reducción del 16% y en el CFST-CC una reducción del 48%.

vii. Grupo 7 (ver **FIG. 81** y **FIG. 82**):

(a) En las secciones CFST-SP y CFST-ST, ídem al Grupo 1(a). En el CFST-SP se observa un aumento del 44% y en el CFST-ST un aumento del 17%.

(b) En las secciones CFST-SC y CFST-CC, ídem al Grupo 1(b). En el CFST-SC se observa una reducción del 16% y en el CFST-CC una reducción del 46%.

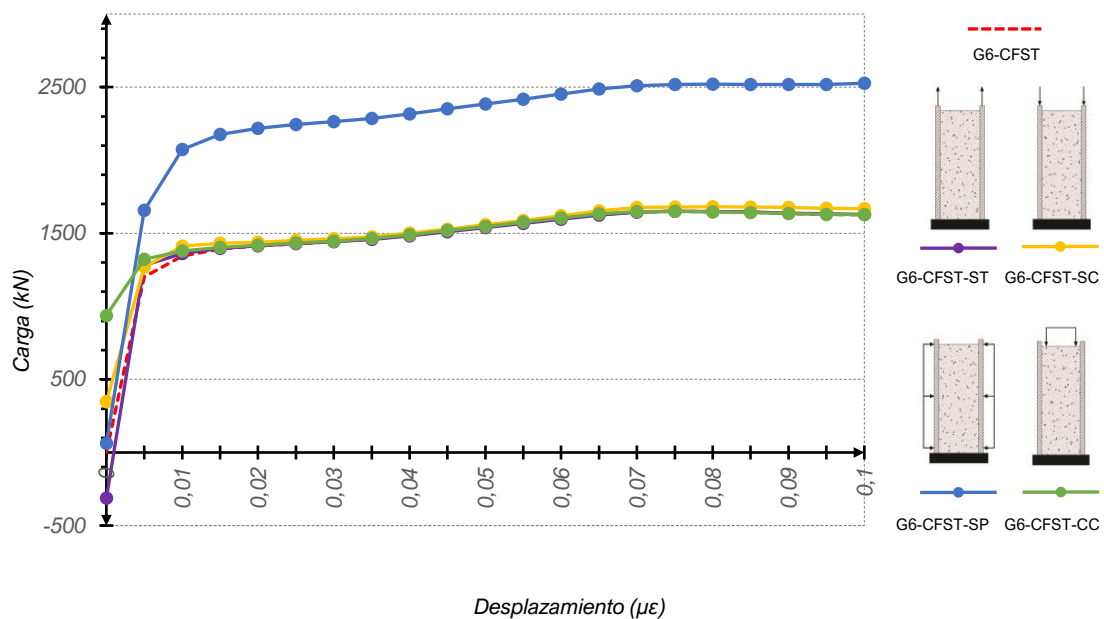


FIG. 79. Carga (kN) x Desplazamiento (µε) – en el Step 2
CFST_G6 / CFST-ST_G6 / CFST-SC_G6 / CFST-SP_G6 / CFST-CC_G6

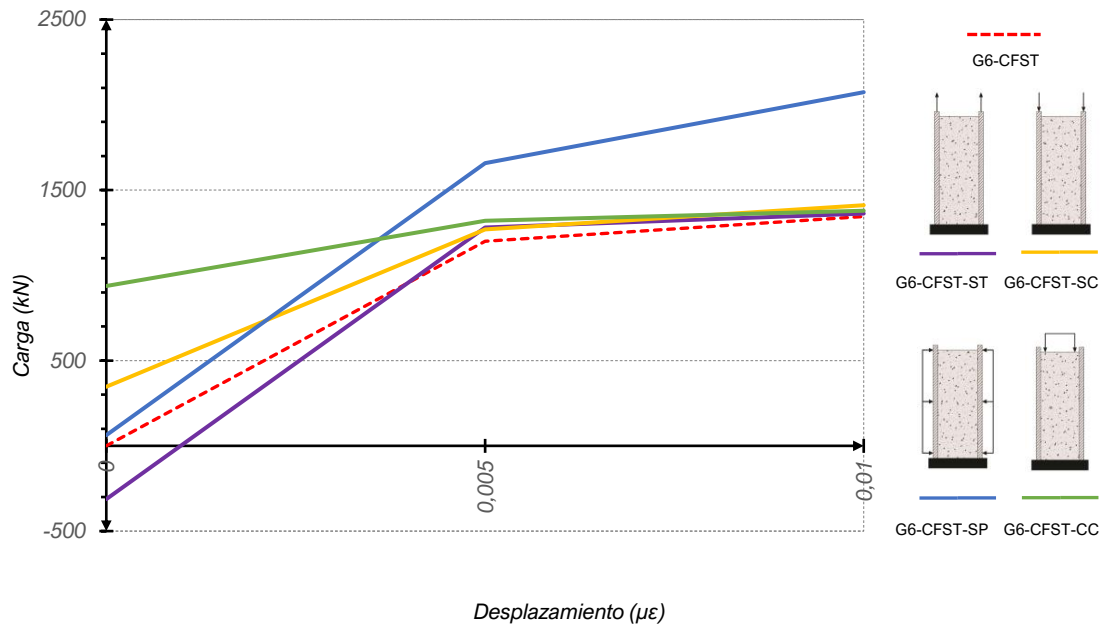


FIG. 80. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$
CFST_G6 / CFST-ST_G6 / CFST-SC_G6 / CFST-SP_G6 / CFST-CC_G6

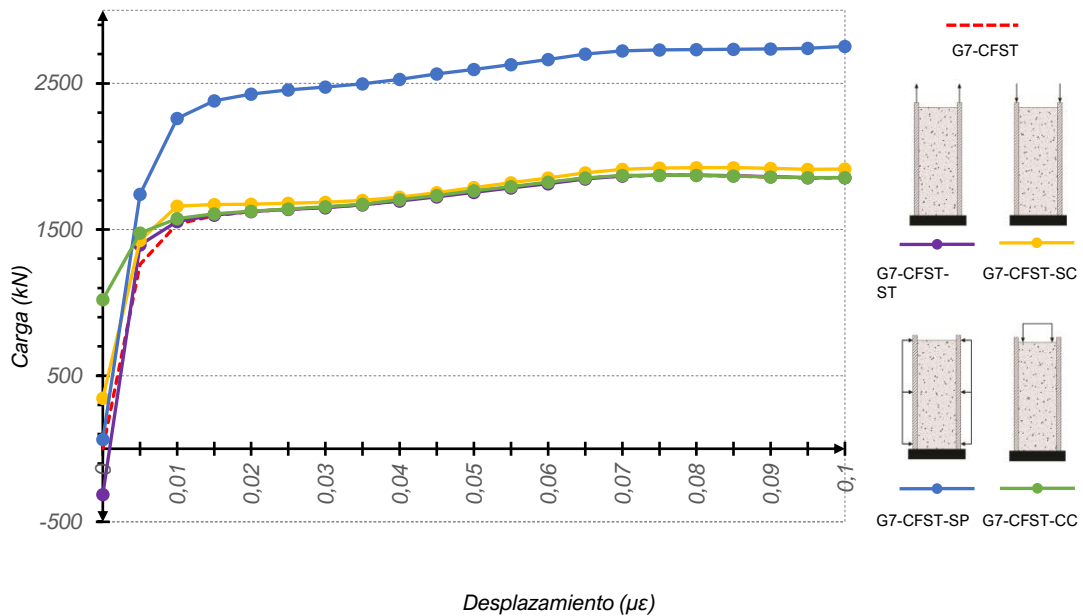


FIG. 81. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2
CFST_G7 / CFST-ST_G7 / CFST-SC_G7 / CFST-SP_G7 / CFST-CC_G7

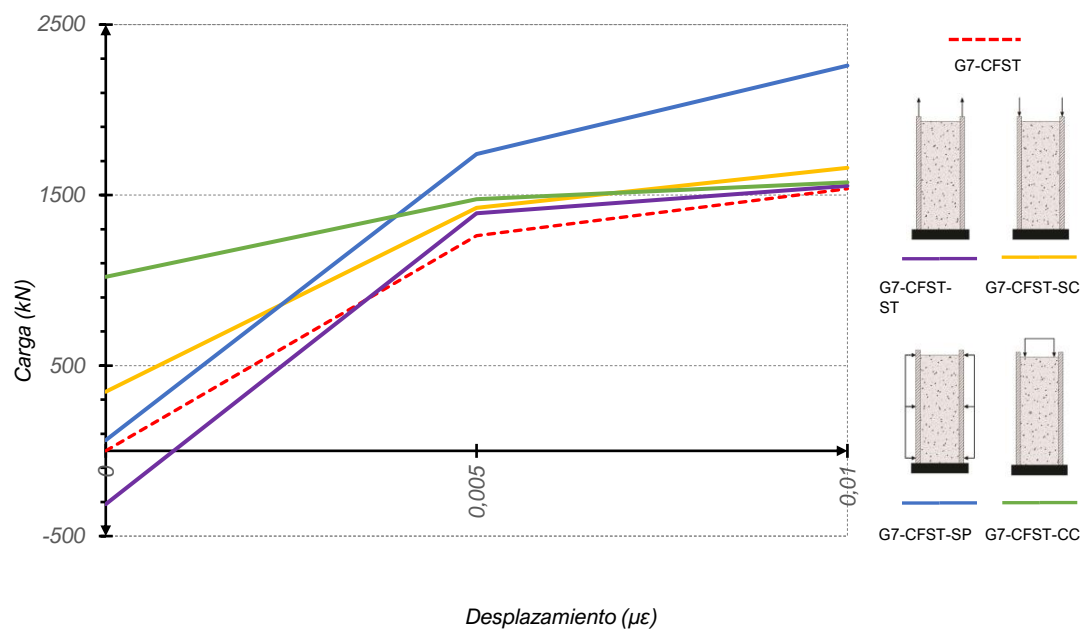


FIG. 82. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$
CFST_G7 / CFST-ST_G7 / CFST-SC_G7 / CFST-SP_G7 / CFST-CC_G7

viii. Grupo 8 (ver **FIG. 83** y **FIG. 84**):

(a) En las secciones CFST-SP y CFST-ST, ídem al Grupo 1(a). En el CFST-SP se observa un aumento del 45% y en el CFST-ST un aumento del 20%.

(b) En las secciones CFST-SC y CFST-CC, ídem al Grupo 1(b). En el CFST-SC se observa una reducción del 20% y en el CFST-CC, una reducción del 42%.

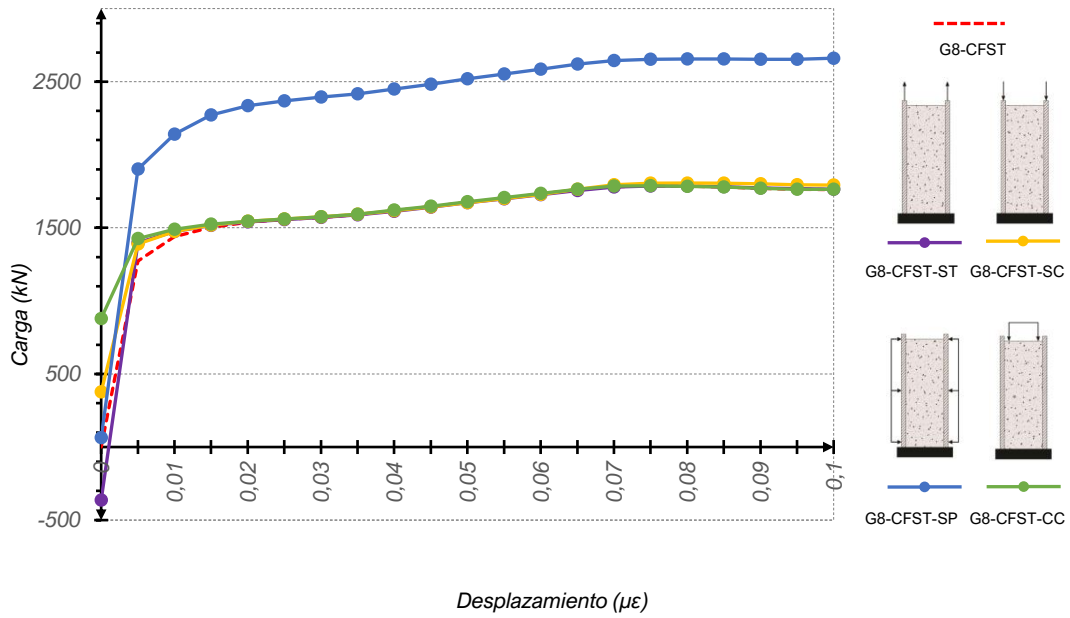


FIG. 83. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2
CFST_G8 / CFST-ST_G8 / CFST-SC_G8 / CFST-SP_G8 / CFST-CC_G8

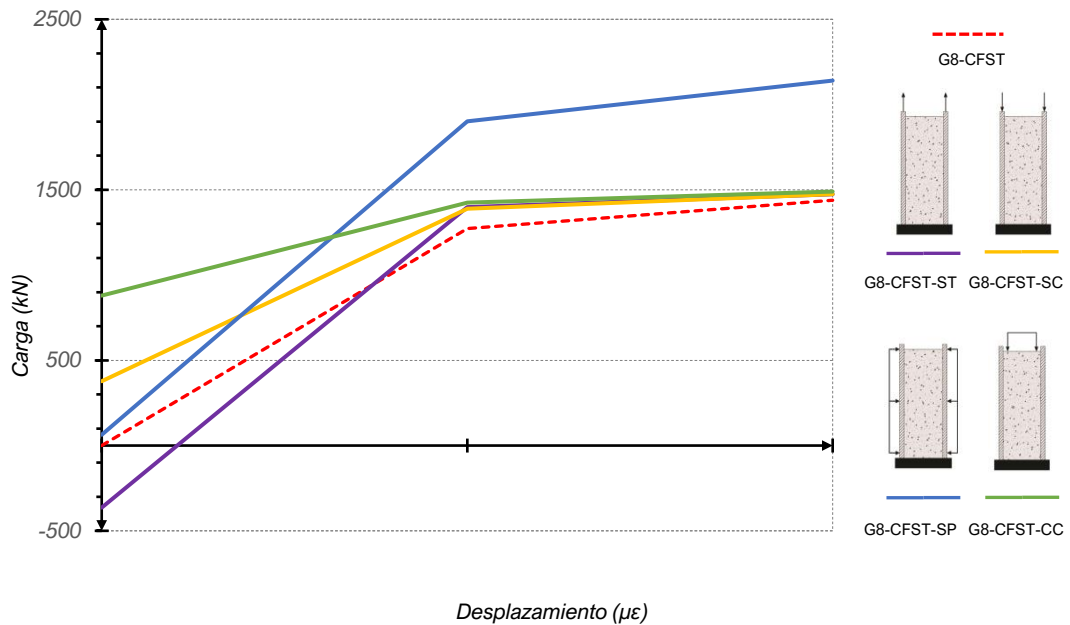


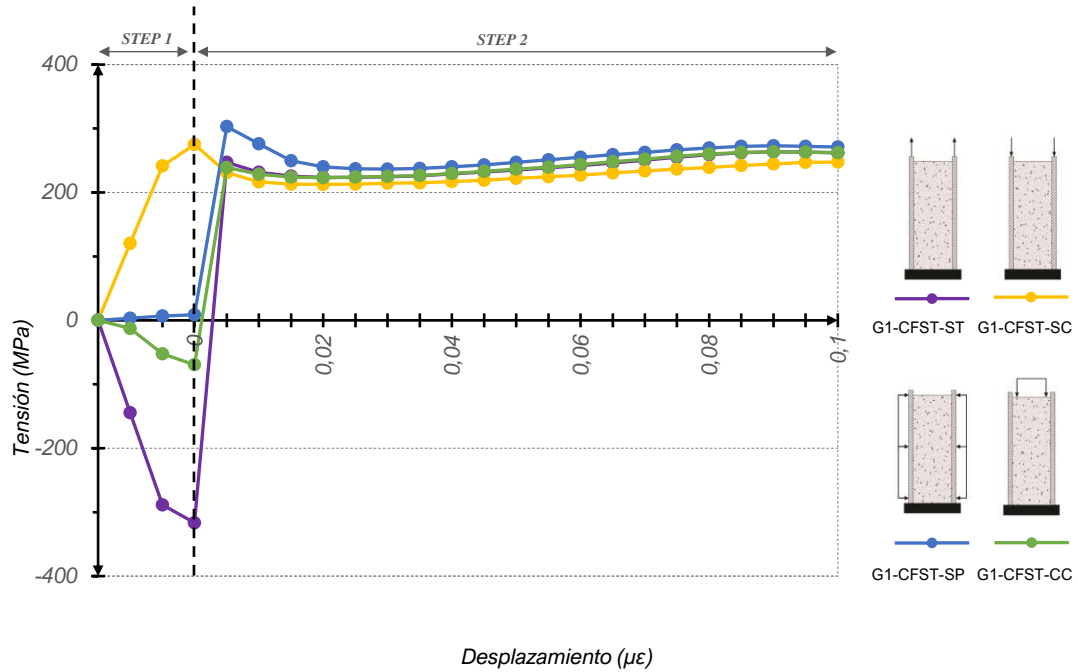
FIG. 84. Carga (kN) Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – en el Step 2 – zoom en $0 < \Delta L < 1\%$
CFST_G8 / CFST-ST_G8 / CFST-SC_G8 / CFST-SP_G8 / CFST-CC_G8

3.3.2.3. Tensión en los componentes e influencia del efecto de confinamiento

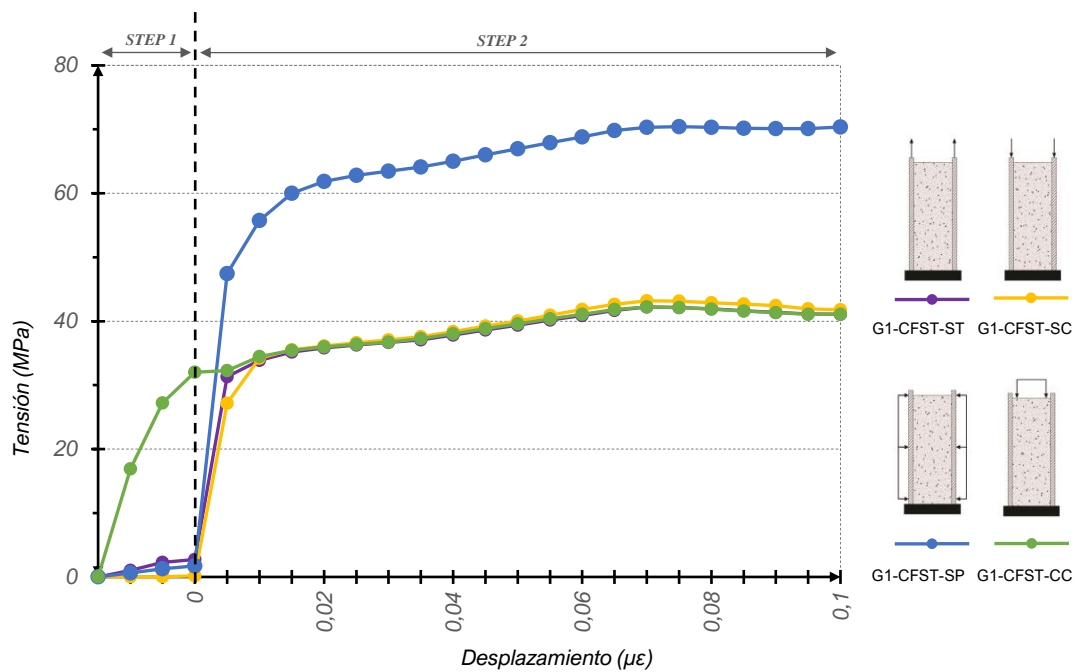
Como se ha dicho anteriormente, el estado tensional de los componentes analizados por separado en función del método de pretensado proporciona una imagen clara de la transferencia de tensiones entre el tubo y el núcleo y su estado de tensión biaxial, evidenciando la respuesta mecánica según cada una de las hipótesis.

Con la base de comportamiento tensional de la sección mixta expuesto en el apartado anterior, se detallan los siguientes puntos:

- i. Grupo 1 (ver **FIG. 85**, **FIG. 86** y **TABLA 9**):
 - (a) En el CFST-SC, la rigidez es menor en ambos materiales; la ductilidad aumenta sensiblemente para el acero, pero eso casi no se refleja en la sección mixta completa;
 - (b) En el CFST-SP, la rigidez del tubo de acero no sufre cambios significativos mientras que el hormigón tiene su capacidad de rigidez rebajada y esto conlleva una pérdida de rigidez de la sección mixta. En contrapartida, este fenómeno alarga el período dúctil de dicha sección;
 - (c) En el CFST-ST la rigidez y ductilidad es muy similar a una sección CFST convencional;
 - (d) En el CFST-CC la rigidez y ductilidad es muy similar a una sección CFST convencional;



(a) Tubo de Acero



(b) Núcleo de Hormigón

FIG. 85. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales CFST_G1 / CFST-ST_G1 / CFST-SC_G1 / CFST-SP_G1 / CFST-CC_G1

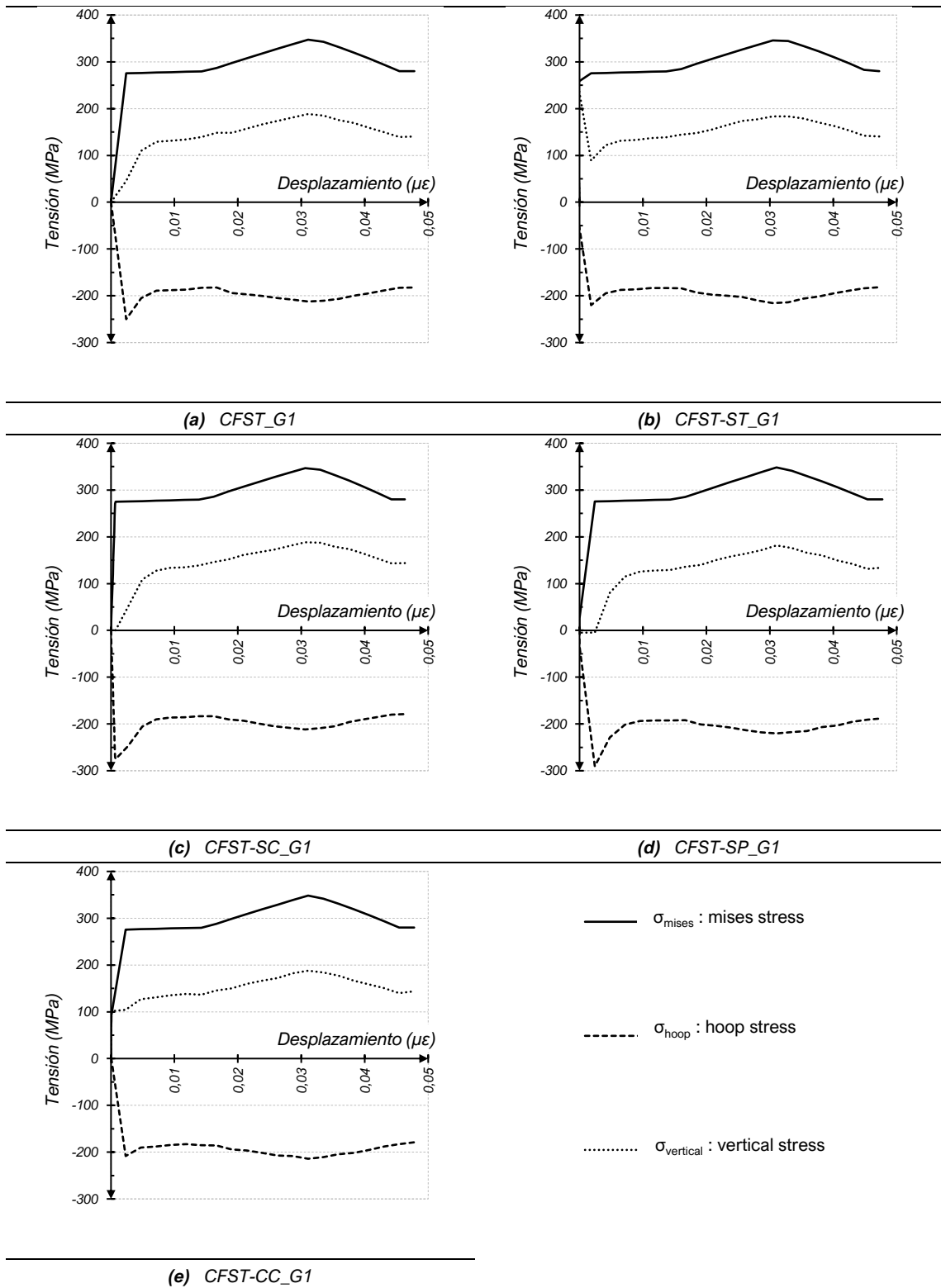
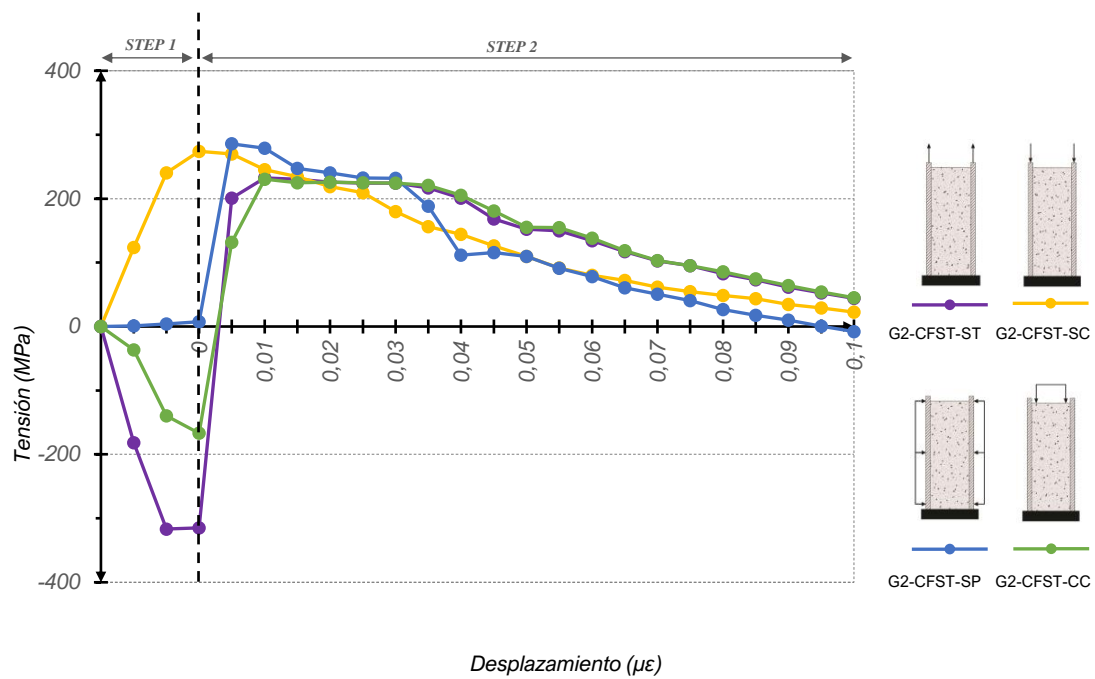


FIG. 86. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 1

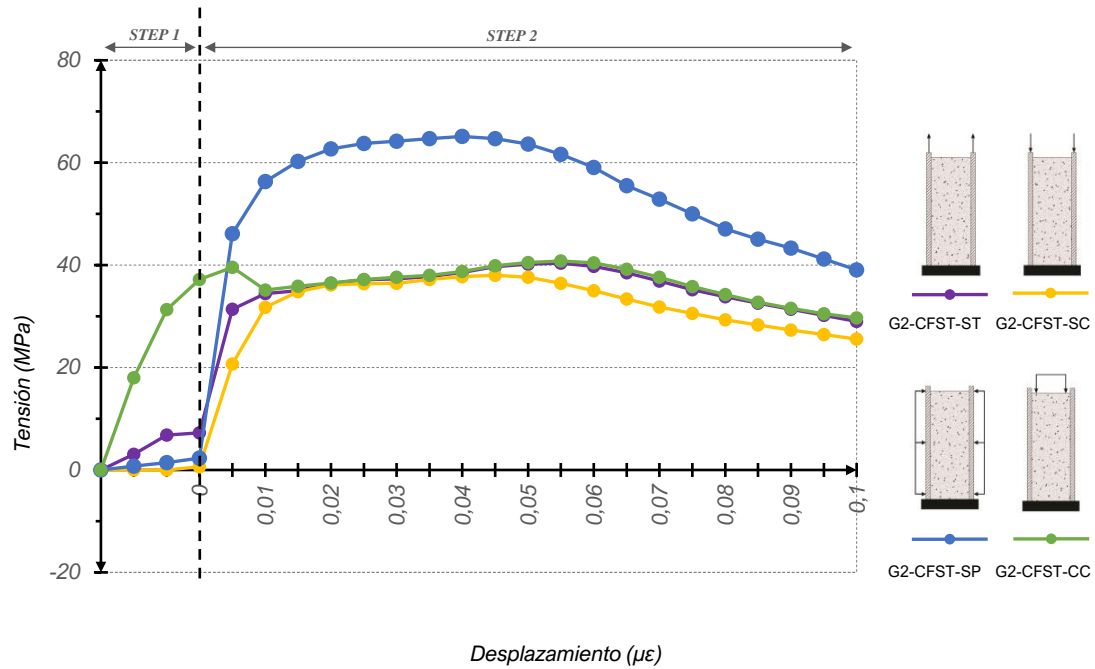
ii. Grupo 2 (ver FIG. 87, FIG. 88 y TABLA 9):

(a) En los CFST-SP, CFST-ST y CFST-CC se observa una pequeña pérdida de rigidez y de capacidad dúctil de la sección;

(b) En el CFST-SC, la sección llega a la tensión resistente elástica bastante antes en la sección;

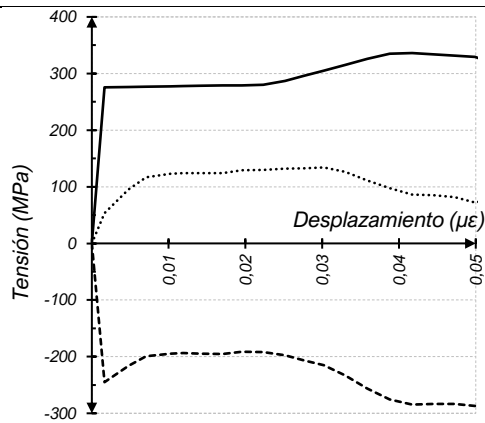


(a) Tubo de Acero

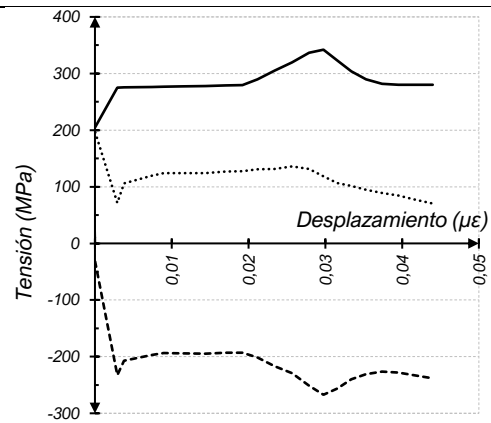


(b) Núcleo de Hormigón

FIG. 87. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales CFST_G2 / CFST-ST_G2 / CFST-SC_G2 / CFST-SP_G2 / CFST-CC_G2



(a) CFST_G2



(b) CFST-ST_G2

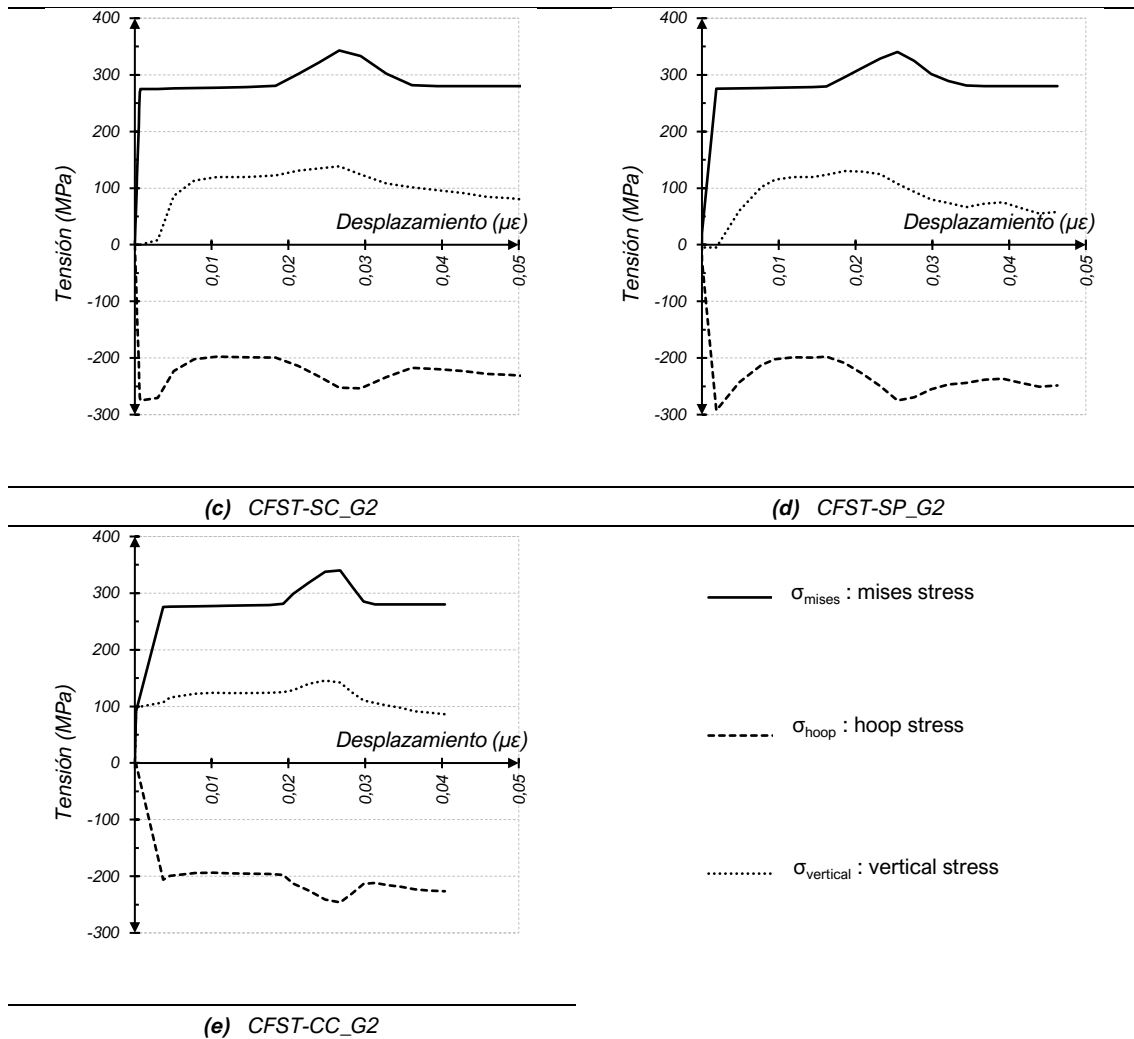
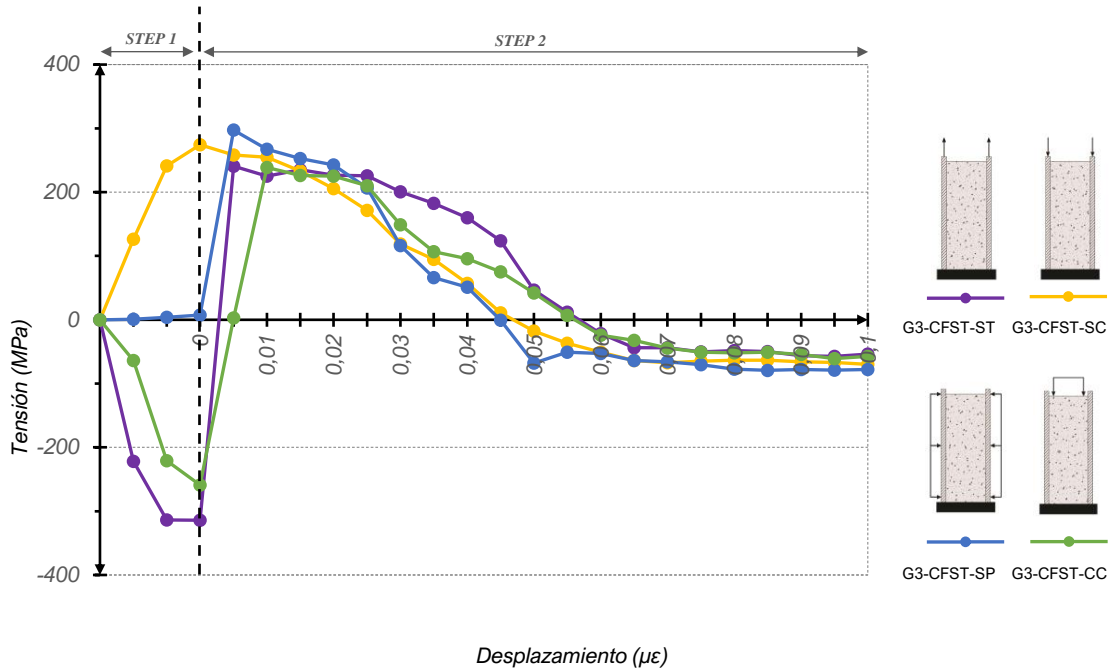


FIG. 88. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 2

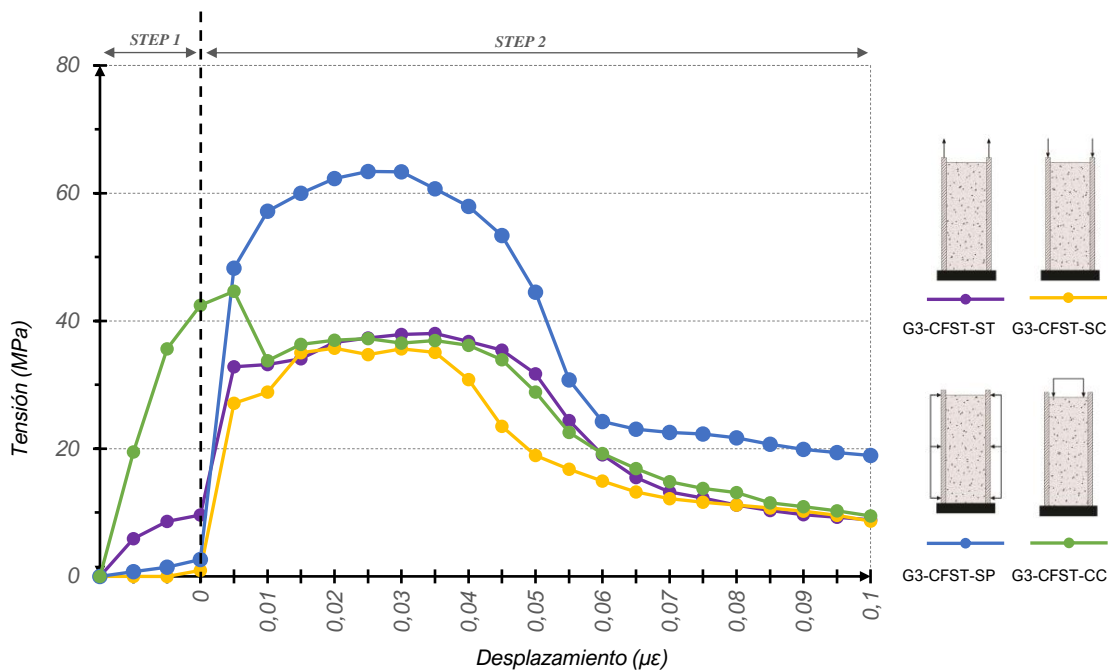
iii. Grupo 3 (ver **FIG. 89**, **FIG. 90** y **TABLA 9**):

(a) En los CFST-SP, CFST-ST y CFST-CC se observa una pérdida de rigidez y de ductilidad de la sección;

(b) En los CFST-SC, el material hormigón influye poco en el comportamiento de la sección, ya que empieza a trabajar demasiado tarde en un momento en que la sección ya tiene su tubo de acero comprometido por los esfuerzos tensionales.



(a) Tubo de Acero



(b) Núcleo de Hormigón

FIG. 89. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales CFST_G3 / CFST-ST_G3 / CFST-SC_G3 / CFST-SP_G3 / CFST-CC_G3

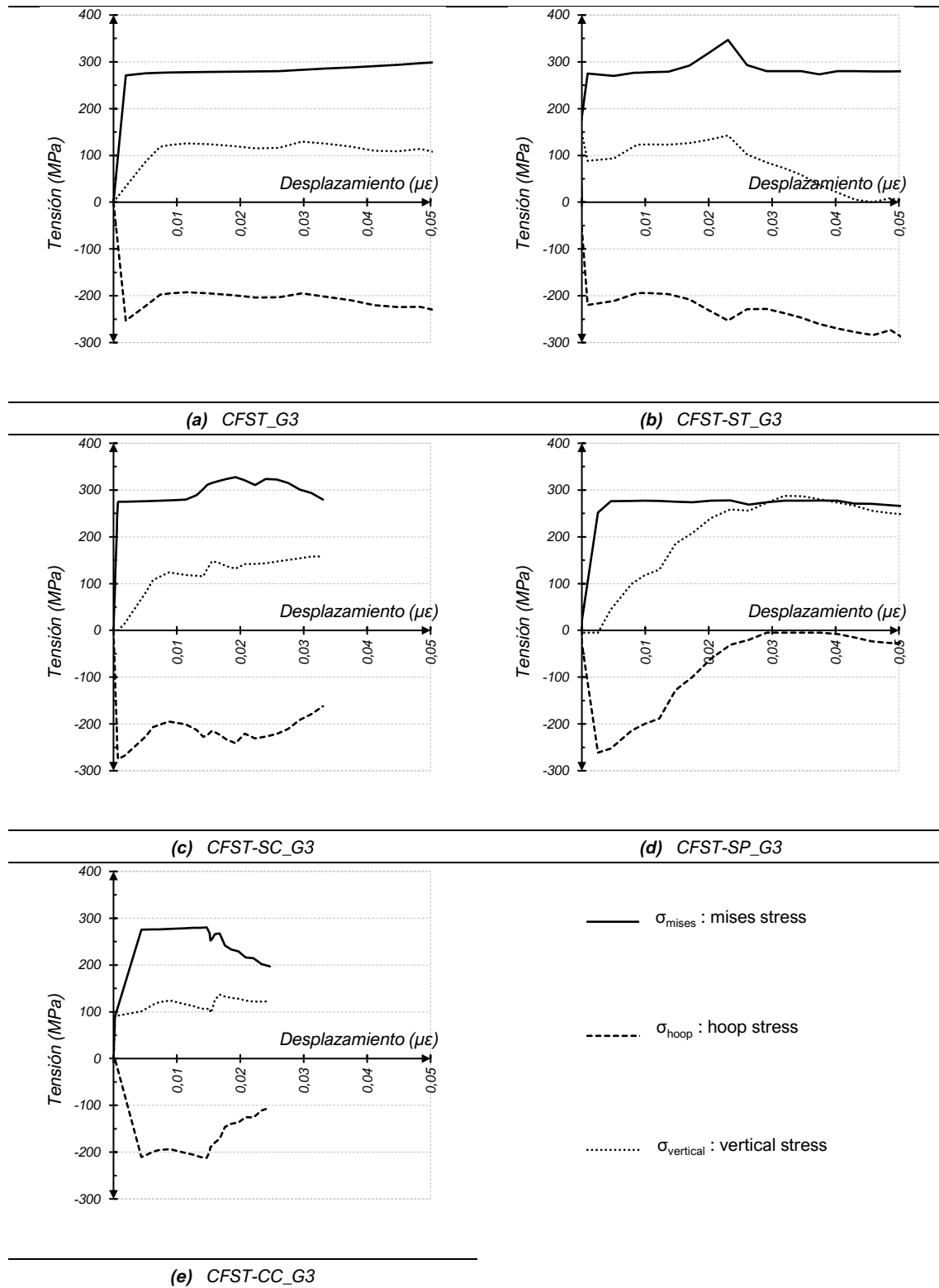
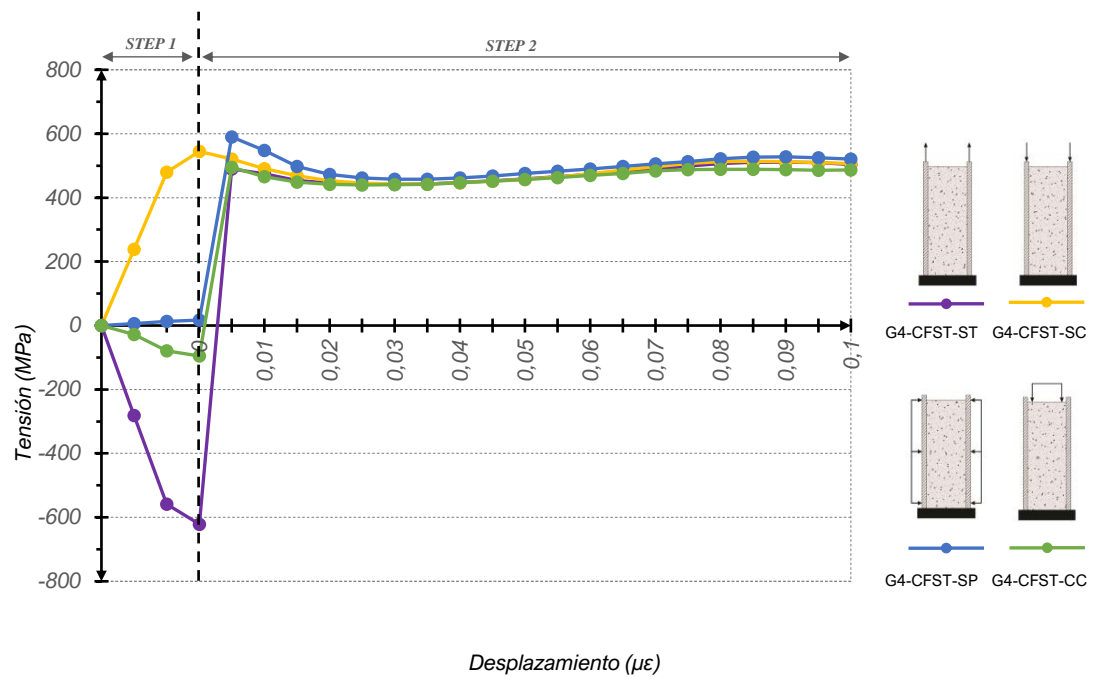


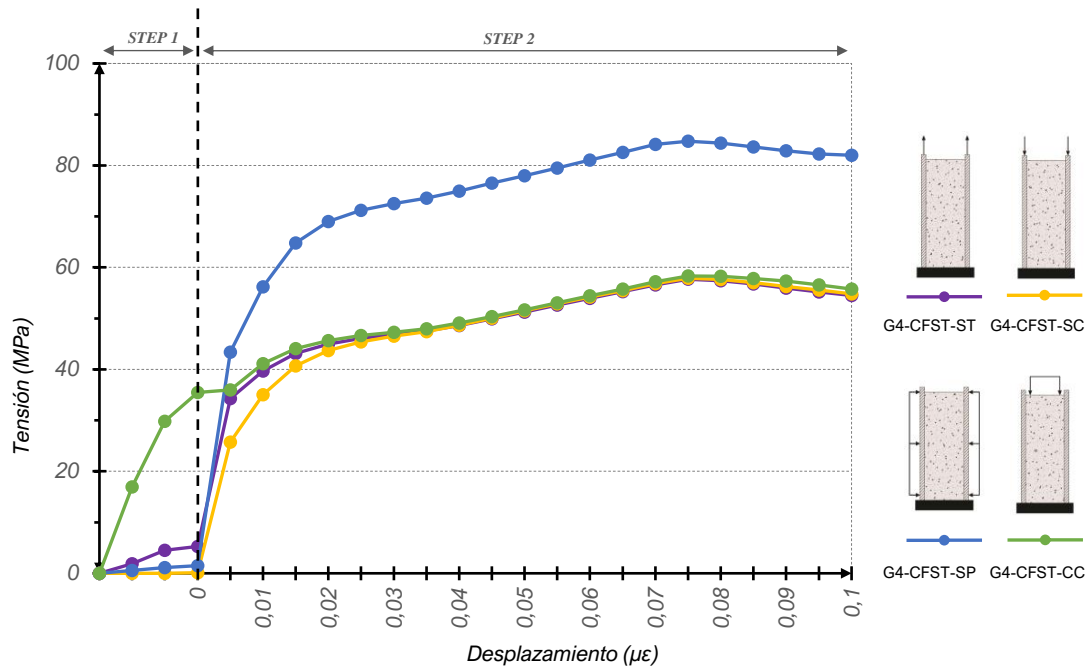
FIG. 90. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 3

iv. Grupo 4 (ver FIG. 91, FIG. 92 y TABLA 9):

- (a) En el CFST-SC, ídem Grupo 1a;
- (b) En el CFST-SP, ídem Grupo 1b;
- (c) En el CFST-ST, ídem Grupo 1c;
- (d) En el CFST-CC, ídem Grupo 1d;

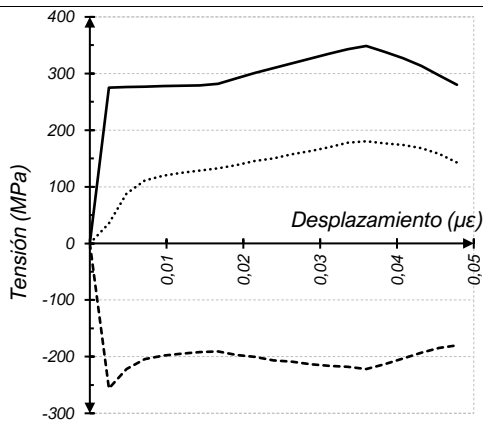


(a) Tubo de Acero

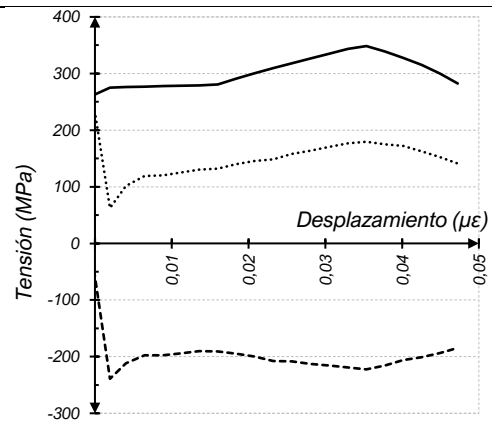


(b) Núcleo de Hormigón

FIG. 91. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales CFST_G4 / CFST-ST_G4 / CFST-SC_G4 / CFST-SP_G4 / CFST-CC_G4



(a) CFST_G4



(b) CFST-ST_G4

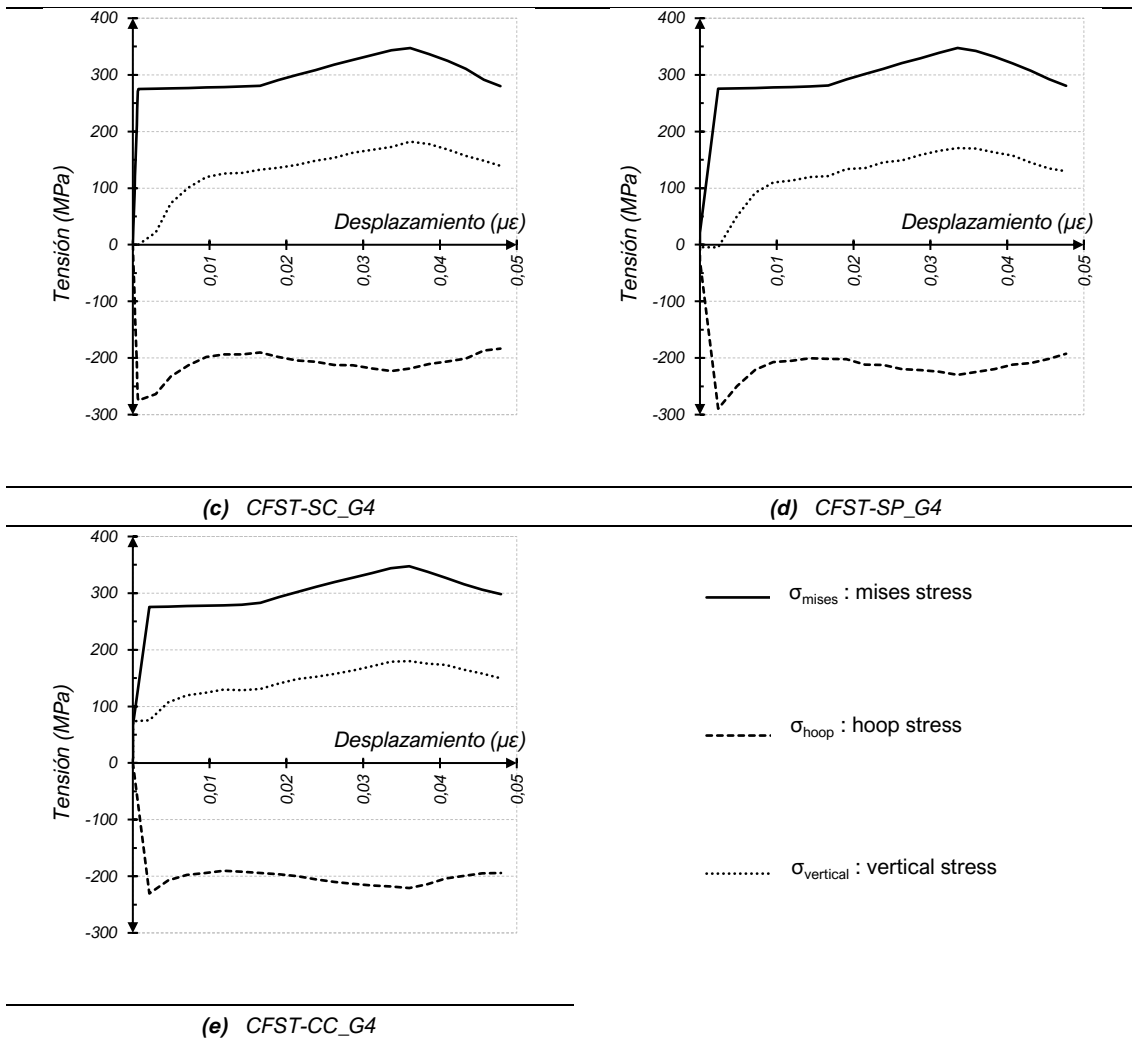
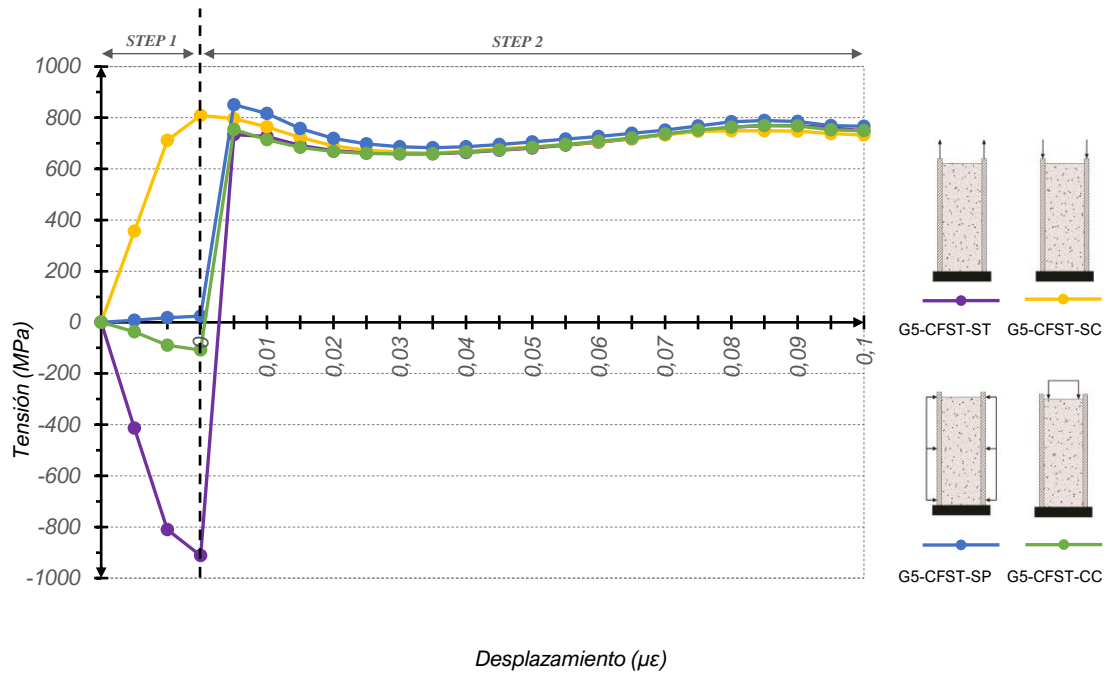


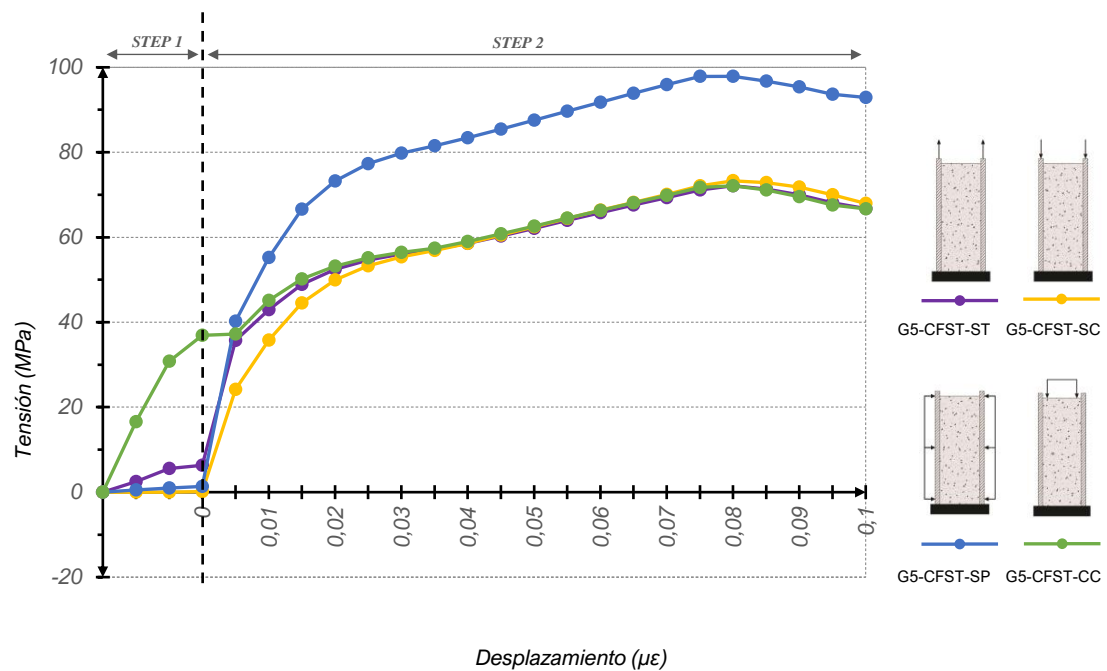
FIG. 92. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 4

v. Grupo 5 (ver **FIG. 93**, **FIG. 94** y **TABLA 9**):

- (a) En el CFST-SC, ídem Grupo 1a;
- (b) En el CFST-SP, ídem Grupo 1b;
- (c) En el CFST-ST, ídem Grupo 1c;
- (d) En el CFST-CC, ídem Grupo 1d;



(a) Tubo de Acero



(b) Núcleo de Hormigón

FIG. 93. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales CFST_G5 / CFST-ST_G5 / CFST-SC_G5 / CFST-SP_G5 / CFST-CC_G5

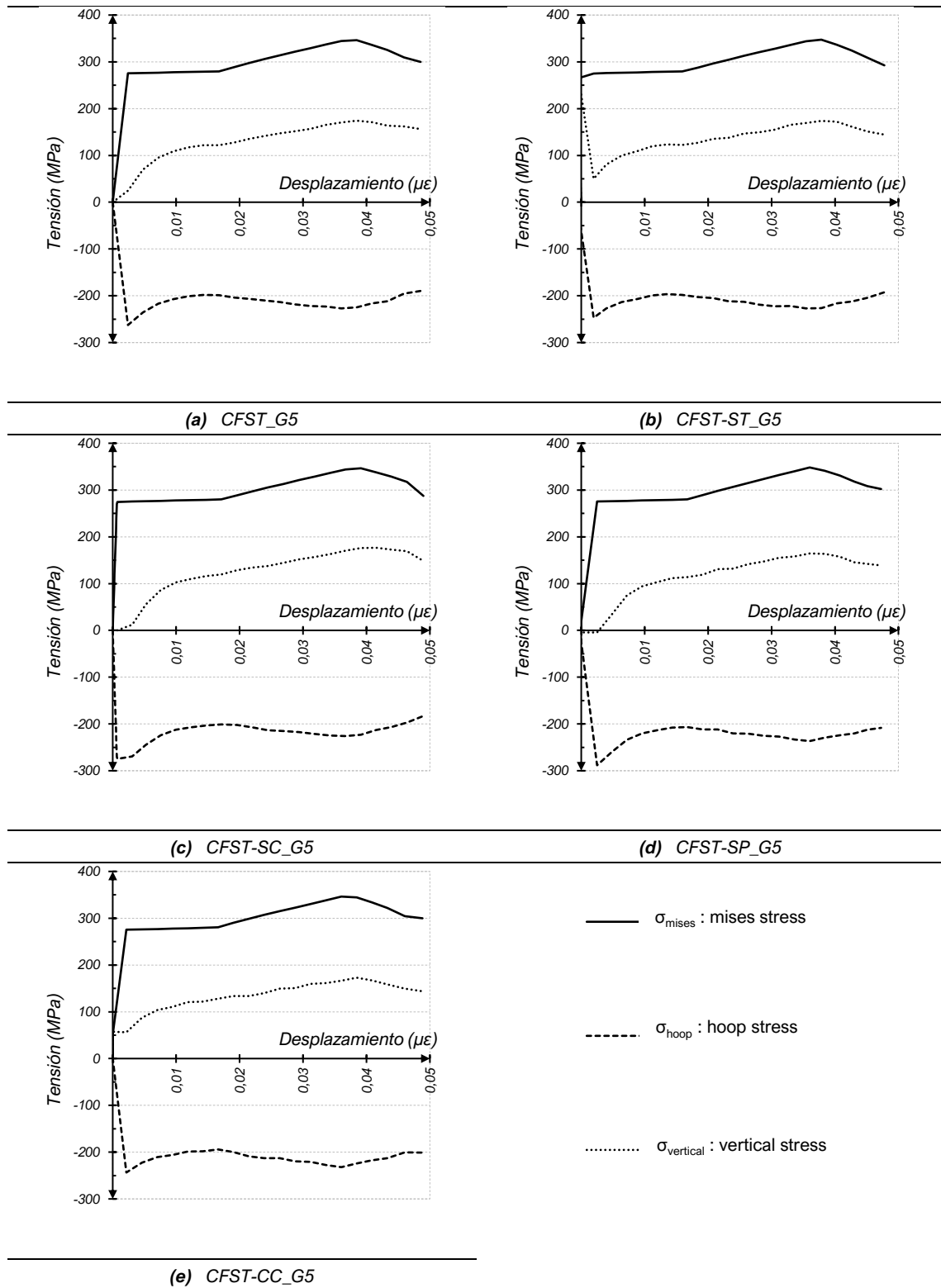
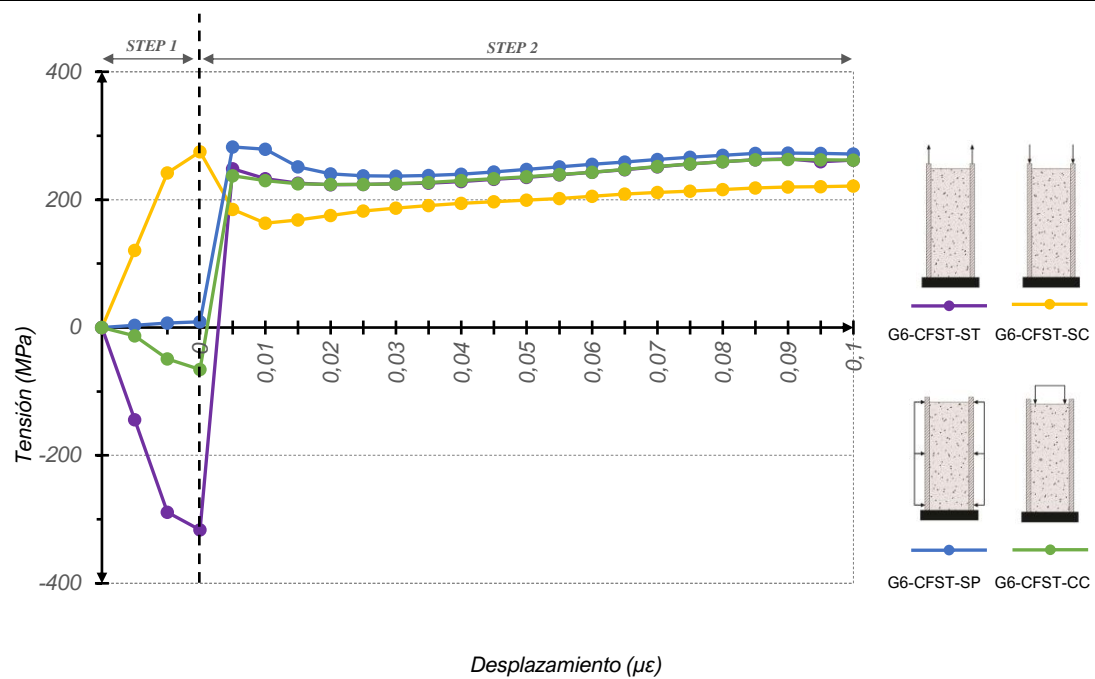


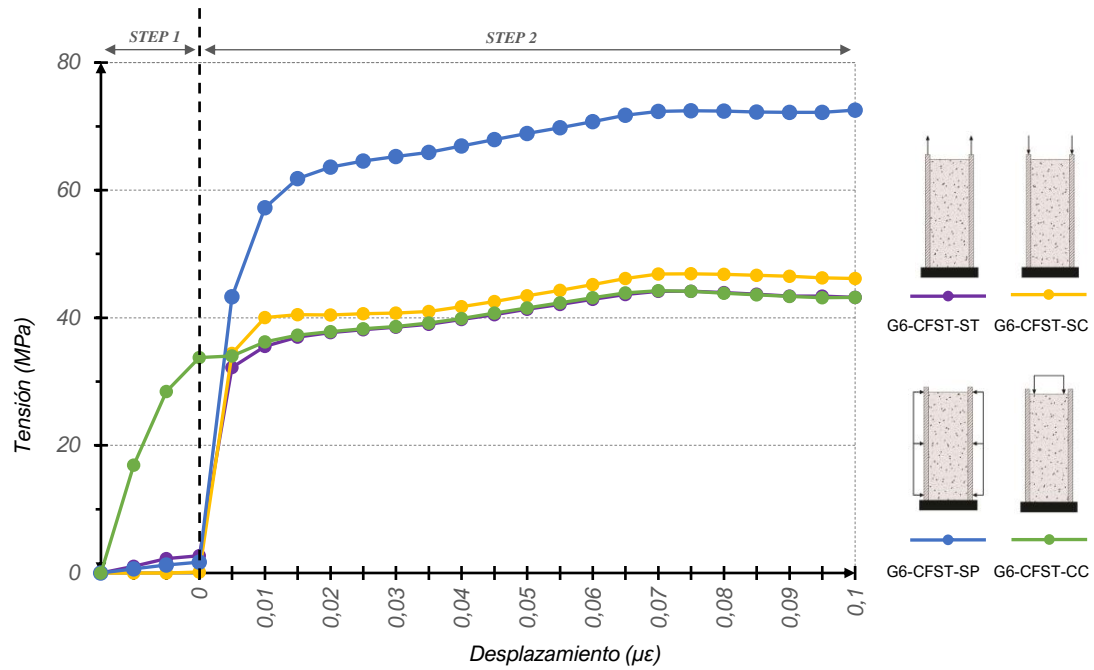
FIG. 94. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 5

vi. Grupo 6 (ver FIG. 95, FIG. 96 y TABLA 9):

- (a) En el CFST-SC, ídem Grupo 1a;
- (b) En el CFST-SP, ídem Grupo 1b;
- (c) En el CFST-ST, ídem Grupo 1c;
- (d) En el CFST-CC, ídem Grupo 1d;

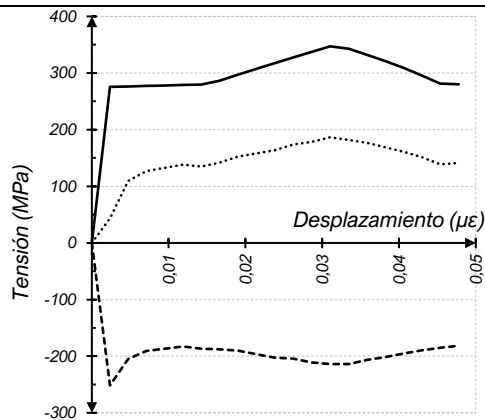


(a) Tubo de Acero

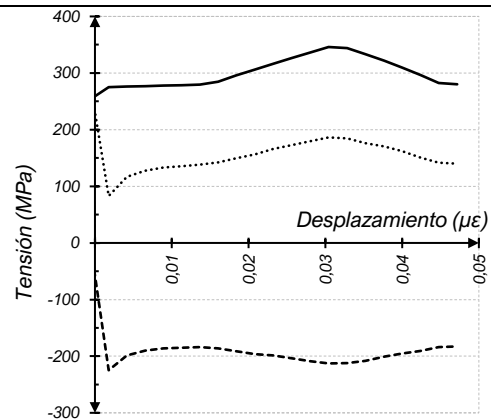


(b) Núcleo de Hormigón

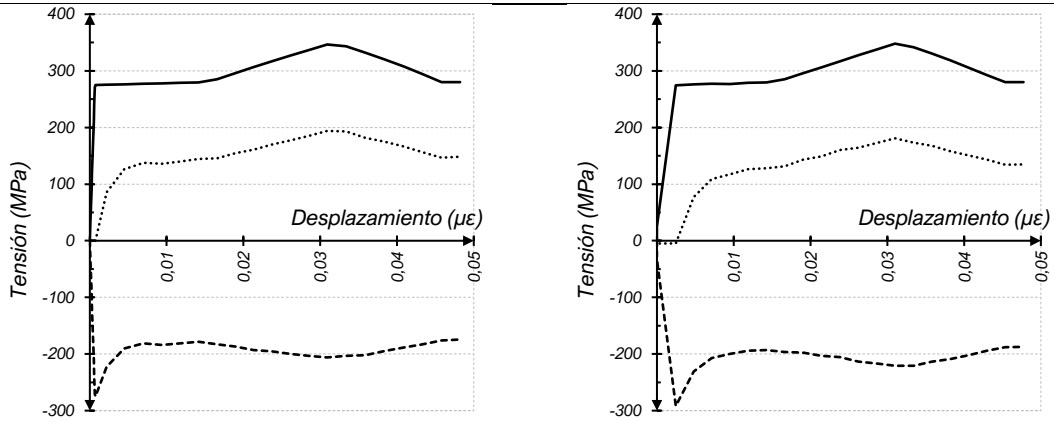
FIG. 95. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales CFST_G6 / CFST-ST_G6 / CFST-SC_G6 / CFST-SP_G6 / CFST-CC_G6



(a) CFST_G6

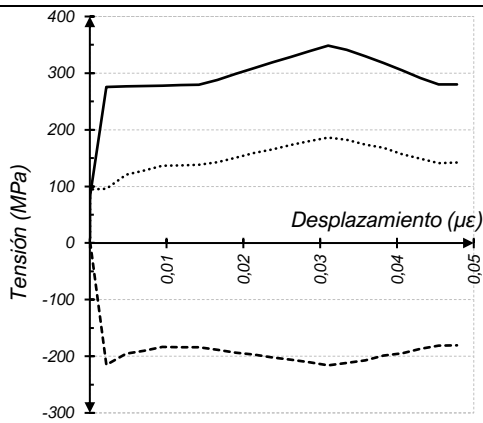


(b) CFST-ST_G6



(c) CFST-SC_G6

(d) CFST-SP_G6



(e) CFST-CC_G6

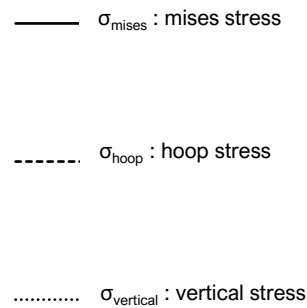
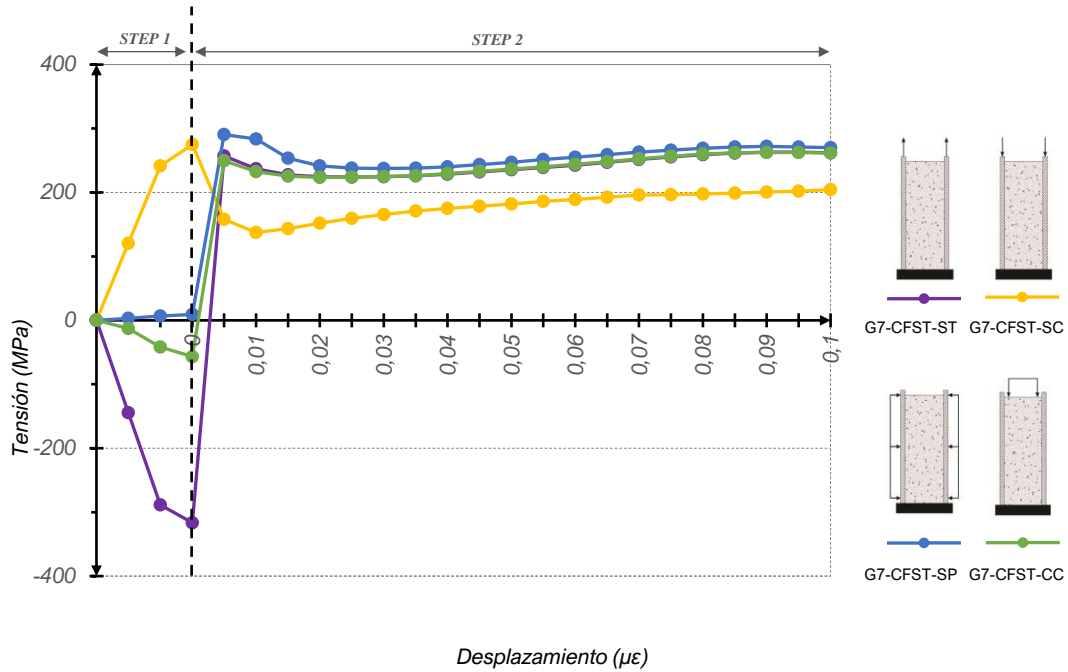


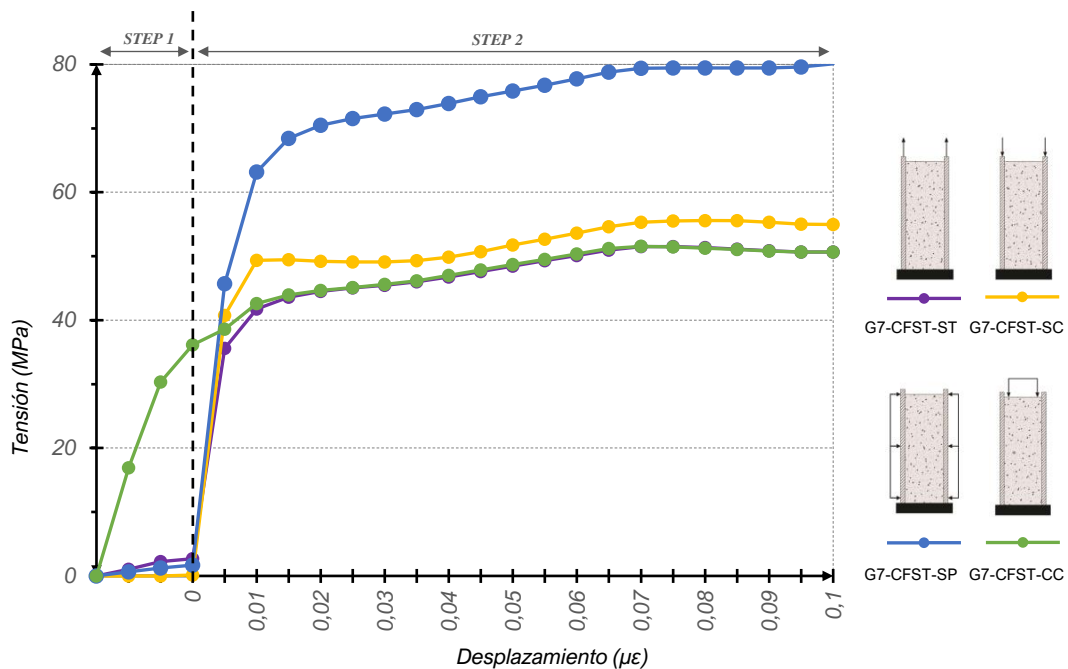
FIG. 96. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 6

vii. Grupo 7 (ver **FIG. 97**, **FIG. 98** y **TABLA 9**):

- (a) En el CFST-SC, ídem Grupo 1a;
- (b) En el CFST-SP, ídem Grupo 1b;
- (c) En el CFST-ST, ídem Grupo 1c;
- (d) En el CFST-CC, ídem Grupo 1d;



(a) Tubo de Acero



(b) Núcleo de Hormigón

FIG. 97. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales CFST_G7 / CFST-ST_G7 / CFST-SC_G7 / CFST-SP_G7 / CFST-CC_G7

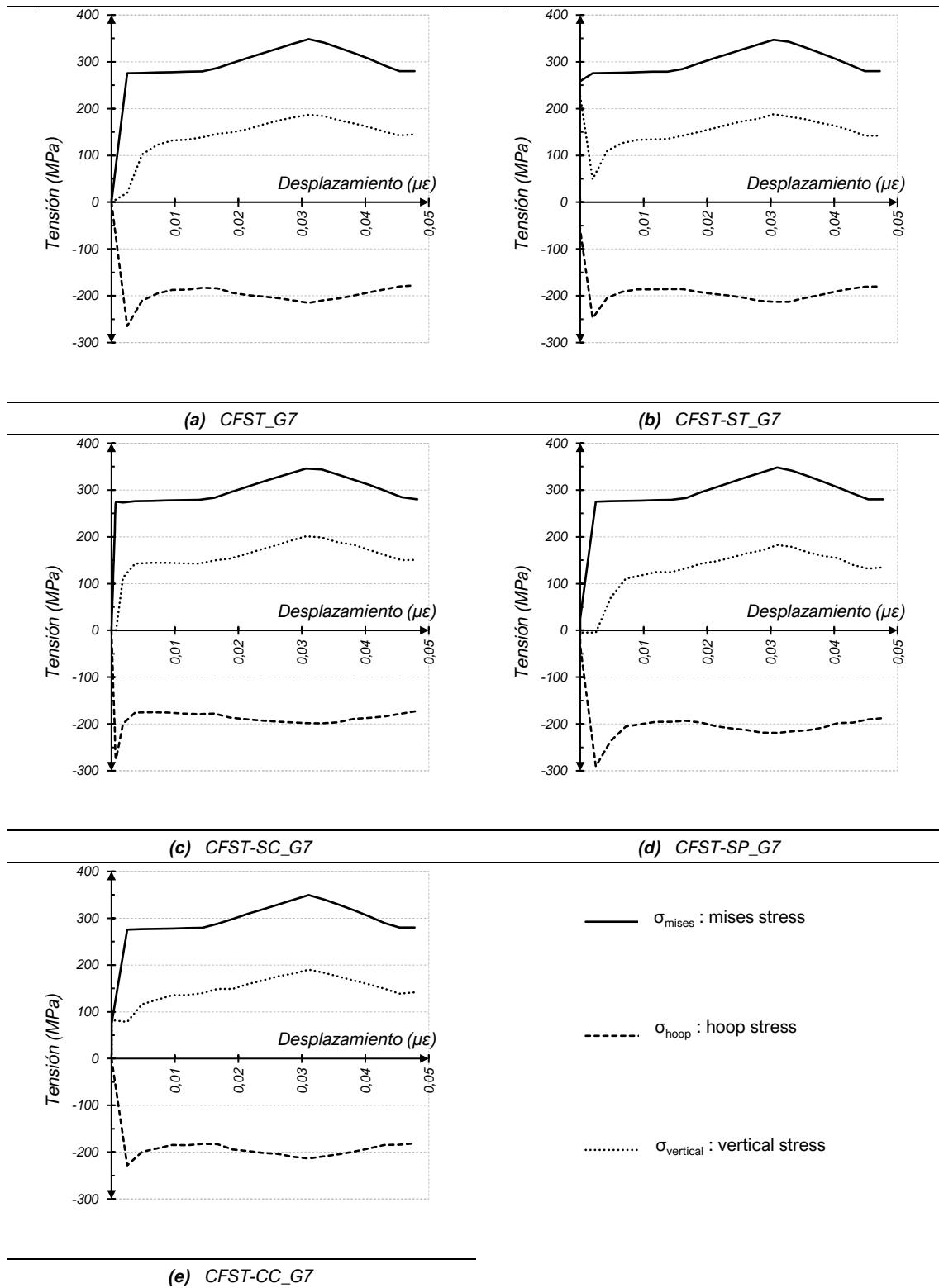
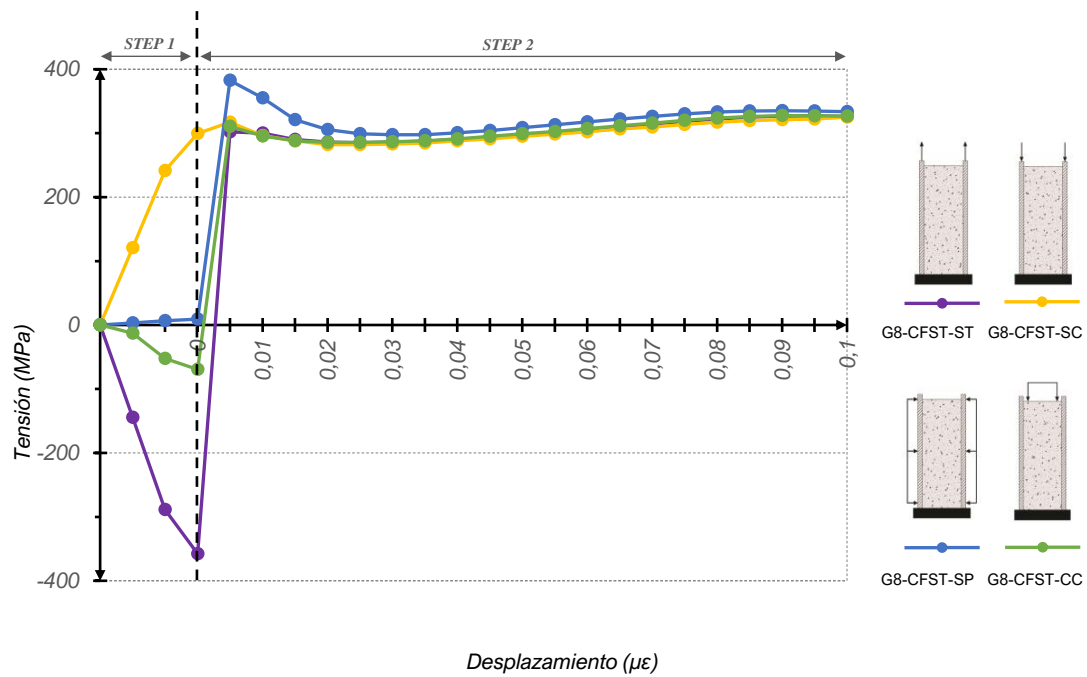


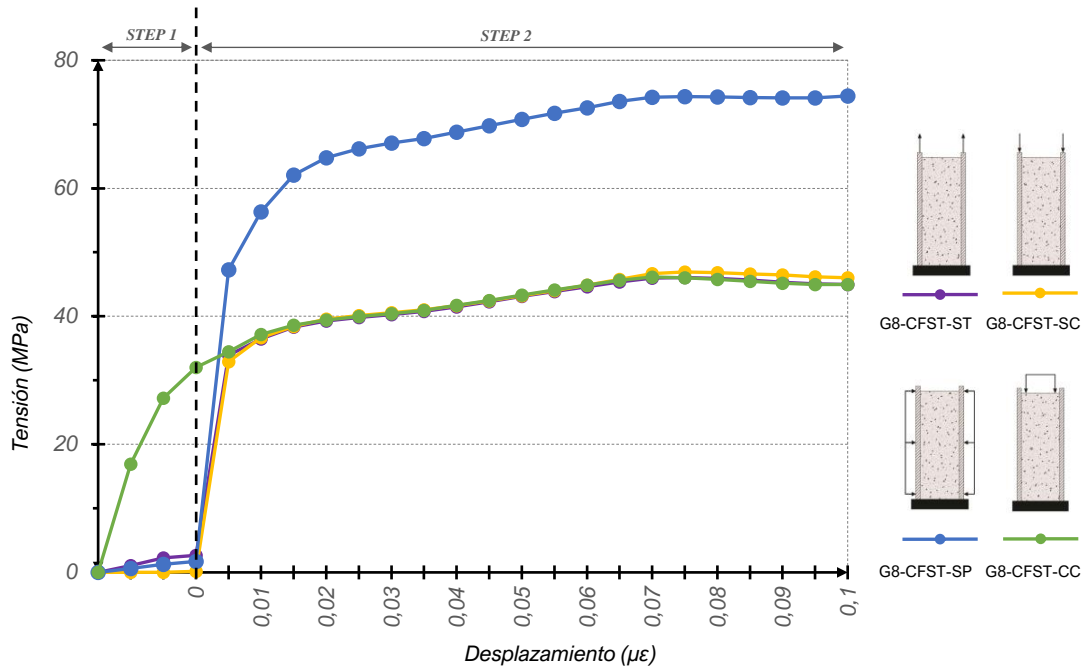
FIG. 98. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 7

viii. Grupo 8 (ver FIG. 99, FIG. 100 y TABLA 9):

- (a) En el CFST-SC, ídem Grupo 1a;
- (b) En el CFST-SP, ídem Grupo 1b;
- (c) En el CFST-ST, ídem Grupo 1c;
- (d) En el CFST-CC, ídem Grupo 1d;

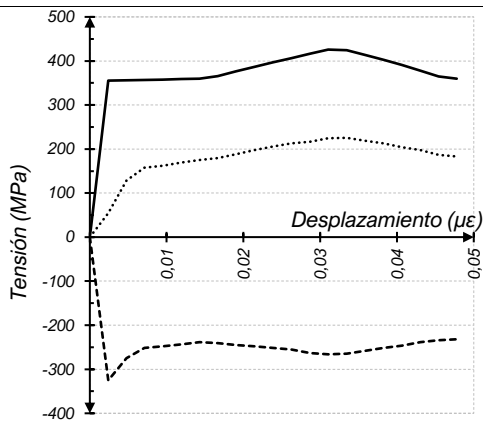


(a) Tubo de Acero

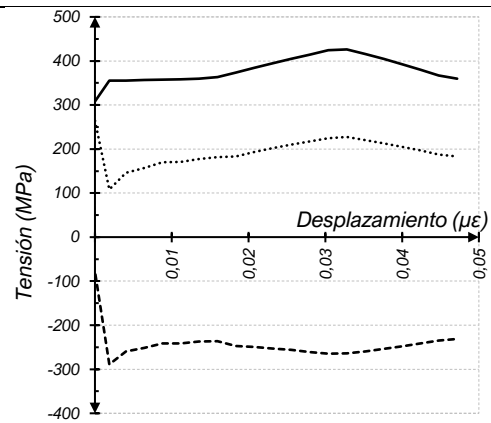


(b) Núcleo de Hormigón

FIG. 99. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por materiales CFST_G8 / CFST-ST_G8 / CFST-SC_G8 / CFST-SP_G8 / CFST-CC_G8



(a) CFST_G8



(b) CFST-ST_G8

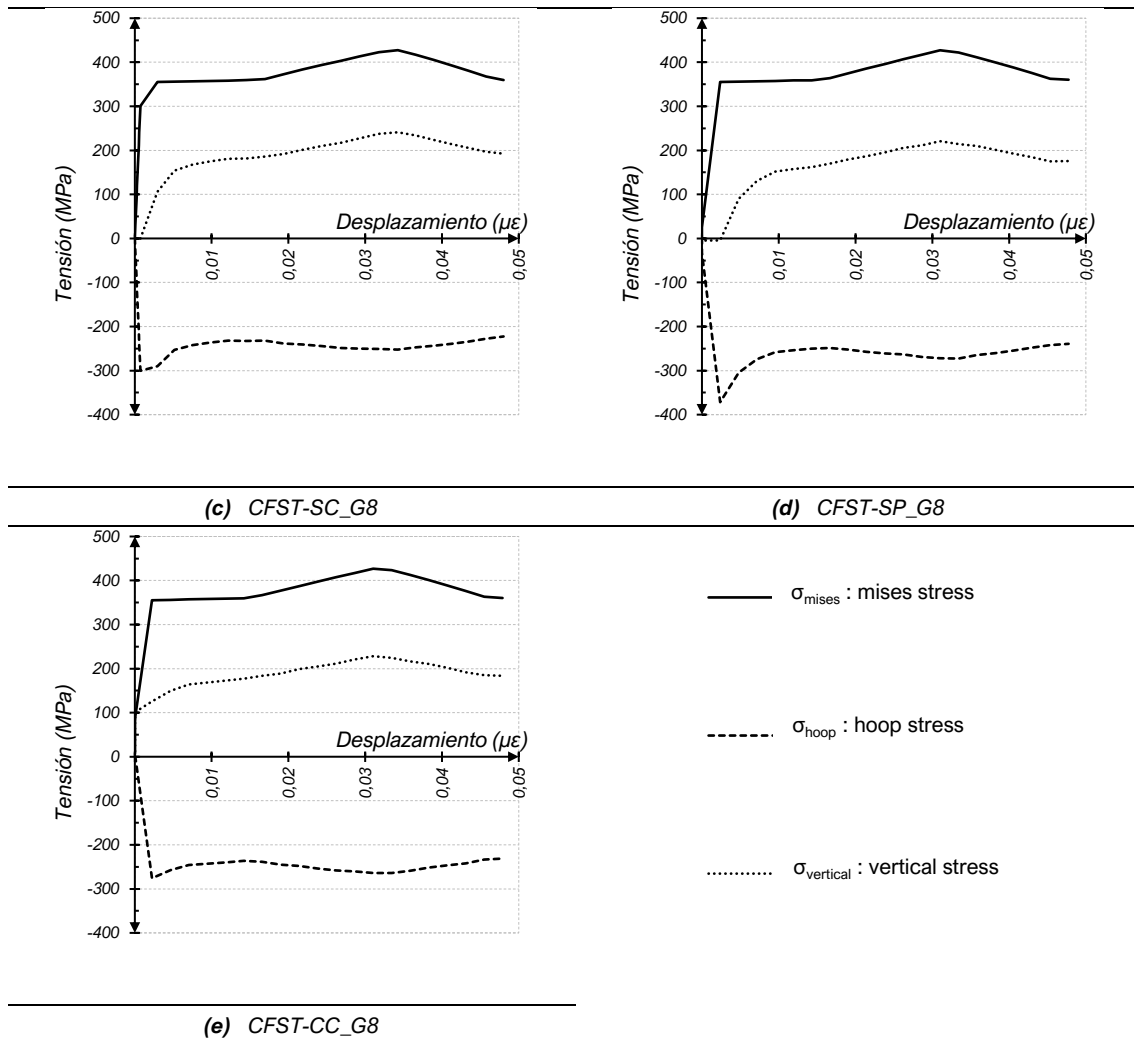


FIG. 100. Tensión (MPa) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) – por sección – Grupo 8

TABLA 9. Tensiones de los especímenes analizados

Especímen	Punto A			Punto B			Punto C		
	σ_{hoop} (MPa)	$\sigma_{vertical}$ (MPa)	σ_{mises} (MPa)	σ_{hoop} (MPa)	$\sigma_{vertical}$ (MPa)	σ_{mises} (MPa)	σ_{hoop} (MPa)	$\sigma_{vertical}$ (MPa)	σ_{mises} (MPa)
G1-CFST	45.62	-250.02	275.50	139.36	-182.70	279.66	188.45	-212.48	347.36
G1-CFST-CC	104.36	-208.34	275.55	136.60	-185.11	279.56	187.85	-214.15	348.32
G1-CFST-SP	-4.73	-290.34	275.53	129.07	-192.39	279.53	181.55	-220.36	348.29
G1-CFST-ST	88.98	-220.08	275.36	138.48	-183.31	279.49	183.39	-215.51	345.75
G1-CFST-SC	49.25	-247.75	275.48	138.50	-183.26	279.45	188.34	-211.83	346.71
G2-CFST	53.56	-244.95	275.50	129.16	-191.46	279.28	86.38	-284.89	336.14
G2-CFST-CC	107.06	-206.12	275.50	125.17	-197.36	281.47	142.26	-246.12	340.13
G2-CFST-SP	-4.71	-292.42	275.48	123.33	-197.53	279.64	107.48	-275.12	340.47

Capítulo 3
Análisis Paramétrico

G2-CFST-ST	71.34	-232.81	275.28	127.54	-193.25	279.70	118.58	-267.24	342.09
G2-CFST-SC	8.05	-270.71	275.00	122.16	-199.14	280.79	138.49	-252.35	343.05
G3-CFST	33.72	-253.02	271.32	116.39	-203.09	279.82	61.91	-266.30	302.40
G3-CFST-CC	101.07	-210.85	275.45	123.93	-193.70	277.15	105.80	-212.29	280.38
G3-CFST-SP	45.10	-252.61	275.87	129.51	-188.58	276.53	258.47	-30.68	277.54
G3-CFST-ST	88.64	-219.90	274.95	122.93	-196.52	278.93	142.56	-253.14	346.89
G3-CFST-SC	14.79	-267.51	275.17	118.55	-201.02	279.66	132.00	-241.19	327.51
G4-CFST	35.27	-256.05	275.10	132.85	-190.87	281.62	180.39	-221.76	348.69
G4-CFST-CC	75.25	-230.41	275.46	128.71	-192.18	279.42	179.98	-220.78	347.49
G4-CFST-SP	-4.65	-289.53	275.50	121.35	-201.29	281.31	170.71	-229.79	347.48
G4-CFST-ST	62.56	-239.07	275.32	132.20	-190.52	280.74	179.38	-222.48	348.50
G4-CFST-SC	21.98	-264.00	275.49	132.28	-190.30	280.59	182.04	-218.69	347.36
G5-CFST	24.74	-262.57	275.45	121.82	-198.55	279.61	174.27	-224.94	346.32
G5-CFST-CC	56.36	-243.50	275.43	127.77	-194.35	280.49	166.30	-232.19	346.25
G5-CFST-SP	-4.47	-288.25	275.49	113.83	-206.42	279.91	164.41	-236.57	348.25
G5-CFST-ST	50.13	-247.01	274.97	122.35	-198.11	279.68	173.76	-226.63	347.40
G5-CFST-SC	12.10	-269.50	275.53	119.44	-200.93	279.91	176.26	-223.29	346.49
G6-CFST	43.33	-251.44	275.52	135.13	-186.54	279.65	186.66	-213.99	347.18
G6-CFST-CC	95.53	-215.31	275.59	138.32	-183.78	279.76	186.16	-216.04	348.56
G6-CFST-SP	-4.79	-291.80	274.30	128.19	-193.12	279.49	180.88	-220.75	348.08
G6-CFST-ST	82.70	-224.76	275.36	138.05	-183.75	279.51	186.24	-213.03	345.98
G6-CFST-SC	85.76	-222.47	275.31	144.14	-178.11	279.53	193.95	-206.18	346.55
G7-CFST	20.17	-264.90	275.47	138.84	-183.04	279.54	186.81	-215.25	348.42
G7-CFST-CC	78.06	-228.30	275.50	139.81	-182.25	279.61	190.03	-213.39	349.51
G7-CFST-SP	-4.71	-290.62	274.82	124.79	-195.50	278.89	182.48	-219.33	348.18
G7-CFST-ST	48.76	-247.87	275.29	135.49	-185.55	279.05	187.90	-212.60	347.01
G7-CFST-SC	112.84	-199.04	273.33	142.75	-178.90	279.06	201.15	-198.16	345.83
G8-CFST	54.74	-325.10	355.43	175.07	-238.67	359.56	224.72	-266.44	425.77
G8-CFST-CC	125.70	-275.79	355.47	177.52	-236.53	359.66	228.24	-264.33	426.88
G8-CFST-SP	-4.71	-371.70	355.48	161.87	-250.23	358.88	220.81	-272.02	427.20
G8-CFST-ST	108.13	-288.90	355.25	181.88	-236.29	363.04	227.61	-264.13	426.17
G8-CFST-SC	106.32	-290.25	355.27	185.60	-231.76	362.07	241.01	-252.54	427.44

3.3.2.4. Influencia de los parámetros.

El comportamiento de las secciones CFST pretensadas en general ha demostrado seguir cierta proporción y repetición de patrones. En este apartado se realiza un comparativo entre grupos, para que sea posible entender cuáles son los parámetros más determinantes.

Se ha establecido el Grupo 1 como grupo base y a partir de ello se realizan los siguientes comparativos entre el Grupo 1 y los Grupos 2 y 3, donde se cambian las longitudes de las columnas; entre el Grupo 1 y los Grupos 4 y 5, donde se cambian los espesores de chapa del tubo de acero; entre el Grupo 1 y

los Grupos 6 y 7, donde se modifican las características resistentes del hormigón; y entre el Grupo 1 y el Grupo 8, donde se modifican las características resistentes del acero. Todas las permutaciones están descritas en la **TABLA 8**, los análisis siguen abajo:

i. Comparativa entre el Grupo 1 y los Grupos 2 y 3 (ver **FIG. 101**, **FIG. 102**, **FIG. 103** y **FIG. 104**):

(a) En el CFST-SP (ver **FIG. 103**), la proporción de aumento de la resistencia a compresión de los especímenes de los grupos no se ve afectada por el aumento de la longitud de la barra. El incremento de capacidad de carga entonces no está correlacionado con la longitud de la columna. Por el contrario, la ductilidad del Grupo 2 y 3 se ve bastante afectada debido a los cambios de longitud; en consecuencia, el colapso de las secciones se produce mucho más temprano;

(b) En el CFST-ST (ver **FIG. 101**), la resistencia de la sección es más elevada que en una sección CFST convencional, pero a la vez disminuye a medida que la longitud de la columna aumenta; es decir, la influencia del pretensado sobre la sección CFST-ST en columnas largas es menos evidente que en columnas cortas. Además, la ductilidad del Grupo 2 y 3 también disminuye considerablemente cuando la columna se vuelve más larga, por consecuencia el colapso de estas secciones se produce de forma mucho más temprana;

(c) En el CFST-SC (ver **FIG. 102**), así como en el espécimen CFST-ST, la influencia del pretensado disminuye a medida que la longitud de la columna aumenta; la ductilidad y el la aparición del colapso también quedan afectados; es decir, no se aprecian ventajas específicas por utilizar este tipo de sección pretensada.

(d) En el CFST-CC (ver **FIG. 104**), siguiendo los modelos con pretensados axiales, la influencia de la precarga cambia con el aumento de longitud de la barra; a más incremento de longitud de la columna, peor es su comportamiento resistente. La ductilidad y punto de colapso siguen el mismo patrón de los demás modelos y también sufren con el aumento de longitud de la columna.

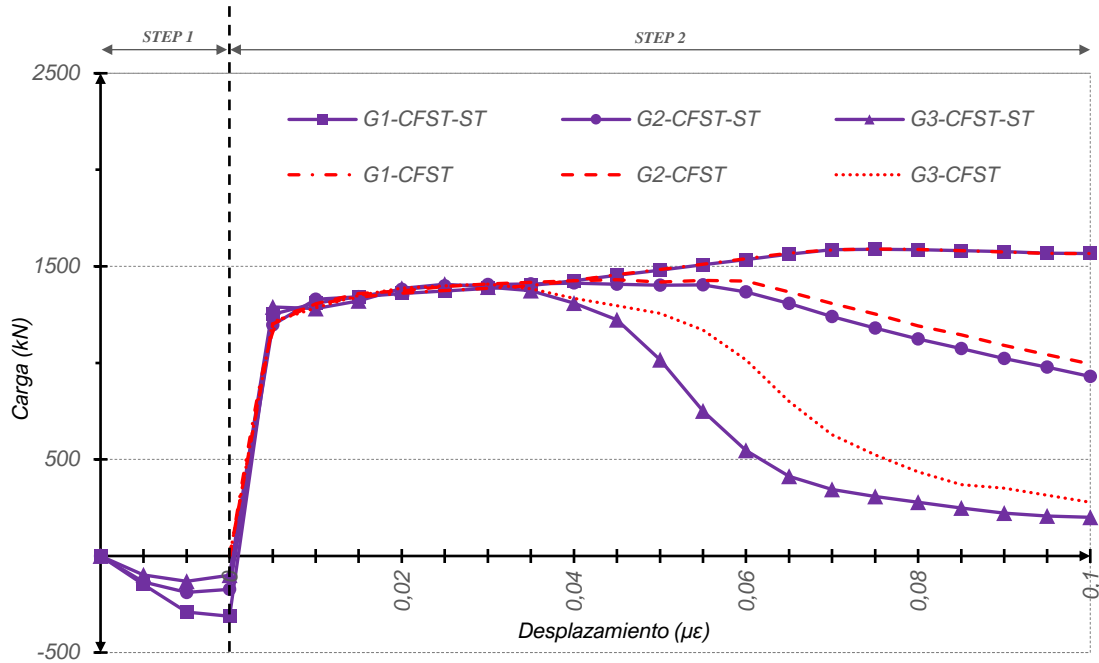


FIG. 101. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) - Comparación Grupo 1 x Grupo 2 x Grupo 3
CFST_G1 / CFST-ST_G1 / CFST_G2 / CFST-ST_G2 / CFST_G3 / CFST-ST_G3

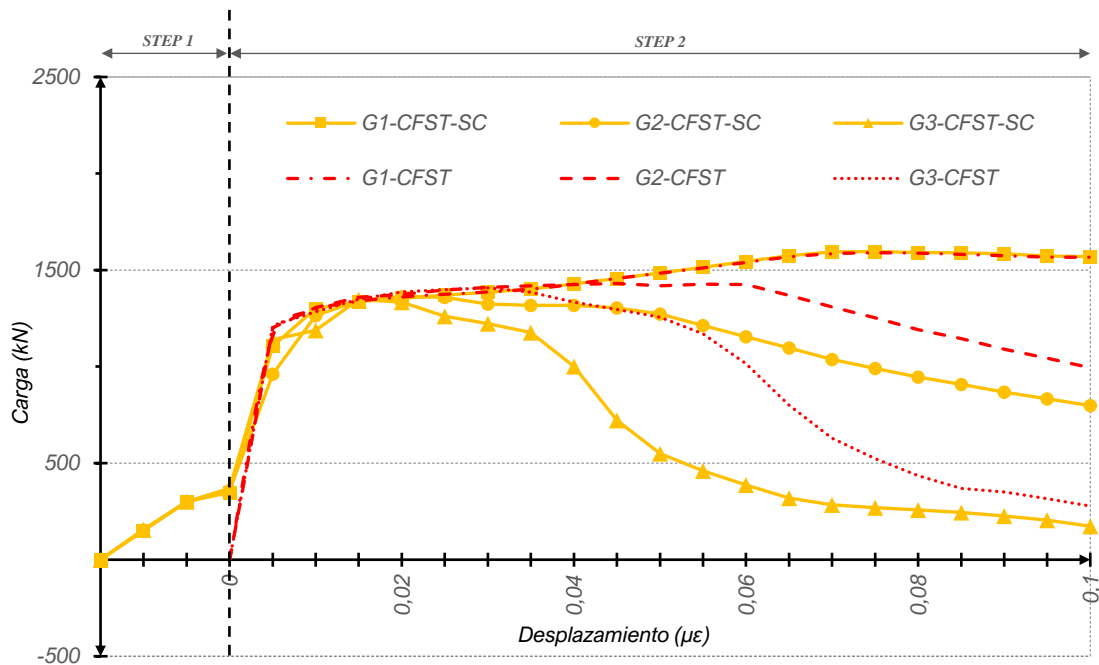


FIG. 102. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) - Comparación Grupo 1 x Grupo 2 x Grupo 3
CFST_G1 / CFST-SC_G1 / CFST_G2 / CFST-SC_G2 / CFST_G3 / CFST-SC_G3

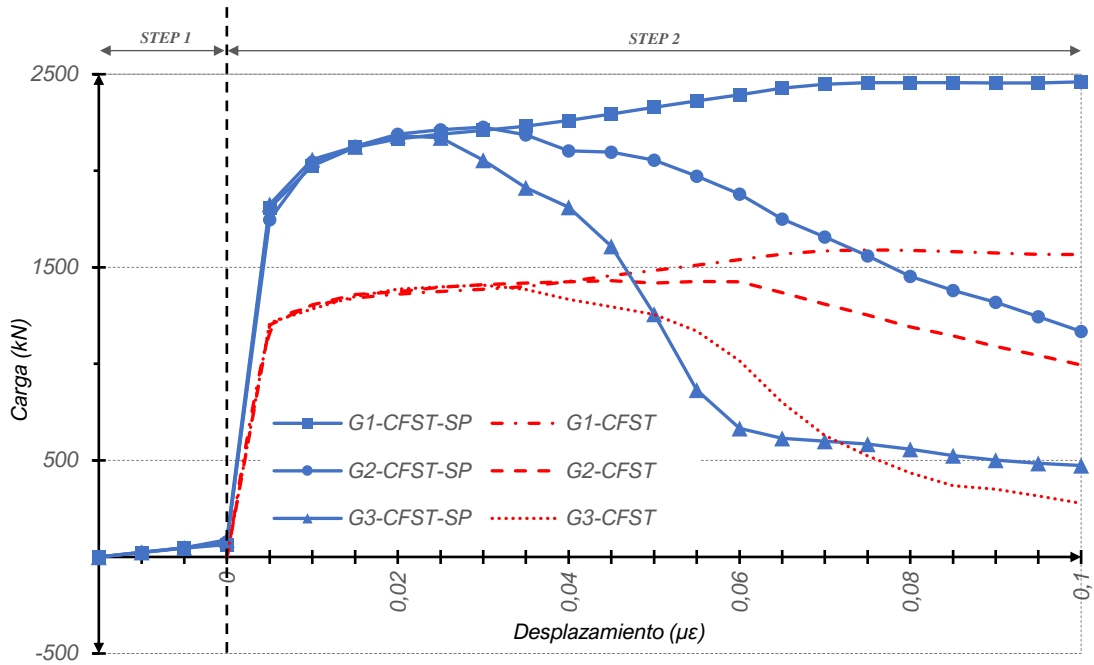


FIG. 103. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) - Comparación Grupo 1 x Grupo 2 x Grupo 3
CFST_G1 / CFST-SP_G1 / CFST_G2 / CFST-SP_G2 / CFST_G3 / CFST-SP_G3

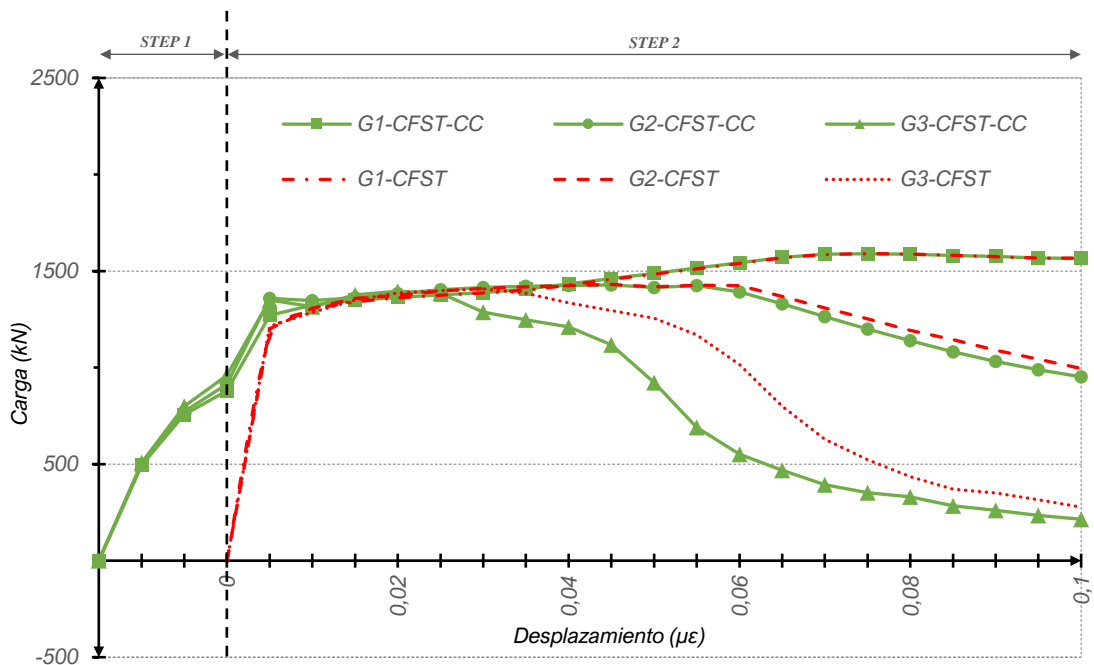


FIG. 104. Carga (kN) x Desplazamiento ($\mu\epsilon$) - Comparación Grupo 1 x Grupo 2 x Grupo 3
CFST_G1 / CFST-CC_G1 / CFST_G2 / CFST-CC_G2 / CFST_G3 / CFST-CC_G3

ii. Comparativa entre el Grupo 1 y los Grupos 4 y 5 (ver FIG. 105, FIG. 106, FIG. 107 y FIG. 108):

(a) En el CFST-SP (ver FIG. 107), cuanto mayor es la proporción D/t del tubo de acero en la sección mixta, menor es la influencia del pretensado ejerce sobre su capacidad resistente. La ductilidad no se ve prácticamente afectada, y por lo tanto, el punto en el que colapsa, tampoco;

(b) En el CFST-ST (ver FIG. 105), cuanto mayor es la proporción D/t del tubo de acero en la sección mixta, menor es la influencia que ejerce el pretensado sobre su capacidad resistente. La ductilidad no se ve prácticamente afectada, y por lo tanto, el punto en el que colapsa, tampoco;

(c) En el CFST-SC (ver FIG. 106), ídem CFST-ST;

(d) En el CFST-CC (ver FIG. 108), ídem CFST-SP;

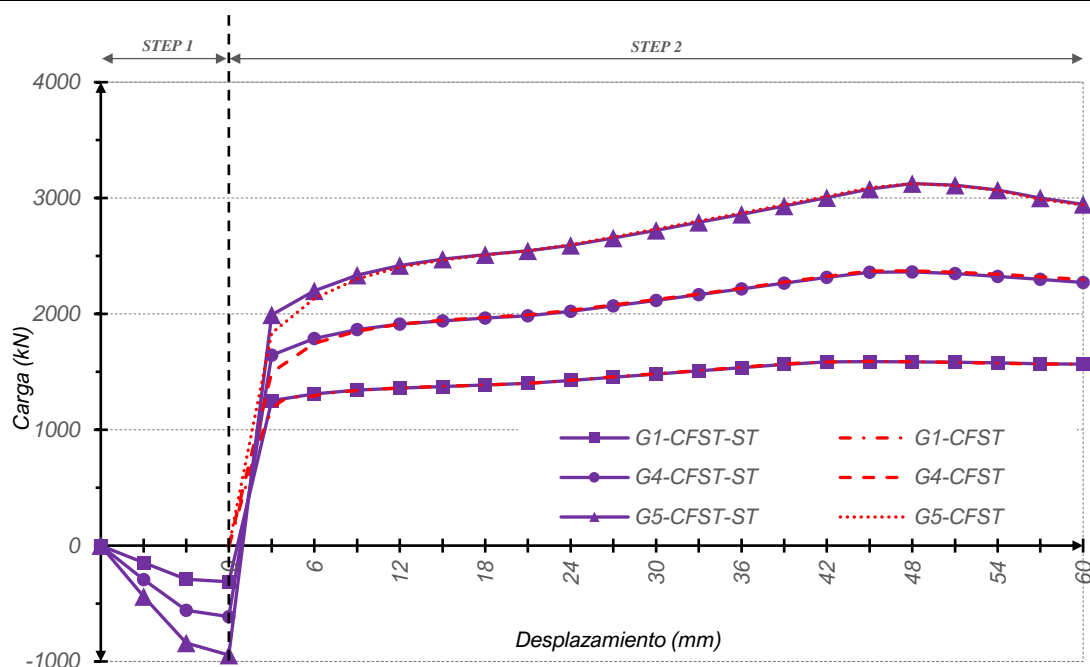


FIG. 105. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 4 X Grupo 5
CFST_G1 / CFST-ST_G1 / CFST_G4 / CFST-ST_G4 / CFST_G5 / CFST-ST_G5

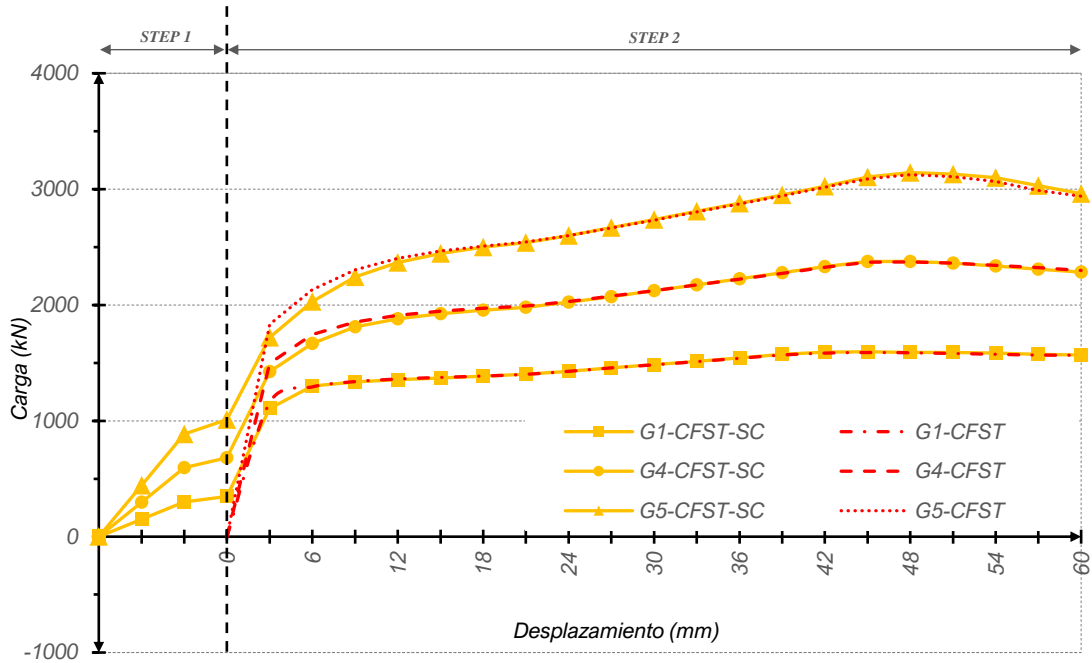


FIG. 106. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 4 x Grupo 5 CFST_G1 / CFST-SC_G1 / CFST_G4 / CFST-SC_G4 / CFST_G5 / CFST-SC_G5

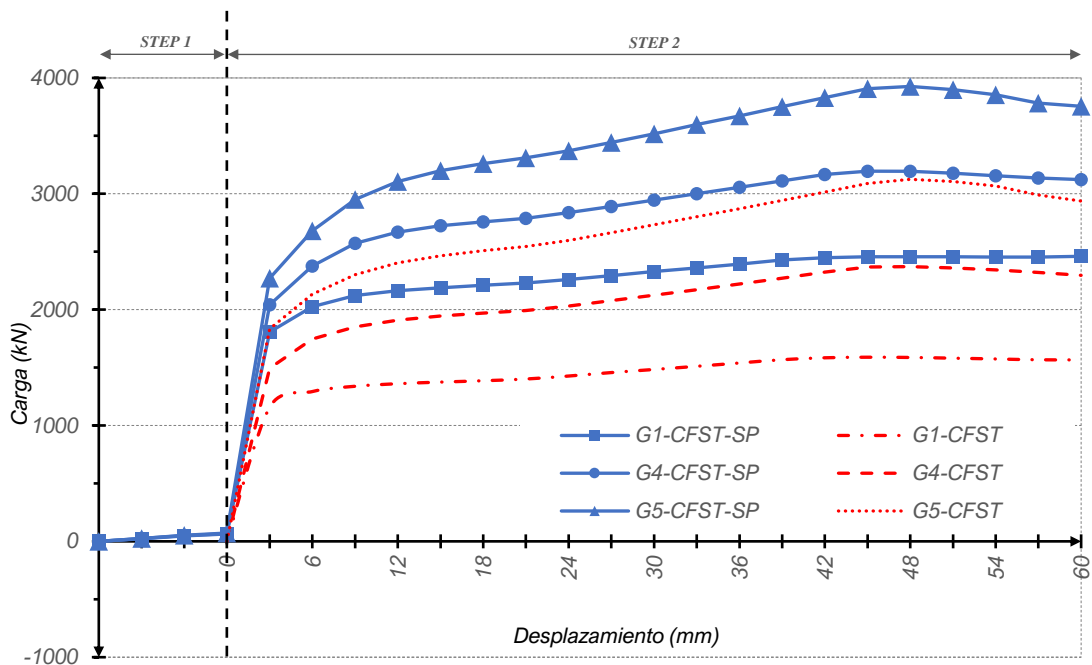


FIG. 107. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 4 x Grupo 5 CFST_G1 / CFST-SP_G1 / CFST_G4 / CFST-SP_G4 / CFST_G5 / CFST-SP_G5

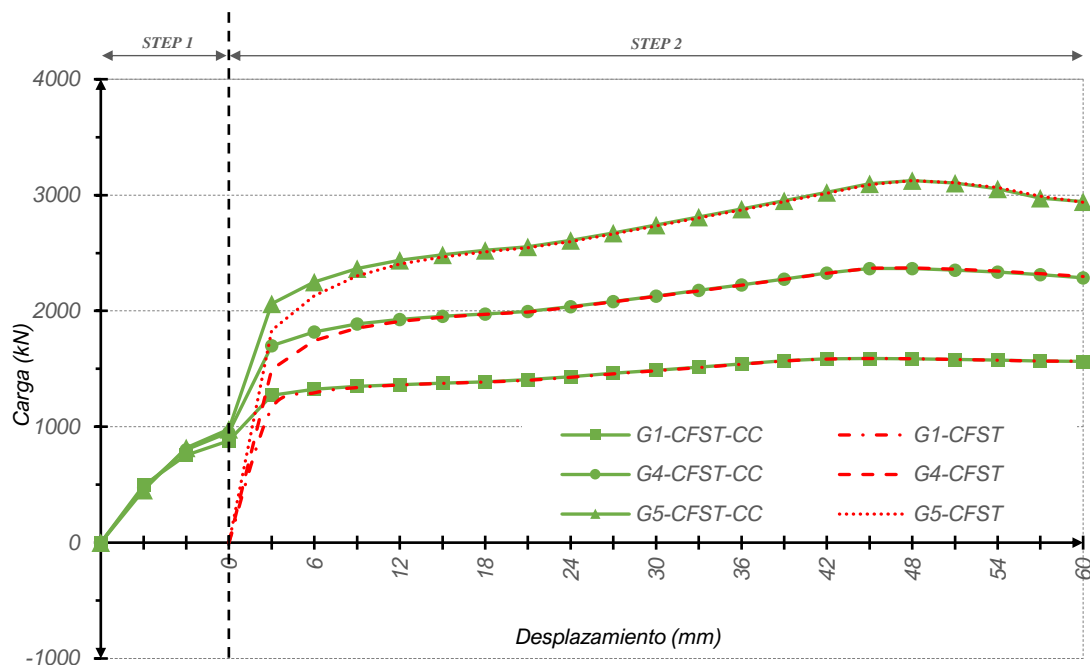


FIG. 108. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 4 x Grupo 5 CFST_G1 / CFST-CC_G1 / CFST_G4 / CFST-CC_G4 / CFST_G5 / CFST-CC_G5

iii. Comparativa entre el Grupo 1 y los Grupos 6 y 7 (ver **FIG. 109**, **FIG. 110**, **FIG. 111** y **FIG. 112**):

(a) En el CFST-SP (ver **FIG. 111**), la proporción de aumento de la capacidad portante de los especímenes no se ve afectada por las diferencias en la clase resistente del núcleo de hormigón. La ductilidad y el momento de colapso tampoco quedan afectados por estos cambios;

(b) En el CFST-ST (ver **FIG. 109**), la clase resistente del hormigón del núcleo disminuye considerablemente el efecto del pretensado sobre la capacidad última de la sección. La ductilidad y el momento de colapso tampoco quedan afectados por estos cambios;

(c) En el CFST-SC (ver **FIG. 110**), ídem CFST-SC;

(d) En el CFST-CC (ver **FIG. 112**), la disminución de capacidad de los especímenes de los grupos no se ve afectada por las

diferencias de clase resistente del núcleo de hormigón. La ductilidad y el momento de colapso tampoco quedan afectados por estos cambios;

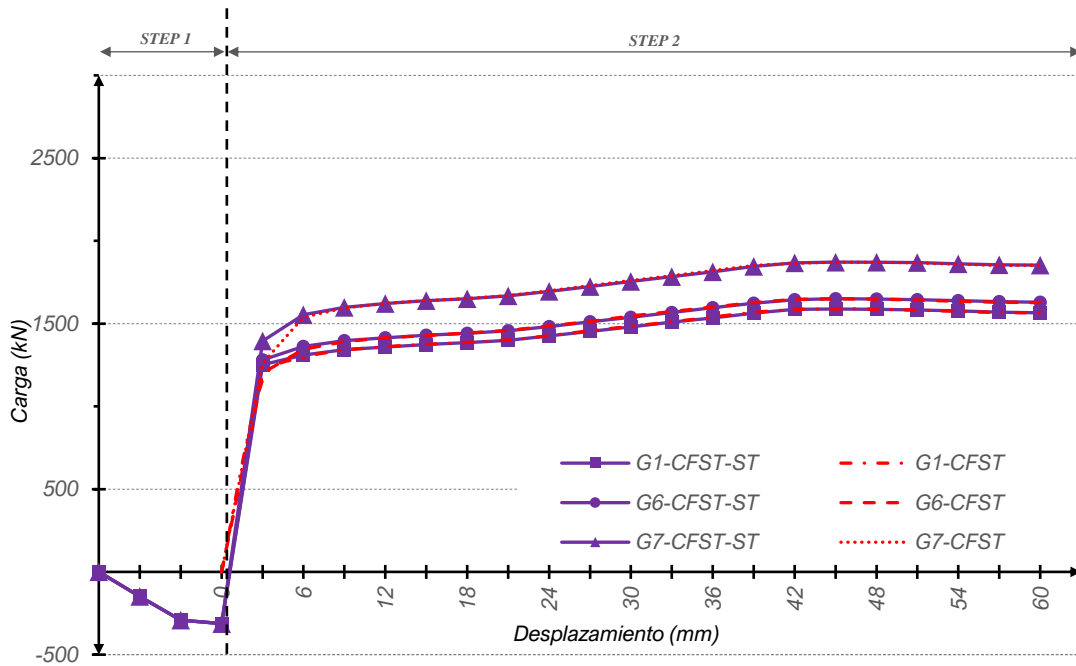


FIG. 109. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 6 X Grupo 7
CFST_G1 / CFST-ST_G1 / CFST_G7 / CFST-ST_G7 / CFST_G7 / CFST-ST_G7

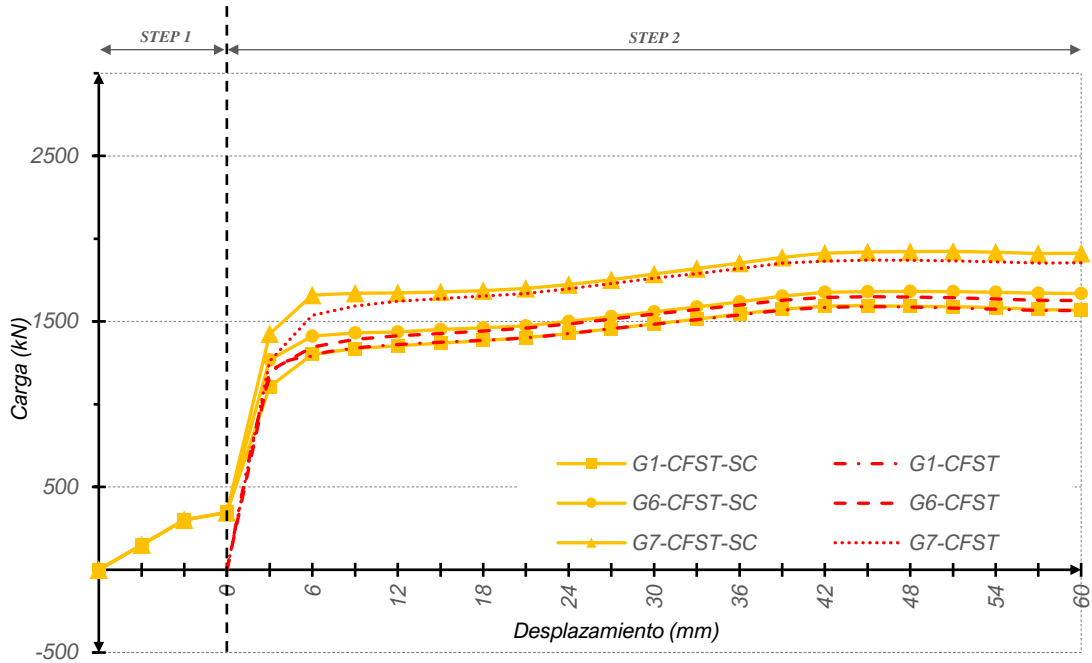


FIG. 110. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 6 x Grupo 7 CFST_G1 / CFST-SC_G1 / CFST_G6 / CFST-SC_G6 / CFST_G7 / CFST-SC_G7

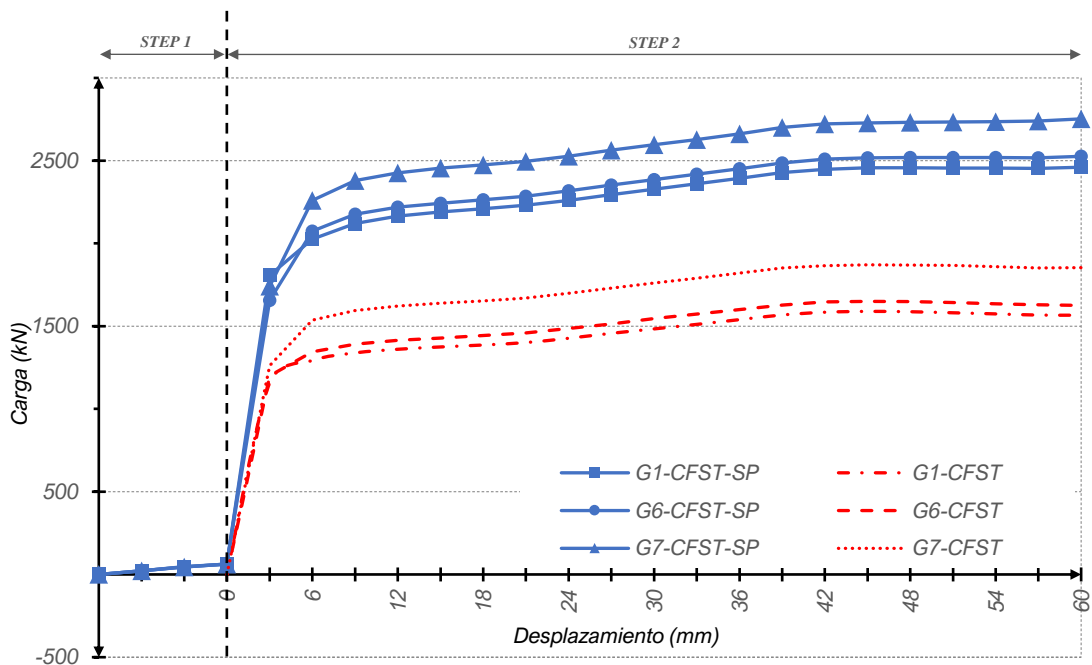


FIG. 111. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 6 x Grupo 7 CFST_G1 / CFST-SP_G1 / CFST_G6 / CFST-SP_G6 / CFST_G7 / CFST-SP_G7

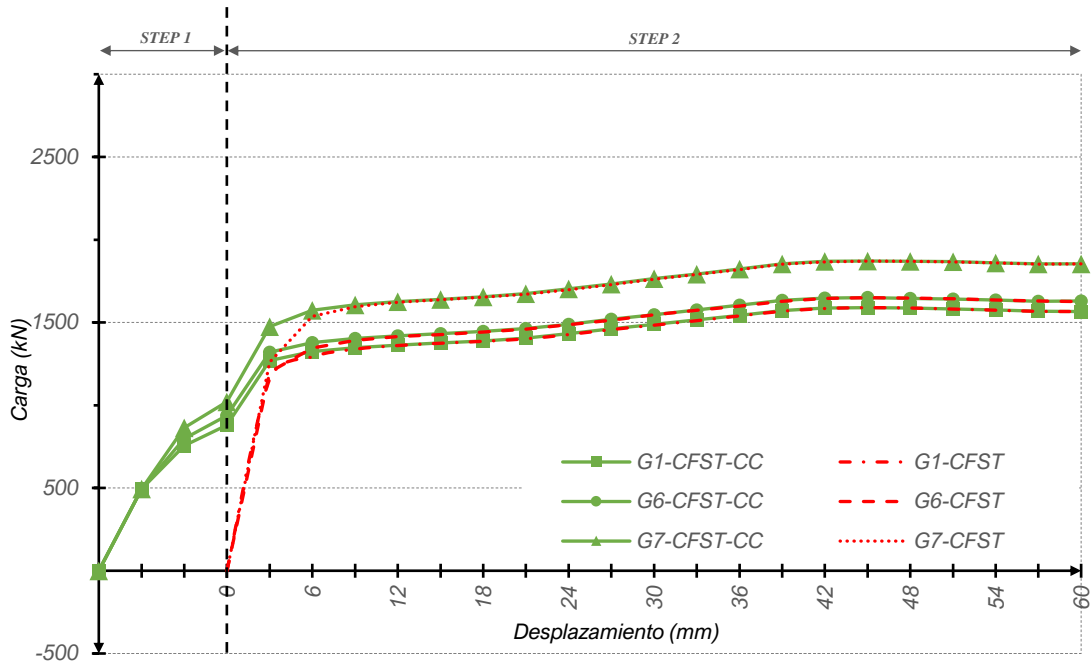


FIG. 112. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 6 x Grupo 7
CFST_G1 / CFST-CC_G1 / CFST_G6 / CFST-CC_G6 / CFST_G7 / CFST-CC_G7

iv. Grupo 1 x Grupo 8 (ver FIG. 113, FIG. 114, FIG. 115 y FIG. 116):

(a) En los especímenes CFST-SP, CFST-ST, CFST-SC y CFST-CC la calidad resistente del acero del tubo disminuye sensiblemente la influencia de la precarga sobre la capacidad última de la sección. La ductilidad y el momento de colapso tampoco quedan afectados por estos cambios;

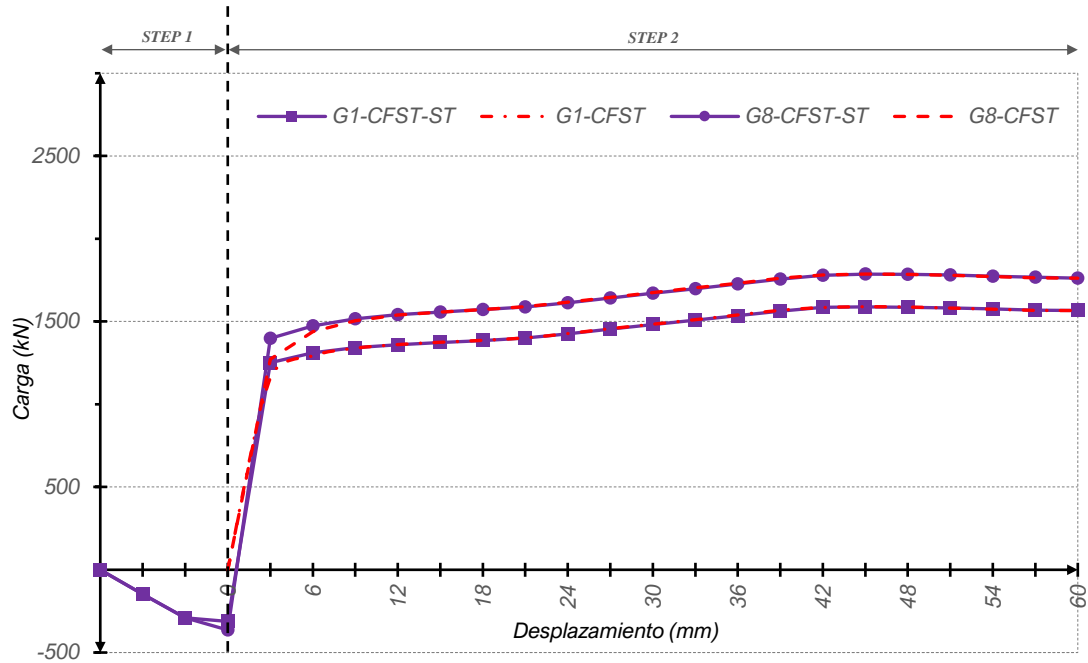


FIG. 113. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 8
CFST_G1 / CFST-ST_G1 / CFST_G8 / CFST-ST_G8

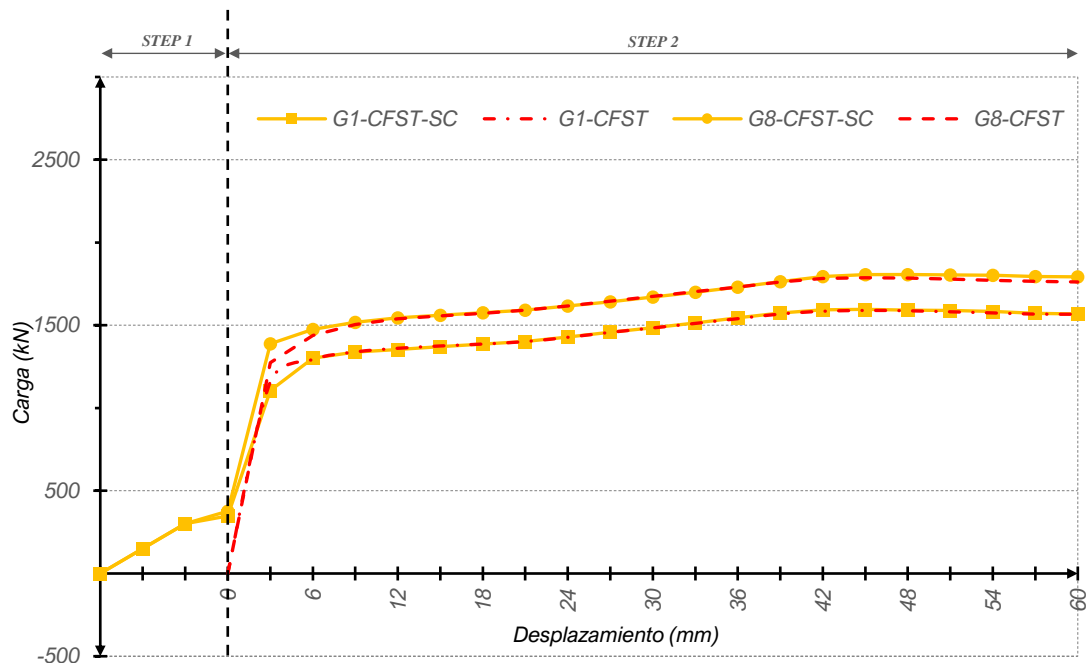


FIG. 114. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 8
CFST_G1 / CFST-SC_G1 / CFST_G8 / CFST-SC_G8

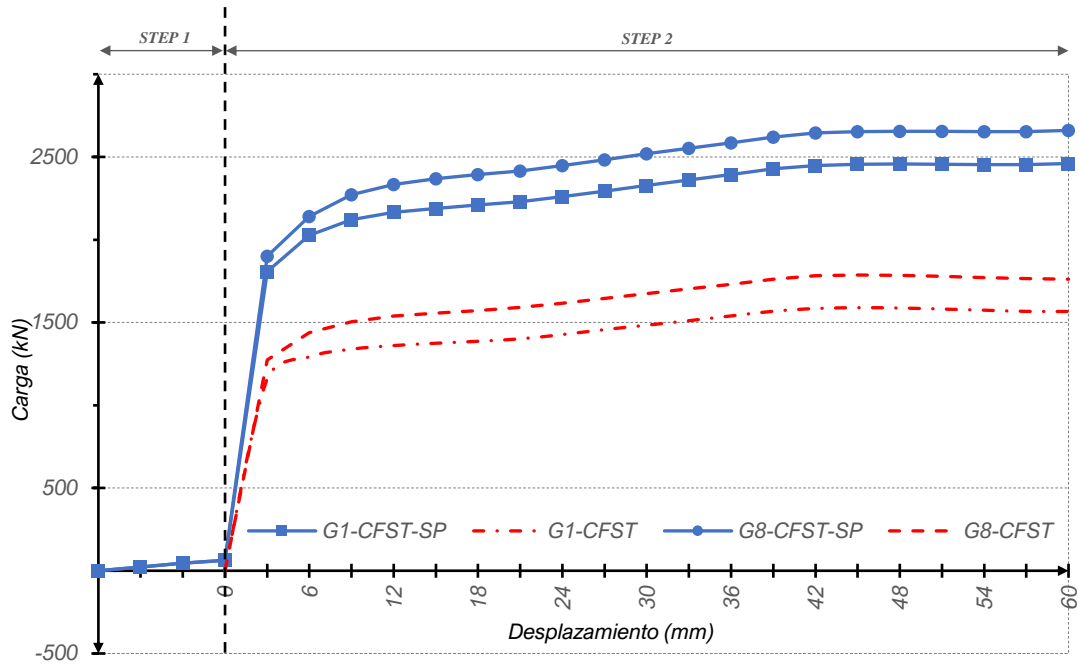


FIG. 115. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 8
CFST_G1 / CFST-SP_G1 / CFST_G8 / CFST-SP_G8

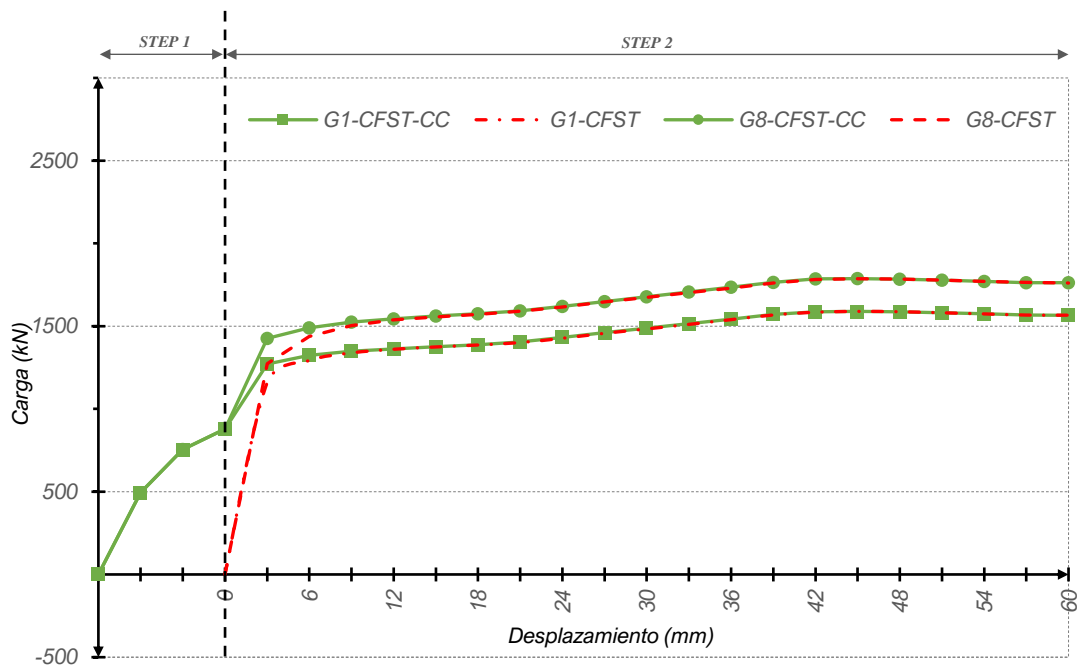


FIG. 116. Carga (kN) x Desplazamiento (mm) - Comparación Grupo 1 x Grupo 8
CFST_G1 / CFST-CC_G1 / CFST_G8 / CFST-CC_G8

3.3.3. Conclusiones

Como conclusiones de este apartado:

- *Los métodos de pretensado en los especímenes estudiados siguen siempre una misma lógica de comportamiento, aunque se modifiquen algunos factores relacionados con la calidad y resistencia de los componentes;*
- *Cuando la longitud es el factor de comparación, todos los especímenes pretensados experimentan una reducción de ductilidad importante, es decir, cuanto más se añade longitud a la barra peor es la respuesta del pretensado;*
- *Cuando la proporción de acero (D/t) en la sección es el factor de comparación, a medida que se aumenta el espesor del tubo de acero, la influencia de la precarga disminuye; a pesar de esto, la tendencia de comportamiento general de cada uno de los tipos de pretensado sigue el mismo patrón que el observado en el apartado anterior;*
- *Cuando el factor de comparación es la resistencia del hormigón (f_{ck}) los especímenes estudiados responden de formas distintas. En los modelos CFST-ST y CFST-SC con pretensados axiales del tubo de acero, se observa una disminución del efecto de pretensado sobre la sección, mientras que en los modelos CFST-SP y CFST-CC el hecho de cambiar la clase resistente del hormigón no genera cambios sobre la influencia que tiene la precarga en el tubo;*
- *Cambiando la clase resistente del acero (f_y) los especímenes estudiados responden de formas distintas; la influencia de la precarga disminuye, pero el comportamiento general de cada uno de los tipos de pretensado sigue el mismo que el observado en el apartado anterior;*

4.

ANÁLISIS EXPERIMENTAL

4.1. CARGA MONOTÓNICA Y CÍCLICA A COMPRESIÓN EN CFST

Para validar el comportamiento del pretensado en una sección circular tubular CFST, se eligió un ensayo de compresión cíclico, ya que esto permite verificar bastantes más cuestiones que con un simple análisis a compresión, como por ejemplo el aumento o disminución de rigidez en el elemento estructural.

Un ensayo bajo carga monotónica es eficiente para simular cargas axiales porque la carga se aplica de forma lineal, homogénea y creciente, obteniendo como respuesta directa la capacidad de carga en compresión o tracción en la probeta estructural experimentada. A pesar de que se trata de un ensayo muy común, sólo nos permite simular el comportamiento del espécimen bajo condiciones de carga estática aplicadas una sola vez. El hecho de expandir el ensayo a carga cíclica, repetida varias veces con procesos de carga-descarga, nos permite comprender cómo funcionan los procesos no lineales dentro del material a medida que la sección es cargada o descargada.

Los ensayos cíclicos tienen como objetivo definir las propiedades de degradación de un material sujeto a una repetición de una cierta carga (ciclos) durante su vida útil; es decir, permiten evaluar el proceso de evolución de daño que sufre el material. En las especialidades más mecánicas, se hace un gran esfuerzo para evaluar la degradación de los materiales, ya que una parte importante de las fallas en servicio de los componentes mecánicos se produce debido a la fatiga de los materiales utilizados.

En el análisis estructural, los ensayos cíclicos contribuyen básicamente a definir 2 puntos fundamentales: (1) simulan el proceso de fatiga del material estructural. Aplicando una carga fija, N , formando un ciclo completo con amplitud entre N_{trac} (probeta traccionada) y N_{comp} (probeta comprimida), y repitiendo este ciclo completo tantas veces sea necesario hasta que el material se rompe debido a su fatiga. En estos casos, la cantidad de ciclos completos aplicados es más

relevante que la carga máxima que este material soportará, ya que es posible simular la vida útil de una estructura frente a cargas repetitivas; y (2) estiman el comportamiento de una estructura ante movimientos sísmicos (terremotos). Para estos análisis es posible trabajar de distintas maneras, por ejemplo, variando progresivamente la cantidad de carga aplicada (tracción y compresión) a medida que avanzan los ciclos completos.

Según lo expuesto en las líneas anteriores, los experimentos se realizaron con la aspiración de simular la respuesta cíclica de los especímenes CFST estándar y especialmente también de los pretensados. Para ello, se han tomado algunas directrices y definiciones teóricas, para los experimentos y posteriormente para los modelos FEM, basadas en algunos autores (Han et al, 2005; Han et al, 2009; Ge et al, 2003; Patel et al, 2014; Susantha et al, 2002; y Lubliner et al, 1989) y que se describen a continuación:

- Al tratarse de tubos CFST donde se prevén las principales posibilidades de uso en una estructura, siendo pilares y arcos, los ciclos de carga serán de compresión axial;
- Dado que el propósito del ensayo no es romper las probetas por falla a compresión, sino verificar el desempeño y comportamiento elástico-plástico cuando las piezas son sometidas a una secuencia de ciclos de carga, en el primer momento se aplicarán ciclos de carga crecientes hasta alcanzar la carga máxima (estipulada para el ensayo) y posteriormente aplicar ciclos de carga decrecientes;
- Se utiliza como premisa teórica la afirmación de que los materiales sometidos a cargas cíclicas modifican su comportamiento de resistencia mecánica y de rigidez. Mientras que en el análisis monotónico se utiliza el modelo material para el acero de endurecimiento isotrópico (Isotropic Hardening), cuando el material está sometido a un comportamiento cíclico se produce un cambio constitutivo en las probetas ensayadas; por este motivo, el modelo material que tiene que adoptarse en estos casos dispone de un endurecimiento cinemático (Kinematic Hardening). Este efecto es conocido como *Bauchinger Effect* y se representa gráficamente en la **FIG. 117**.

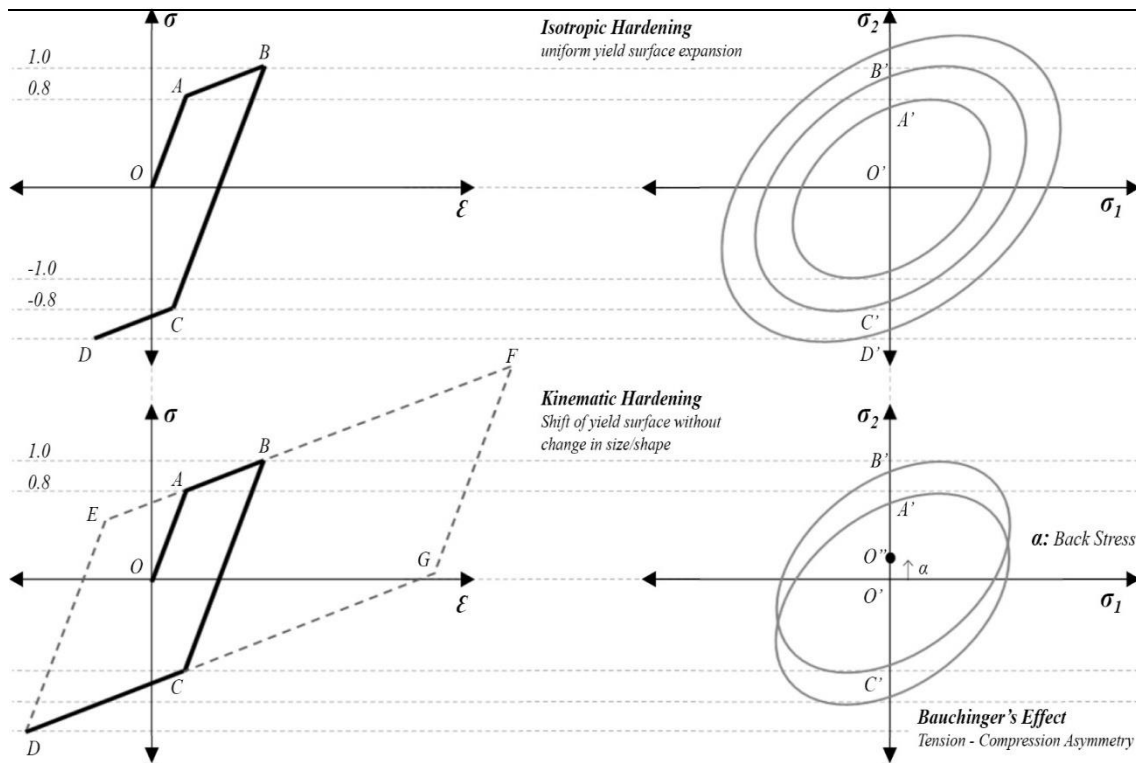
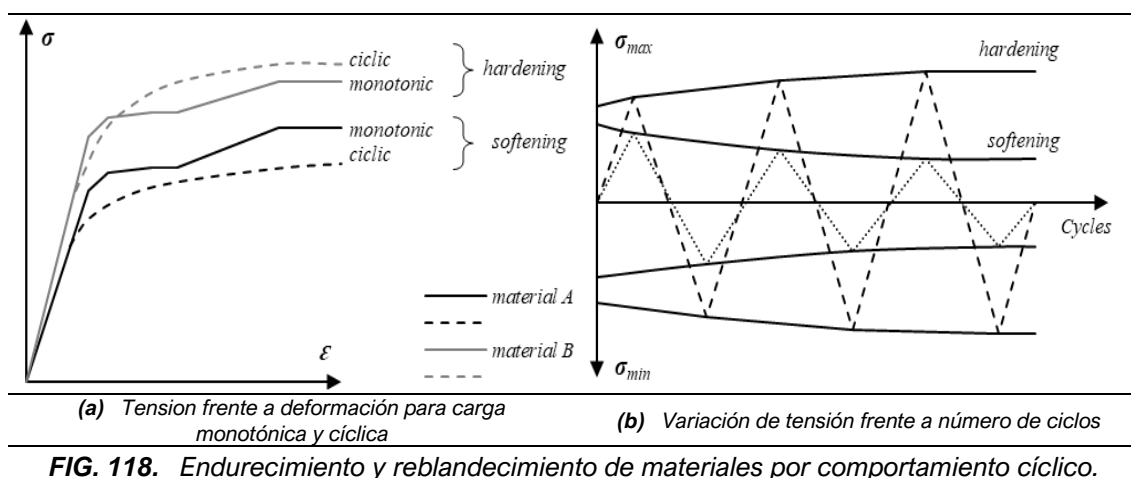


FIG. 117. Comportamiento isotrópico y cinemático: efecto de Bauginger

- La modificación del comportamiento material establecida por el efecto Bauginger puede cambiar un material, aumentando o reduciendo su capacidad mecánica durante la repetición de un ciclo. En la **FIG. 118a**, puede verse el gráfico Tensión-Deformación comparando 2 materiales, donde el material A reduce su capacidad (softening) mientras que el material B aumenta su capacidad (hardening) en el análisis cíclico frente al análisis monotónico. También es posible observar, en la **FIG. 118b**, el mismo efecto de incremento (hardening) o disminución (softening) de la capacidad tensional mientras se aplican los sucesivos ciclos de carga.



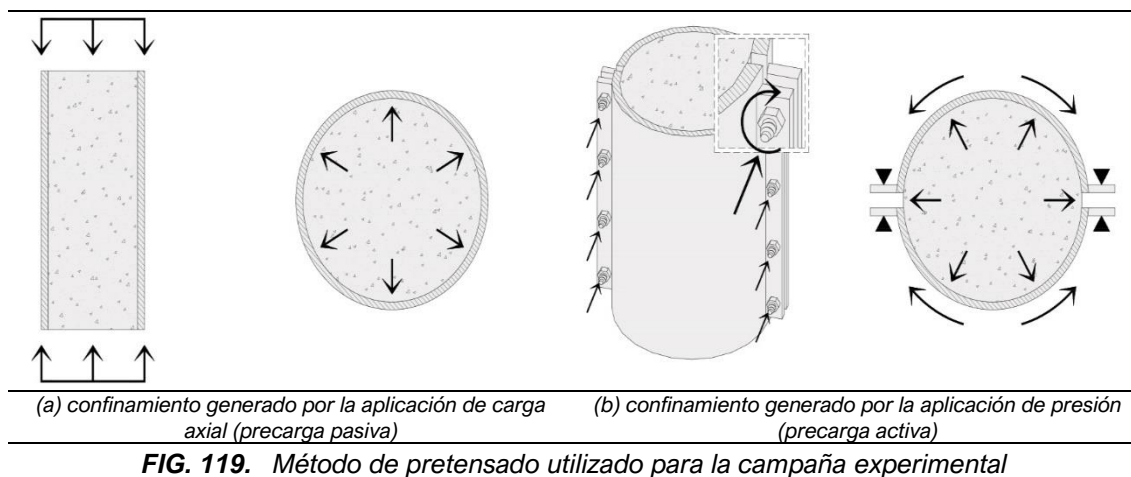
4.2. HIPÓTESIS INICIALES

Como se indicó en el apartado anterior, el pretensado activo bajo algunas suposiciones puede ser beneficioso en términos de activar el efecto de confinamiento ya en las primeras etapas de la carga. La campaña numérica realizada en base a distintas formas de precargar las secciones concluyó que la tensión de tracción circunferencial inicial en el tubo avanza la aparición del efecto de confinamiento en las primeras etapas de carga.

Aunque puede haber diferentes formas de aplicar el pretensado circunferencial, para la campaña experimental se ha seleccionado el método de aplicación que funciona a partir de tornillos laterales en el tubo de acero debido a la facilidad de construcción y la eficiencia observada durante la verificación numérica. (ver **FIG. 119**)

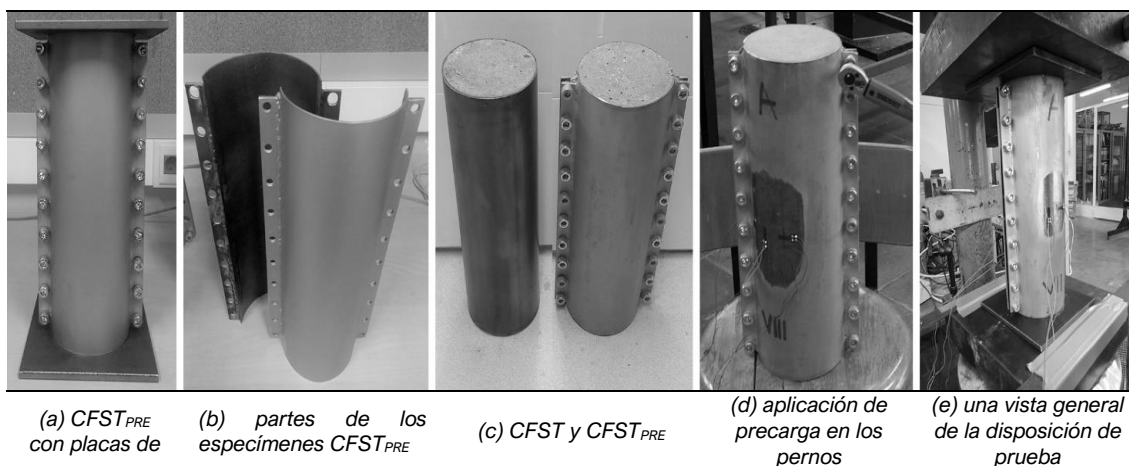
Los resultados numéricos señalaron que las ventajas de pretensar activamente el acero conducen a una mejora de la ductilidad y reducen el daño del hormigón embebido. Otros posibles beneficios podrían ser un mayor rango

elástico-plástico en la sección compuesta, el hecho de evitar el pandeo local y mejorar el comportamiento cíclico.



4.3. VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL

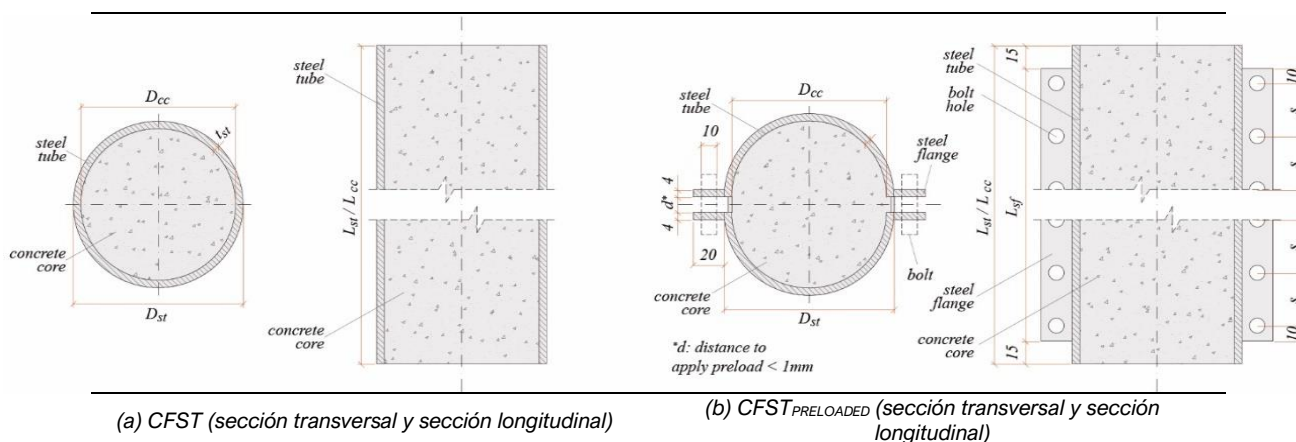
Para comprobar la hipótesis inicial señalada, se ha llevado a cabo una campaña experimental ensayando secciones CFST estándar y a la vez, pretensadas lateralmente (ver FIG. 120).



aplicación de
carga

FIG. 120. Imágenes de los especímenes ensayados e instrumentación

4.3.1. Detalles de los especímenes ensayados



(a) CFST (sección transversal y sección longitudinal)

(b) CFST_{PRELOADED} (sección transversal y sección longitudinal)

FIG. 121. Dimensiones y dibujos de especímenes

Se han ensayado un conjunto de 8 muestras diferentes de acuerdo con la siguiente tabla (ver **TABLA 10**), tres de ellas pretensadas circunferencialmente (SP6 a SP8) por una presión equivalente de 2,0 MPa. Todas las probetas se han fabricado de una altura de 400 mm, con un diámetro exterior de 126 mm, lo que corresponde a una relación L/D superior a 3. El espesor se ha fijado en 2mm para evitar efectos de pandeo local, con una relación D/t relación de 63 (**FIG. 121** y **TABLA 10**). La mayoría de los especímenes han sido sometidos a carga cíclica, aumentando proporcionalmente la carga en cada ciclo (ver **TABLA 12**).

TABLA 10. Propiedades de los especímenes testados

Identificación de los especímenes	Tubo de Acero				Núcleo de Hormigón			Alas de Acero				Tornillos		
	D_{st} (mm)	L_{st} (mm)	t_{st} (mm)	f_y (MPa)	D_{cc} (mm)	L_{cc} (mm)	f_{ck} (MPa)	W_{sf} (mm)	L_{sf} (mm)	t_{sf} (mm)	f_y (MPa)	Q_b (un)	D_b (mm)	Class (grade)

SP-1 / SP-2 / SP-3 (tubo de acero)	130	400	2	275	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SP-4 / SP-5 (CFST)	130	400	2	275	126	400	25	-	-	-	-	-	-	-	-
SP-6 / SP-7 / SP-8 (CFST _{PRELOADED})	130	400	2	275	126	400	25	20	370	4	275	20	10	8.8	

TABLA 11. Mistura para Hormigón ($f_{ck} = 25\text{MPa}$)

Material	Cantidad (para 1m^3)
Cemento	380 Kg/m^3
Arena* ¹	760 Kg/m^3
Agregado grueso* ¹	1140 Kg/m^3
Agua	228 Kg/m^3
A/C	0.6

*1 granulometría entre 0 y 12mm

TABLA 12. Precarga y tipo de carga

Espécimen	Precarga	Tipo de carga aplicada
SP-1, SP-2, SP-4 and SP-5	No	Cíclica
SP-3	No	Monotónica
SP-6 to SP-8	Si ($\approx 2\text{MPa}$)	Cíclica

Tal y como aparece en la **FIG. 121** y la **TABLA 10**, las probetas se han fabricado con acero de calidad S275 y espesor de pared de 2 mm, aunque la chapa de las alas laterales atornilladas se ha fabricado de 4 mm para evitar puntos débiles. A lo largo de estas alas se han realizado un conjunto de agujeros de 10 mm de diámetro para posteriormente aplicar el pretensado activo mediante el uso de 10 tornillos (grado 8,8 MPa). Se han diseñado alas laterales con una longitud ligeramente inferior (370 mm) respecto a la altura total de las probetas, con el fin de evitar el contacto con la prensa en los bordes, hecho que supondría una desviación de los resultados.

El hormigón utilizado proviene de una mezcla pre-industrializada con resistencia característica mínima de 25 MPa. Las características de la mezcla están descritas en la **TABLA 11**.

4.3.2. Instrumentación y procedimientos del ensayo

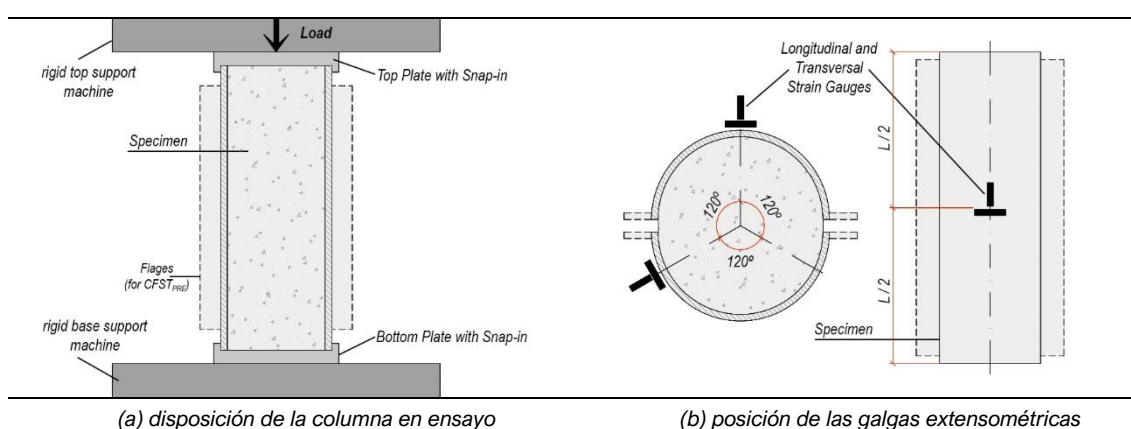


FIG. 122. Vista esquemática de la máquina de prueba y del espécimen testado

La campaña experimental se ha llevado a cabo utilizando la máquina SUZPECAR con una capacidad máxima de compresión de 1500 kN en el Laboratorio de Materiales de la EPSEB (UPC, Barcelona, España), ver **FIG. 120e**. Se han diseñado los especímenes para utilizar sólo el 45% de la capacidad de la máquina.

Para monitorizar los resultados se han utilizado 4 galgas extensométricas TML (FLA-10-11) en cada probeta, fijadas en la superficie exterior del tubo (2 verticales y 2 horizontales), ver **FIG. 120d**. En general han proporcionado resultados bastante precisos, excepto en 3 casos; las galgas se ubicaron en la mitad de la altura de las probetas para evitar interferencias provenientes de las condiciones de contorno en los bordes, y al mismo tiempo distribuidos a lo largo del perímetro de la sección transversal a 120° (ver **FIG. 122b**). La distribución de

las galgas se diseñó específicamente para medir los esfuerzos en diferentes partes de los componentes de la sección; 2 de las 4 galgas se han situado en las proximidades de las alas atornilladas, mientras que las otras 2 en la mitad del tubo. Adicionalmente a las galgas, se ha previsto un extensómetro sobre uno de los platos de la prensa para verificar el desplazamiento vertical durante el ensayo. Los extensómetros seleccionados son digitales, con una deformación nominal máxima de 200mm.

Para garantizar la aplicación uniforme de la carga, evitar esfuerzos severos en los bordes y mantener la posición de las probetas durante todo el ensayo, se han diseñado y fabricado previamente 2 chapas de acero a través de las que se ha introducido la carga y se han fijado los bordes. Estas pletinas son de espesor 10 mm, con unas dimensiones exteriores de 200 mm x 200 mm y rebajadas interiormente 2 mm un diámetro de 130 mm para fijar las probetas (ver **FIG. 120a** y **FIG. 122a**).



FIG. 123. Imágenes de los especímenes ensayados

4.3.3. Análisis de los resultados obtenidos

Como ya se describió en la campaña experimental, el hecho de introducir el pretensado activo circunferencial en las secciones CFST sin material adicional no conduce a una mejora de la capacidad de la sección mixta. Teóricamente, para obtener una ganancia significativa de carga última se requiere de la aportción de material adicional a la sección transversal. Sin embargo, el hecho de pretensar activamente proporciona capacidades interesantes a las secciones CFST, tal y como se desprende del análisis FEM en términos de prevención de daños en el hormigón embebida bajo carga cíclica. Se ha verificado numéricamente que una activación temprana del efecto de confinamiento implica alcanzar antes la carga última, ya que el hormigón es solicitado también antes.

Como se ha descrito anteriormente, las secciones CFST con y sin precarga activa se han ensayado a compresión simple siguiendo diferentes pasos. Los resultados de la campaña se explican y analizan a continuación.

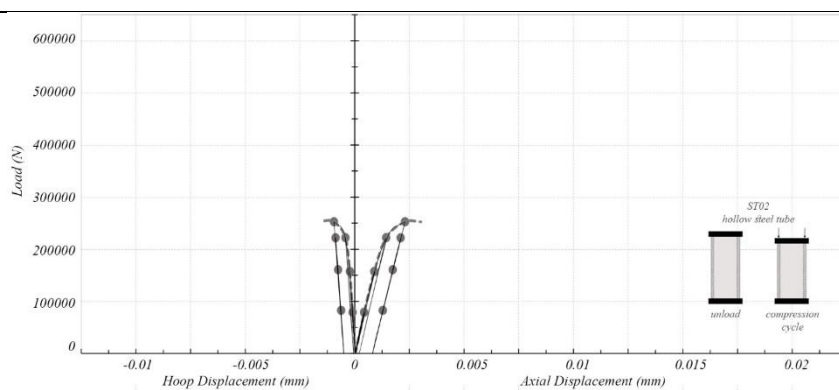


FIG. 124. Carga x. Desplazamiento en ST (ST02)

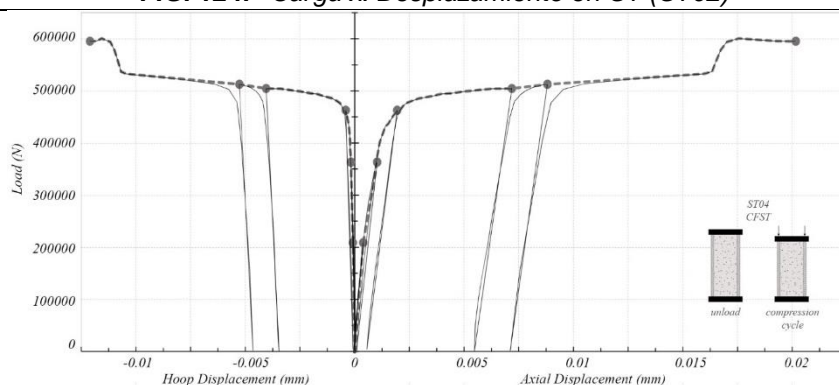


FIG. 125. Carga x. Desplazamiento en CFST (ST04)

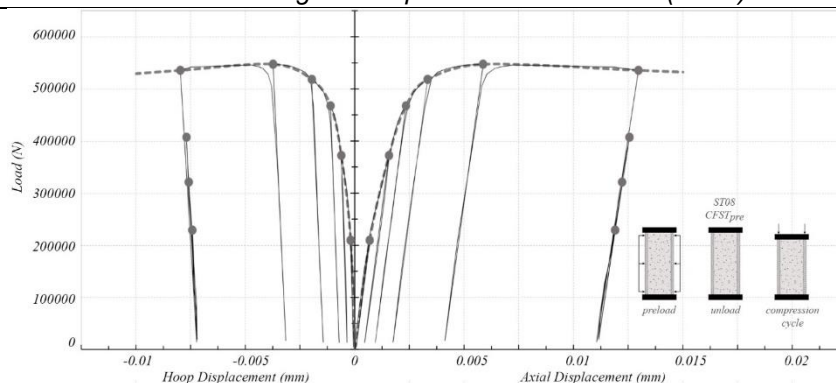


FIG. 126. Carga x. Desplazamiento en CFST_{PRELOADED} (ST08)

TABLA 13. Resultados de los especímenes testados: cargas y desplazamiento

Especímen	Carga (N)	Desplazamiento Axial		Desplazamiento Circunferencial	
		A _{axial} (mm)	B _{axial} (mm)	A _{hoop} (mm)	B _{hoop} (mm)
ST-1 hollow steel tube cyclic	Start	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
	1st Cycle	80.98	0.00072	0.00049	-0.00007
	unload	1.19	0.00000	0.00004	-0.00003
	2nd Cycle	149.65	0.00128	0.00042	-0.00032
	unload	1.73	0.00016	0.00004	-0.00002
	3rd Cycle	223.30	0.00204	0.00101	-0.00079
	unload	5.52	0.00073	0.00006	-0.00031
	4th Cycle	254.31	0.00295	0.00164	-0.00135
	unload	1.53	0.00163	0.00044	-0.00087
	5th Cycle	223.79	0.00290	0.00153	-0.00134
	unload	2.10	0.00165	0.00045	-0.00089
	6th Cycle	150.25	0.00248	0.00109	-0.00121
	unload	0.80	0.00164	0.00046	-0.00087
	7th Cycle	85.26	0.00210	0.00071	-0.00108
ST-2 hollow steel tube cyclic	Start	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
	1st Cycle	79315.25	0.00040	0.00054	-0.00013
	unload	1987.98	0.00000	0.00006	0.00000
	2nd Cycle	158117.16	0.00086	0.00098	-0.00026
	unload	576.78	0.00001	0.00005	-0.00001
	3rd Cycle	222941.71	0.00141	0.00149	-0.00045
	unload	580.63	0.00017	0.00018	-0.00008
	4th Cycle	253559.23	0.00227	0.00219	-0.00099
	unload	163.42	0.00078	0.00076	-0.00053
5th Cycle	222832.12	0.00207	0.00208	-0.00091	

Capítulo 4
Análisis Experimental

	<i>unload</i>	1128.57	0.00080	0.00080	-0.00053	-0.00046
	<i>6th Cycle</i>	161352.91	0.00171	0.00174	-0.00079	-0.00066
	<i>unload</i>	278.78	0.00078	0.00077	-0.00053	-0.00046
	<i>7th Cycle</i>	83102.78	0.00125	0.00129	-0.00066	-0.00056
ST-3 <i>hollow steel tube</i> <i>monotonic</i>	<i>Start</i>	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	<i>1st Point</i>	47628.75	0.00019	0.00031	-0.00002	-0.00004
	<i>2nd Point</i>	186765.93	0.00095	0.00135	-0.00010	-0.00030
	<i>3rd Point</i>	227557.89	0.00130	0.00193	-0.00018	-0.00045
	<i>4th Point</i>	259998.05	0.00215	0.00290	-0.00065	-0.00111
	<i>5th Point</i>	284297.88	0.00625	0.00756	-0.00303	-0.00412
	<i>6th Point</i>	284178.68	0.00635	0.00768	-0.00310	-0.00419
	<i>7th Point</i>	283992.19	0.00639	0.00772	-0.00313	-0.00421
ST-4 <i>CFST</i> <i>cyclic</i>	<i>Start</i>	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	<i>1st Cycle</i>	208852.84	0.00038	0.00039	-0.00017	-0.00008
	<i>unload</i>	532.56	-0.00005	-0.00005	-0.00004	0.00001
	<i>2nd Cycle</i>	363117.10	0.00101	0.00103	-0.00039	-0.00017
	<i>unload</i>	1218.93	0.00005	0.00008	-0.00008	0.00002
	<i>3rd Cycle</i>	462750.46	0.00180	0.00194	-0.00082	-0.00041
	<i>unload</i>	6175.42	0.00049	0.00056	-0.00039	-0.00007
	<i>4th Cycle</i>	504836.33	0.00769	0.00719	-0.00473	-0.00404
	<i>unload</i>	957.46	0.00613	0.00547	-0.00408	-0.00345
	<i>5th Cycle</i>	512747.86	0.00960	0.00882	-0.00601	-0.00527
	<i>unload</i>	3683.72	0.00798	0.00712	-0.00533	-0.00464
	<i>6th Cycle</i>	587225.83	0.02014	0.02017	-0.01343	-0.01156
ST-5 <i>CFST</i> <i>cyclic</i>	<i>Start</i>	0.00	0.00000	0.00001	0.00000	0.00001
	<i>1st Cycle</i>	265687.04	0.00059	0.00075	-0.00020	-0.00017
	<i>unload</i>	357.60	0.00004	0.00002	-0.00007	0.00000
	<i>2nd Cycle</i>	452335.69	0.00142	0.00344	-0.00057	-0.00150
	<i>unload</i>	776.73	0.00020	0.00188	-0.00019	-0.00105
	<i>3rd Cycle</i>	516168.18	0.01490	0.02090	-0.01289	-0.01126
ST-6 <i>CFST_{PRELOADED}</i> <i>cyclic</i>	<i>Start</i>	0.00	0.00000	-	0.00000	0.00000
	<i>1st Cycle</i>	212250.09	0.00049	-	-0.00015	-0.00011
	<i>unload</i>	1645.75	0.00002	-	-0.00002	-0.00004
	<i>2nd Cycle</i>	362011.60	0.00139	-	-0.00054	-0.00024
	<i>unload</i>	2412.87	0.00016	-	-0.00020	-0.00011
	<i>3rd Cycle</i>	534679.05	0.00213	-	-0.00111	-0.00235
	<i>unload</i>	3497.22	0.00021	-	-0.00046	-0.00182
	<i>4th Cycle</i>	390675.75	0.00157	-	-0.00092	-0.00220
	<i>unload</i>	3587.59	0.00021	-	-0.00045	-0.00184
	<i>5th Cycle</i>	220167.39	0.00107	-	-0.00073	-0.00200
	<i>unload</i>	5171.81	0.00020	-	-0.00044	-0.00185
	<i>6th Cycle</i>	216547.12	0.00104	-	-0.00072	-0.00199

Capítulo 4

Análisis Experimental

ST-7 CFST _{PRELOADED} cyclic	Start	0.00	0.00000	-	0.00000	0.00000
	1st Cycle	206315.00	0.00041	-	-0.00016	-0.00007
	unload	1401.58	0.00001	-	-0.00004	-0.00002
	2nd Cycle	297679.23	0.00066	-	-0.00029	-0.00020
	unload	3499.15	0.00002	-	-0.00010	-0.00009
	3rd Cycle	202556.30	0.00049	-	-0.00025	-0.00017
	unload	6092.74	0.00004	-	-0.00011	-0.00010
	4th Cycle	363841.92	0.00092	-	-0.00046	-0.00037
	unload	5917.79	0.00009	-	-0.00022	-0.00016
	5th Cycle	461771.85	0.00155	-	-0.00081	-0.00094
	unload	9853.36	0.00033	-	-0.00045	-0.00050
	6th Cycle	504467.19	0.00239	-	-0.00119	-0.00163
	unload	4223.97	0.00091	-	-0.00069	-0.00107
	7th Cycle	463859.80	0.00226	-	-0.00115	-0.00162
	unload	13671.66	0.00094	-	-0.00071	-0.00112
	8th Cycle	358399.02	0.00195	-	-0.00104	-0.00150
	unload	8230.68	0.00095	-	-0.00071	-0.00112
	9th Cycle	218625.46	0.00148	-	-0.00088	-0.00133
ST-8 CFST _{PRELOADED} cyclic	Start	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	1st Cycle	208691.35	0.00013	0.00068	-0.00004	-0.00019
	unload	4266.27	0.00002	0.00006	0.00001	-0.00006
	2nd Cycle	371230.50	0.00044	0.00156	-0.00013	-0.00062
	unload	12631.53	0.00005	0.00044	0.00001	-0.00036
	3rd Cycle	466593.75	0.00087	0.00234	-0.00040	-0.00111
	unload	12389.28	0.00006	0.00093	-0.00012	-0.00072
	4th Cycle	516821.87	0.00125	0.00333	-0.00063	-0.00197
	unload	13404.42	0.00006	0.00175	-0.00025	-0.00145
	5th Cycle	546041.66	0.00234	0.00586	-0.00121	-0.00374
	unload	16353.70	0.00086	0.00412	-0.00065	-0.00316
	6th Cycle	534286.83	0.00600	0.01296	-0.00420	-0.00798
	unload	13860.08	0.00431	0.01106	-0.00345	-0.00724
	7th Cycle	406298.86	0.00555	0.01255	-0.00400	-0.00771
	unload	18368.59	0.00435	0.01115	-0.00348	-0.00721
	8th Cycle	320231.41	0.00526	0.01222	-0.00387	-0.00761
	unload	23921.08	0.00435	0.01116	-0.00347	-0.00722
	9th Cycle	228169.28	0.00496	0.01190	-0.00374	-0.00744

4.3.3.1. Efectos del pretensado activo sobre la capacidad a compresión de la sección

Como se desprende de las figuras anteriores, cuando las secciones tubulares se convierten en secciones mixtas a través de rellenar el núcleo, la capacidad resistente de la sección aumenta obviamente debido al efecto del relleno de hormigón, sin que se retrase el pico de resistencia en términos de deformación. Sin embargo, cuando estas secciones son pretensadas activamente, la sección tiende a alcanzar el pico de carga generalmente antes. Dado que el rendimiento de las probetas se ha medido a través de galgas extensométricas verticales y horizontales, es posible determinar cómo crecen las tensiones verticales y circunferenciales durante el proceso de carga. Mientras que las tensiones verticales medidas por los calibres (puntos A y B) son similares en las probetas SP-4 y SP-5, esto es completamente diferente en el caso de SP-6, SP-7 y SP-8. Idealmente hubiera sido interesante el hecho de introducir la precarga activa del aro de forma que la presión se aplicara uniformemente en toda la sección transversal, pero esto es muy difícil a efectos prácticos.

Como se puede observar en la **FIG. 126**, las deformaciones axiales medidas por las galgas crecen mucho más rápido en el punto A que en el punto B en la probeta SP-8, aunque los valores medios entre ambos están claramente por debajo de los de las probetas SP-4 y SP-5. Esto se debe a la forma en que se aplica la precarga activa sobre el núcleo ya que no es exactamente uniforme por el hecho de tener solo dos alas atornilladas en lugar de cuatro (lo que habría hecho que esta solución no fuera factible en términos constructivos). No obstante, el pretensado activo muestra un claro efecto sobre la consecución del pico de carga, ya que globalmente ocurre antes. Esto se debe principalmente al hecho de que el hormigón se comprime circunferencialmente y, por lo tanto, se vuelve constitutivamente más rígido desde el principio y no durante el último paso de la carga.

El segundo punto que vale la pena mencionar es la reducción del daño causado por el aplastamiento del hormigón durante el proceso cíclico de carga y

descarga. Al analizar la rigidez de las curvas carga-deformación durante el proceso de recarga en los ciclos cuarto, quinto y sexto en la probeta SP-8, queda claro que las rigideces se mantienen casi intactas, al contrario de lo que sucede en las probetas SP-4 y SP-5. En estas dos últimas probetas sin precarga activa, el hecho de cargar y descargar tiene consecuencias evidentes sobre la rigidez de la sección en cada ciclo.

Este fenómeno puede analizarse en términos de daño constitutivo en el hormigón, asumiendo por ejemplo los postulados y modelos de Lubliner et al. (1989) para hormigón. Mientras que el hormigón se daña parcialmente cuando la sección se somete a un conjunto de diferentes ciclos de carga, el hecho de aplicar una presión circular previa reduce claramente este fenómeno. El daño debido al microplastamiento se retrasa gracias a la presión del aro de compresión; la activación del efecto de confinamiento se produce inmediatamente desde el primer instante.

El tercer hecho a analizar es la ligera mejora de la capacidad resistente de la sección, contrariamente a las hipótesis que derivan de los análisis numéricos previos. Este ligero incremento de la capacidad global de la sección se debe principalmente a las alas laterales, soldadas al tubo para alojar los pernos. Estas alas, a pesar de no estar en contacto directo con la base del activador, hacen que el tubo sea más rígido y proporcionan capacidad axial adicional a la sección, además de evitar el pandeo local en fase plástica. Es importante señalar que las probetas atornilladas SP-6, SP-7 y SP-8 no se comportan simétricamente bajo los dos ejes de la sección.

5.

CONCLUSIONES

5.1. CONCLUSIONES

En este apartado se recogen las conclusiones más relevantes de esta investigación; algunas de ellas ya han aparecido anteriormente:

- *Todavía se conoce poco sobre el comportamiento de las secciones CFST sometidas a un efecto de pretensado. Este tema puede ser significativo, puesto que las condiciones constructivas de este tipo de secciones llevan los materiales a cargarse independientemente de forma distinta hasta que realmente se comportan como mixtos; es decir, en general un material de una sección mixta empieza a cargarse independientemente debido a algún factor condicionante (precarga); sólo en una segunda fase de avanzada introducción de carga, la sección responderá como verdaderamente mixta (carga de servicio). Para ello, entender como el hecho de pretensar influye en el comportamiento de una sección CFST es relevante, y llevar a cabo estudios que traten este tema se hace imprescindible;*
- *Los métodos de pretensado que no consideran material adicional finalmente no mejoran la carga última de una sección CFST, pero pueden manipular el efecto de confinamiento, beneficiándose de sus condiciones cuando éste se activa temprano;*
- *El pretensado puede cambiar la rigidez y la ductilidad del CFST; por eso el hecho de entender la posibilidad de aplicación de cada método de pretensado llevaría a resultados de optimización de secciones. Aunque, en principio, la teoría de pretensar una sección de una columna parezca compleja desde un punto de vista estrictamente constructivo, aplicar este concepto a ciertos casos puede ser claramente beneficioso;*

- *Aun que se modifiquen los parámetros de las secciones, para secciones CFST pretensadas el comportamiento sigue siempre una misma lógica, cambiando solo las proporciones de influencia de los parámetros sobre las secciones.*
- *La longitud de los pilares CFST pretensados es un factor muy sensible, cuando los especímenes tienen modificados su longitud es posible concluir que el comportamiento del CFST tiene una gran reducción de ductilidad*
- *Así como en una sección de CFST tradicional, el acero tiene una influencia importante en la sección CFST pretensada. Cuando la proporción de acero (D/t) en la sección es el factor de comparación, a medida que se aumenta el espesor del tubo de acero, la influencia de la precarga disminuye; a pesar de esto, la tendencia de comportamiento general de cada uno de los tipos de pretensado sigue el mismo patrón;*
- *Los procedimientos activos de pretensado (tracción axial en el tubo y presión circunferencial en el tubo) contribuyen a una mejora de parcial de la resistencia de la sección.*
- *Existen factores específicos de la sección (geometría, composición...) que hacen con que los efectos del pretensado sean más o menos influyentes en la carga final de una sección. Es decir, el pretensado siempre influye en la respuesta final de la sección y sabiendo la proporción deseada de influencia, pueden manipularse los efectos.*
- *Bajo carga cíclica de compresión se verifica que el desempeño de la sección CFST pretensada se comporta muy bien respecto a su rigidez y ductilidad, demostrando claramente un mejor comportamiento que una sección CFST tradicional;*
- *Sería conveniente extender los ensayos de laboratorio realizados para comprobar otras posibles particularidades de las secciones CFST pretensadas por presión circunferencial; se trata claramente de una manera de mejorar la respuesta mecánica de estas secciones mixtas.*

5.2. FUTURAS INVESTIGACIONES

A lo largo de esta investigación se han percibido una serie de huecos que sería interesante desarrollar con futuros estudios, dando así continuidad a esta tesis doctoral. A continuación, se exponen diferentes líneas de investigación a llevar a cabo en el futuro.

- *Interacción acero-hormigón cuando sometidos a precarga. Comportamiento en la fase de precarga y en la carga de uso;*
- *Ampliación de la investigación sobre la manipulación del confinamiento activo y pasivo en pilares CFST de secciones tubulares (circulares y cuadradas);*
- *Una larga campaña experimental con tubos CFST precargados con presión en la camisa de acero. Ampliar la campaña experimental para cargas monotónicas y posteriormente para cargas cíclicas (compresión y tracción) para comprender el comportamiento de la sección por completo;*
- *Evaluar la influencia de distintas cantidades de presiones en los tubos CFST y como los materiales, principalmente el hormigón, pueden dañar en la fase de precarga;*
- *El diseño del pilar CFST con precarga de presión. Tratar de hacer que este tipo de pilar sea arquitectónicamente atractivo y fácil de construir.*

6.

BIBLIOGRAFÍA

6.1. ARTÍCULOS

- Addressi, Daniela, Sonia Marfia, and Elio Sacco. 2002. "A Plastic Nonlocal Damage Model." *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. [https://doi.org/10.1016/S0045-7825\(01\)00325-5](https://doi.org/10.1016/S0045-7825(01)00325-5).
- Albareda-Valls, A, J Maristany, and J Alentorn. 2013. "Elogio de Una Nueva Sección a Propósito de La Optimización Del Tubo." *Informes de La Construcción* 65 (529): 55–64. <https://doi.org/10.3989/ic.10.063>.
- Albareda-Valls, A. and J Maristany, 2013. Numerical analysis about the compressive behavior of concrete-encased tubes. Conference: Annual International Conference on Architecture and Civil Engineering.
- Albareda-Valls, A., Milan, C.C., Carreras, J.M. and Carrera, D.G. (2018), "Analysis of Slab-column Connections in CFT sections without continuity of the Tube", 12th International Conference on Advances in Steel-Concrete Composite Structures (ASCCS 2018) Universitat Politècnica de València, València, Spain, June 27-29, 2018.
- Alfarah, Bashar, F. López-Almansa, and S. Oller. 2017. "New Methodology for Calculating Damage Variables Evolution in Plastic Damage Model for RC Structures." *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.022>.
- Alfarah, Bashar, Juan Murcia-Delso, Francisco López-Almansa, and Sergio Oller. 2018. "RC Structures Cyclic Behavior Simulation with a Model Integrating Plasticity, Damage, and Bond-Slip." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 47 (2): 460–78. <https://doi.org/10.1002/eqe.2974>.
- Azam, Adnan. n.d. "Numerical Modelling of Reinforced Concrete Walls Encased in Polyvinyl Chloride Stay-in-Place Formwork."
- Baltay, Peter, and Atle Gjelsvik. 1989. "Coefficient of Friction for Steel on Concrete at High Normal Stress." *Journal of Materials in Civil Engineering* 2 (1): 46–49.
- Birtel, V, and P Mark. 2006. "Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure." *In Abaqus Users' Conference*, 95–108.

- Campian, Cristina, Zsolt Nagy, and Maria Pop. 2015. "Behavior of Fully Encased Steel-Concrete Composite Columns Subjected to Monotonic and Cyclic Loading." In *International Scientific Conference Urban Civil Engineering and Municipal Facilities*, 117:439–51. Elsevier B.V. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.193>.
- Carrazedo, Ricardo, Amir Mirmiran, and João Bento de Hanai. 2013. "Plasticity Based Stress-Strain Model for Concrete Confinement." *Engineering Structures* 48: 645–57. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.12.014>.
- Chakrabarti, S. C., G. C. Nayak, and S. K. Agarwala. 1978. "Effect of Sequence of Construction in the Analysis of Multistoreyed Building Frame." *Building and Environment* 13 (1): 1–6. [https://doi.org/10.1016/0360-1323\(78\)90002-1](https://doi.org/10.1016/0360-1323(78)90002-1).
- Chacón, R. and Shen, Y., 2020. "Flexural stiffness reduction for stainless steel SHS and RHS members prone to local buckling." *Thin-Walled Structures* 155 (1):106939. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2020.106939>
- Chacón, R., Mirambell, E, and Real, E., 2012. "Local buckling in Concrete-Filled circular Tubes (CFT)". <https://doi.org/10.1201/b13139-8>
- Chang, Xu, Cheng K. Huang, and Ya Juan Chen. 2009. "Push-out of Pre-Stressing Concrete Filled Circular Steel Tube Columns by Means of Expansive Cement." *Engineering Structures* 31 (11): 2588–97. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.06.007>.
- Dabaon, Mohamed, Saher El-khoriby, Mahmoud El-boghdadi, and Mostafa Fahmi Hassanein. 2009. "Confinement Effect of Stiffened and Unstiffened Concrete-Filled Stainless Steel Tubular Stub Columns." *Journal of Constructional Steel Research* 65 (8–9): 1846–54. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.04.012>.
- Ekmekyapar, Talha, and Baraa J.M. Al-Eliwi. 2016. "Experimental Behaviour of Circular Concrete Filled Steel Tube Columns and Design Specifications." *Thin-Walled Structures* 105: 220–30. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2016.04.004>.
- Ellobody, Ehab, Ben Young, and Dennis Lam. 2006. "Behaviour of Normal and High Strength Concrete-Filled Compact Steel Tube Circular Stub Columns." *Journal of Constructional Steel Research* 62 (7): 706–15. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2005.11.002>.
- Ge, Hanbin, K. A. S. Susantha, and Tsutomu Usami. 2002. "Seismic Demand Evaluation Procedure for Concrete-Filled Steel Columns." In *Third International Conference on Advances in Steel Structures*, 607–14. Hong Kong. https://apps- webofknowledge-com.recursos.biblioteca.upc.edu/full_record.do?product=UA&search_mod

e=GeneralSearch&qid=4&SID=D1XagMxQ1UByhdWSTtw&page=1&doc=9&cacheurlFromRightClick=no.

- Ge, Hanbin, and T. Usami. 1994. "Strength Analysis of Concrete-Filled Thin-Walled Steel Box Columns." *Journal of Constructional Steel Research* 30 (3): 259–81.
- Ge, Hanbin, and Tsutomu Usami. 1992. "Strength of Concrete-Filled Thin-Walled Steel Box Columns: Experiment." *Journal of Structural Engineering* 118 (11): 3036–54.
- Ge, H., Susantha, K.A.S., Satake, Y. and Usami, T. (2003), "Seismic demand predictions of concrete-filled steel box columns," *Engineering Structures*, 25(3), 337-345.
- . 1996. "Cyclic Tests of Concrete-Filled Steel Box Columns." *Journal of Structural Engineering* 122 (10): 1169–77.
- Genikomsou, Aikaterini S., and Maria Anna Polak. 2015. "Finite Element Analysis of Punching Shear of Concrete Slabs Using Damaged Plasticity Model in ABAQUS." *Engineering Structures* 98: 38–48. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.04.016>.
- Goode, C. Douglas, Artiomas Kuranovas, and Audronis Kazimieras Kvedaras. 2010. "Buckling of Slender Composite Concrete-filled Steel Columns." *Journal of Civil Engineering and Management* 16 (2): 230–37. <https://doi.org/10.3846/jcem.2010.26>.
- Grassl, Peter, Dimitrios Xenos, Ulrika Nyström, Rasmus Rempling, and Kent Gylltoft. 2013. "CDPM2: A Damage-Plasticity Approach to Modelling the Failure of Concrete." *International Journal of Solids and Structures* 50 (24): 3805–16. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2013.07.008>.
- 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. 2002. "Tests on Stub Columns of Concrete-Filled RHS Sections." *Journal of Constructional Steel Research* 58 (3): 353–72. [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(01\)00059-1](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(01)00059-1).
- Han, L.-H., and Y.-F. Yang. 2001. "Influence of Concrete Compaction on the Behavior of Concrete Filled Steel Tubes with Rectangular Sections." *Advances in Structural Engineering* 4 (2 SPEC.ISS): 93–100. <https://doi.org/10.1260/1369433011502381>.
- Han, Lin H., and Guo Huang Yao. 2003. "Behaviour of Concrete-Filled Hollow Structural Steel (HSS) Columns with Pre-Load on the Steel Tubes." *Journal*

- of *Constructional Steel Research* 59 (12): 1455–75.
[https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(03\)00102-0](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(03)00102-0).
- Han, Lin Hai, and Yu Feng An. 2014. “Performance of Concrete-Encased CFST Box Stub Columns under Axial Compression.” *Journal of Constructional Steel Research* 93: 62–74. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2015.05.001>.
- Han, Lin Hai, Wei Li, and Reidar Bjorhovde. 2014. “Developments and Advanced Applications of Concrete-Filled Steel Tubular (CFST) Structures: Members.” *Journal of Constructional Steel Research* 100: 211–28. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.04.016>.
- Han, Lin Hai, Wei Liu, and You Fu Yang. 2008. “Behaviour of Concrete-Filled Steel Tubular Stub Columns Subjected to Axially Local Compression.” *Journal of Constructional Steel Research* 64 (4): 377–87. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2007.10.002>.
- Han, Lin-Hai. 2000. “The Influence of Concrete Compaction on the Strength of Concrete Filled Steel Tubes.” *Advances in Structural Engineering* 3 (2): 131–37. <https://doi.org/10.1260/1369433001502076>.
- Han, Lin-Hai, and Guo-Huang Yao. 2003. “Influence of Concrete Compaction on the Strength of Concrete-Filled Steel RHS Columns.” *Journal of Constructional Steel Research* 59 (6): 751–67. [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(02\)00076-7](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(02)00076-7).
- Han, Lin-hai, Jing-tuan You, and Xiao-kang Lin. 2005. “Experimental Behaviour of Self-Consolidating Concrete (SCC) Filled Hollow Structural Steel (HSS) Columns Subjected to Cyclic Loadings.” *Advances in Structural Engineering* 8 (5): 497–512. <https://doi.org/10.1260/136943305774858007>.
- Han, L.H., Huang, H. and Zhao, X.L. (2009), “Analytical behaviour of concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) beam-columns under cyclic loading,” *Thin-Walled Structures*, 47(6-7), 668-680.
- Hany, Najwa F., Elie G. Hantouche, and Mohamed H. Harajli. 2016. “Finite Element Modeling of FRP-Confined Concrete Using Modified Concrete Damaged Plasticity.” *Engineering Structures* 125: 1–14. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.047>.
- Hu, Hsuan-Teh, Chiung-Shiann Huang, Ming-Hsien Wu, and Yih-Min Wu. 2003. “Nonlinear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect.” *Journal of Structural Engineering* 129 (10): 1322–29. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:10\(1322\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:10(1322)).
- Huang, Fuyun, Xinmeng Yu, and Baochun Chen. 2012. “The Structural Performance of Axially Loaded CFST Columns under Various Loading Conditions.” *Steel And Composite Structures* 13 (5): 451–71.

- Huang, Fuyun, Xinmeng Yu, Baochun Chen, and Jianzhong Li. 2016. "Study on Preloading Reduction of Ultimate Load of Circular Concrete-Filled Steel Tubular Columns." *Thin-Walled Structures* 98: 454–64. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2015.10.015>.
- Huang, F.Y., G. Yu, B.C. Chen, and J.Z. Li. 2014. "Experiment Study on Influence of Initial Stress in Concrete Filled Steel Tubular Latticed Columns under Axial Load." *Applied Mechanics and Materials* 518: 170–77. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.518.170>.
- Jankowiak, Tomasz, and Tomasz Āodygowski. n.d. "IDENTIFICATION OF PARAMETERS OF CONCRETE DAMAGE PLASTICITY CONSTITUTIVE MODEL."
- Johansson, M, and K Gylltoft. 2002. "Mechanical Behavior of Circular Steel-Concrete Composite Stub Columns." *Journal of Structural Engineering* 128 (8): 1073–81. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445).
- Kral, Petr, Petr Hradil, Jiri Kala, Filip Hokes, and Martin Husek. 2017. "Identification of the Parameters of a Concrete Damage Material Model." *Procedia Engineering* 172: 578–85. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.068>.
- Kuranovas, Artiomas, Douglas Goode, Audronis Kazimieras Kvedaras, and Shantong Zhong. 2009. "Load-bearing Capacity of Concrete-filled Steel Columns." *Journal of Civil Engineering and Management* 15 (1): 21–33. <https://doi.org/10.3846/1392-3730.2009.15.21-33>.
- Kwan, A. K.H., C. X. Dong, and J. C.M. Ho. 2016. "Axial and Lateral Stress-Strain Model for Circular Concrete-Filled Steel Tubes with External Steel Confinement." *Engineering Structures* 117: 528–41. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.03.026>.
- Lai, Zhichao, and Amit H. Varma. 2015. "Noncompact and Slender Circular CFT Members: Experimental Database, Analysis, and Design." *Journal of Constructional Steel Research* 106: 220–33. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.11.005>.
- Lee, J, and G.L Fenves. 1998. "Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures." *J. Eng. Mech. (ASCE)* 124 (8): 892–900.
- Li, Pengda, and Yu Fei Wu. 2016. "Stress-Strain Behavior of Actively and Passively Confined Concrete under Cyclic Axial Load." *Composite Structures* 149: 369–84. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.04.033>.
- Li, Wei, Lin Hai Han, and Xiao Ling Zhao. 2015. "Behavior of CFDST Stub Columns under Preload, Sustained Load and Chloride Corrosion." *Journal*

- of *Constructional Steel Research* 107: 12–23.
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.12.023>.
- Li, Wei, Lin-Hai Han, and Xiao-Ling Zhao. 2012. “Axial Strength of Concrete-Filled Double Skin Steel Tubular (CFDST) Columns with Preload on Steel Tubes.” *Thin-Walled Structures* 56 (July): 9–20.
<https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2012.03.004>.
- Li, Yongjin, Gen Li, Chao Hou, and Wei Jie Zhang. 2019. “Long-Term Experimental Behavior of Concrete-Encased CFST with Preload on the Inner CFST.” *Journal of Constructional Steel Research* 155: 355–69.
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.01.001>.
- Liew, J.Y. Richard, and D.X. Xiong. 2012. “Ultra-High Strength Concrete Filled Composite Columns for Multi-Storey Building Construction.” *Advances in Structural Engineering* 15 (9): 1487–1503. <https://doi.org/10.1260/1369-4332.15.9.1487>.
- Lubliner, J. 1991. “A Simple Model of Generalized Plasticity.” *Int. J. Solids Structures* 28 (6): 769–78.
- Lubliner, J., J. Oliver, S. Oller, and E. Oñate. 1989. “A Plastic-Damage Model for Concrete.” *Int. J. Solids Structures* 25 (3): 299–326.
- Luccioni, B. M., and V. C. Rougier. 2005. “A Plastic Damage Approach for Confined Concrete.” *Computers and Structures* 83 (27): 2238–56.
<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2005.03.014>.
- Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park. 1988. “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete.” *Journal of Structural Engineering* 114 (8): 1804–26.
- Milan, C.C., Albareda-Valls, A. and Carreras, J.M. (2019), “Evaluation of Structural Performance between Active and Passive Preloading Systems in Circular Concrete-Filled Steel Tubes (CFST)”, *Engineering Structures* 194(2019), 207-219.
- Oller, S., E. Oñate, J. Oliver, and J. Lubliner. 1990. “Finite Element Nonlinear Analysis of Concrete Structures Using a ‘Plastic-Damage Model.’” *Engineering Fracture Mechanics* 35 (1–3): 219–31.
[https://doi.org/10.1016/0013-7944\(90\)90200-Z](https://doi.org/10.1016/0013-7944(90)90200-Z).
- Oñate, E, S Oller, J Oliver, and J Lubliner. 1988. “A Constitutive Model for Cracking of Concrete Based on the Incremental Theory of Plasticity.” *Engineering Computation* 5: 309–19.
<https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1108/eb023750>.

- PATEL, VIPULKUMAR ISHVARBHAI, QING QUAN LIANG, and MUHAMMAD N. S. HADI. 2013. "NUMERICAL ANALYSIS OF CIRCULAR CONCRETE-FILLED STEEL TUBULAR SLENDER BEAM-COLUMNS WITH PRELOAD EFFECTS." *International Journal of Structural Stability and Dynamics* 13 (03): 1250065/1-1250065–23. <https://doi.org/10.1142/S0219455412500654>.
- Patel, Vipulkumar Ishvarbhai, Qing Quan Liang, and Muhammad N.S. Hadi. 2012. "Nonlinear Inelastic Behavior of Circular Concrete-Filled Steel Tubular Slender Beam-Columns with Preload Effects." In *Proceedings of the 10th International Conference on Advances in Steel Concrete Composite and Hybrid Structures*, 395–402. Singapore: Research Publishing Services. https://doi.org/10.3850/978-981-07-2615-7_115.
- PATEL, VIPULKUMAR ISHVARBHAI, QING QUAN LIANG, and MUHAMMAD N. S. HADI. ———. 2014. "Behavior of Biaxially-Loaded Rectangular Concrete-Filled Steel Tubular Slender Beam-Columns with Preload Effects." *Thin-Walled Structures* 79: 166–77. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2014.02.013>.
- Patel, V.I., Liang, Q.Q. and Hadi, M.N.S., (2014), "Numerical analysis of high-strength concrete-filled steel tubular slender beam-columns under cyclic loading," *Journal of Construction Steel Research*, 92, 183-194.
- Perea, Tiziano, Roberto T. Leon, Jerome F. Hajjar, and Mark D. Denavit. 2013. "Full-Scale Tests of Slender Concrete-Filled Tubes: Axial Behavior." *Journal of Structural Engineering* 139 (7): 1249–62. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000949](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000949).
- Piscesa, B., M. M. Attard, A. K. Samani, and S. Tangaramvong. 2017. "Plasticity Constitutive Model for Stress-Strain Relationship of Confined Concrete." *ACI Materials Journal* 114 (2): 361–71. <https://doi.org/10.14359/51689428>.
- Popovics, Sandor. 1973. "A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete." *Cement and Concrete Research* 3 (5): 583–99. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(73\)90096-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(73)90096-3).
- Richard Liew, J. Y., and D. X. Xiong. 2009. "Effect of Preload on the Axial Capacity of Concrete-Filled Composite Columns." *Journal of Constructional Steel Research* 65 (3): 709–22. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.03.023>.
- Richard Liew, J.Y., and D.-X. Xiong. 2007. "Preload Effect on the Axial Capacities of Concrete-Filled Columns." In *Proceedings of the Third International Conference on Steel and Composite Structures (ICSCS07)*, 255–61. <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-55549117491&partnerID=40&md5=61dad0971c1e4997872177f25d719af9>.

- Richart, Brandtzaeg and Brown. 1928. *A Study of Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses*. - [s.l.] : University of Illinois, Eng. Exp. Stn. Bull. 185.
- Roeder, C W, B Cameron, and C B Brown. 1999. "Composite Action in Concrete Filled Tubes." *Journal of Structural Engineering* 125 (5): 477–84. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:5\(477\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:5(477)).
- Samani, Ali Khajeh, and Mario M. Attard. 2012. "A Stress-Strain Model for Uniaxial and Confined Concrete under Compression." *Engineering Structures* 41: 335–49. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.027>.
- Shams, M, and M A Saadeghvaziri. 1997. "State of the Art of Concrete-Filled Steel Tubular Columns." *ACI Structural Journal* 94 (5): 558–71. <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-0031234055&partnerID=40&md5=5a2cfaf8d80420168214d9bc2b48d0b5>.
- Schneider, S.P. (1998), "Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes", *Journal of Structural Engineering*, 125(10), 1202-1206.
- Starossek, U.; Falah, N.; Löhning, T. 2008. *Numerical Analyses of the Force Transfer in Concrete-Filled Steel Tube Columns. The 4rth International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'08)*. Jeju, Korea, May 26-28, 2008.
- Susantha, K. A. S., Hanbin Ge, and Tsutomu Usami. 2001a. "A Capacity Prediction Procedure for Concrete-Filled Steel Columns." *Journal of Earthquake Engineering* 05 (04): 00053. <https://doi.org/10.1142/S1363246901000534>.
- Susantha, K. A.S., Hanbin Ge, and Tsutomu Usami. 2001b. "Uniaxial Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Various Shaped Steel Tubes." *Engineering Structures* 23 (10): 1331–47. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00020-7](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00020-7).
- Susantha, K.A.S.; Ge, Hanbin; Usami, Tsutomu. 2001. "Confinement Evaluation of Concrete-Filled Box-Shaped Steel Columns." *International Journal Steel and Composite Structures* 1 (3): 313–28. https://apps- webofknowledge-com.recursos.biblioteca.upc.edu/full_record.do?product=UA&search_mode=GeneralSearch&qid=4&SID=D1XagMxQ1UByhdWSTtw&page=2&doc=12&cacheurlFromRightClick=no.
- Susantha, K.A.S., Ge, H. and Usami, T. (2002), "Cyclic analysis and capacity prediction of concrete-filled steel box columns", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(2), 195-216.

- Susantha, K.A.S., Aoki, T. and Hattori, M. (2008), "Seismic performance improvement of circular steel columns using precompressed concrete-filled steel tube", *Journal of Construction Steel Research*, 64(1), 30-36.
- 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.
- Tao, Y, J F Chen, and M Asce. n.d. "Concrete Damage Plasticity Model for Modeling FRP-to-Concrete Bond Behavior." [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000482](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000482).
- Umamaheswari, N, and S Arul Jayachandran. 2014. "Influence of Concrete Confinement on Axial Load Capacity of Concrete-Filled Steel Tubes." *Journal of Civil Engineering Research* 4 (2a): 12–16. <https://doi.org/10.5923/c.jce.201401.03>.
- Usami, Tsutomu, and Hanbin Ge. 1994. "Ductility of Concrete-Filled Steel Box Columns under Cyclic Loading." *Journal of Structural Engineering* 120 (7): 2021–40.
- Usami, Tsutomu, Hanbin Ge, and K. A. S. Susantha. 2009. "Capacity and Demand Prediction Methods for Steel-Concrete Composite Columns under Severe Earthquakes." In *9th International Conference on Steel-Concrete Composite and Hybrid Structures*, 411–16. Leeds, England: Research Publishing Services. https://apps- webofknowledge-com.recursos.biblioteca.upc.edu/full_record.do?product=UA&search_mode=GeneralSearch&qid=4&SID=D1XagMxQ1UByhdWSTtw&page=1&doc=1&cacheurlFromRightClick=no.
- Uy, B, and S Das. 1997. "Wet Concrete Loading of Thin-Walled Steel Box Columns during the Construction of a Tall Building." *Journal of Constructional Steel Research* 42 (2): 95–119. [https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/S0143-974X\(97\)00022-9](https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/S0143-974X(97)00022-9).
- Wahalathantri, B L, T H T Chan, and Fawzia. 2011. "A MATERIAL MODEL FOR FLEXURAL CRACK SIMULATION IN REINFORCED CONCRETE ELEMENTS USING ABAQUS." <http://eprints.qut.edu.au/41712/>.
- Wang, Yan Bo, J. Y. Richard Liew, Siew Chin Lee, and D. X. Xiong. 2016. "Experimental Study of Ultra-High-Strength Concrete under Triaxial Compression." *ACI Materials Journal* 113 (1): 105–12. <https://doi.org/10.14359/51688071>.
- Xenos, Dimitrios, and Peter Grassl. 2016. "Modelling the Failure of Reinforced Concrete with Nonlocal and Crack Band Approaches Using the Damage-

Plasticity Model CDPM2.” *Finite Elements in Analysis and Design* 117–118: 11–20. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2016.04.002>.

- Xiong, Dexin, and Xiaoxiong Zha. 2005. “NON-LINEAR ANALYSIS OF THE INITIAL STRESS EFFECT ON THE BEHAVIOR OF CONCRETE-FILLED SQUARE STEEL TUBULAR MEMBERS.” *Advanced in Steel Structures* 1: 689–94.
- Xiong, De-Xin, and Xiao-Xiong Zha. 2007. “A Numerical Investigation on the Behaviour of Concrete-Filled Steel Tubular Columns under Initial Stresses.” *Journal of Constructional Steel Research* 63 (5): 599–611. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.07.002>.
- Yang, Y. F., and L. H. Han. 2012. “Concrete Filled Steel Tube (CFST) Columns Subjected to Concentrically Partial Compression.” *Thin-Walled Structures* 50 (1): 147–56. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2011.09.007>.
- Yang, You-Fu, and Lin-Hai Han. 2009. “Experiments on Rectangular Concrete-Filled Steel Tubes Loaded Axially on a Partially Stressed Cross-Sectional Area.” *Journal of Constructional Steel Research* 65 (8–9): 1617–30. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.04.004>.
- Yu, Ping, Qin Zhang, Li Yang, and Jinxin Gong. 2013. “Analysis and Comparison of Different Confined Concrete Models” 439: 187–93. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.438-439.187>.
- Yu, T., J. G. Teng, Y. L. Wong, and S. L. Dong. 2010. “Finite Element Modeling of Confined Concrete-II: Plastic-Damage Model.” *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.11.013>.
- Zhan, Yulin, Renda Zhao, Zhongguo John Ma, Tengfei Xu, and Ruinian Song. 2016. “Behavior of Prestressed Concrete-Filled Steel Tube (CFST) Beam.” *Engineering Structures* 122: 144–55. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.04.050>.
- Zhao, X.; Tong, L.; Wang, X. 2010. CFDST stub columns subjected to large deformation axial loading. *Engineering Structures*; 32:692-703.

6.2. TESIS Y TESISINAS

- Albareda Valls, A. (2013). *Numerical analysis of concrete-filled tubes with stiffening plates under large deformation axial loading* [Universitat Politècnica de Catalunya]. <http://www.tdx.cat/handle/10803/116774>

- Aliaga, D. P. (2015). *Estudio numérico de la capacidad portante de columnas mixtas de doble tubo rellenas de hormigón*. Universitat Politècnica de València.
- Araújo, M. C. (2002). *Non-Linear Kinematic Hardening Model for Multiaxial Cyclic Plasticity*. Louisiana State University.
- Armadá, J. R. (2010). *Estudio de pilares de hormigón armado bajo cargas cíclicas unidireccionales*.
- Castro Medina, J.C. 2011. *Modelización numérica del comportamiento Estructural de barras de pandeo restringido (in Spanish)*. Barcelona. *Doctoral Thesis of Polytechnic University of Catalonia*.
- Crespo, D.R., Carballosa-Miguel, P. and Calvo, J.L.G. (2017), "Guía para el empleo de hormigones expansivos" ("Guide for the use of expansive concretes"). *Monographs of Eduardo Torroja Institute of Construction and Cement (IETcc), nº425, 0-63. (in spanish)*
- Campos, F. M. (2013). *Análisis de la capacidad seccional a flexión de pilas tubulares metálicas rellenas de hormigón*.
- Choi, K.-K. (2007). *ANALYTICAL AND EXPERIMENTAL STUDIES ON MECHANICAL BEHAVIOR OF CONFINED CONCRETE FILLED TUBULAR COLUMNS*. University of Southern California.
- Dexin, X. (2012). *Structural Behaviour of Concrete Filled Steel Tubes With High Strength Materials*. National University of Singapore.
- El-Fattah, A. M. A. (2012). *Behavior of Concrete Columns Under Various Confinement Effects*. Kansas State University.
- Flores, R. C. (2011). *Respuesta estructural de pilas metálicas circulares rellenas de hormigón (CFT) en puentes integrales*.
- Hernández-Figueirido, D. (2012). *Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variables*. Ph.D. Thesis [Universitat Politècnica de València]. <https://doi.org/10.4995/Thesis/10251/14724>
- Inculet, V. (2016). *Nonlinear analysis of earthquake-induced vibrations (pp. 1–79)*.
- Johanson, M. (2002). *Composite Action and Confinement Effects in Tubular Steel-Concrete Columns [Chalmers University of Technology]*. <https://doi.org/91-7291-230-8>
- Kim, D. K. (2005). *A database for composite columns*. Georgia Institute of Technology.

- Myers, A. T., Deierlein, G. G., & Kanvinde, A. (2009). *Testing and Probabilistic Simulation of Ductile Fracture Initiation in Structural Steel Components and Weldments (Issue 170)*. <https://purl.stanford.edu/tn725xk1691>
- Santos, R. T. dos. (2009). *Modelos Numéricos De Pilares Mistos Curtos De Seções Circulares De Aço Preenchidos Com Concreto Em Situação De Incêndio* (p. 155).
- Untiveros, C. A. (2002). *Estudio Experimental del Comportamiento del Hormigón Confinado Sometido a Compresión*. Universitat Politècnica de Catalunya.

6.3. LIBROS

- Bergmann, Reinhard, Chiaki Matsui, Christoph Meinsma, and Dipak Dutta. 1998. *Guía de Diseño Para Columnas de Perfiles Tubulares Rellenos de Hormigón Bajo Cargas Estáticas y Sísmicas. Construcción Con Perfiles Tubulares de Acero*. TÜV-Verlag. <https://books.google.es/books?id=XioBPQAACAAJ>.
- Chen, W.F. 1982. *Plasticity in Reinforced Concrete*. Pursue University: McGraw-Hill, 1982
- Dassault Systèmes Simulia. 2012. *Abaqus/CAE 6.12 User's Manual*. Dassault Systèmes Simulia.
- Gere, James M., Stephen Timoshenko, and G. Bugada. 2002. *Resistencia de Materiales*. España [etc.]: Thomson-Paraninfo. http://catalogo.upc.edu/record=b1208995~S1*cat.
- Gere, James Monroe. 2004. *Mechanics of Materials*. 6a ed. Thomson Learning. <https://doi.org/10.1016/j.mechmat.2009.01.011>.
- Johnson, Roger Paul. 1994. *Composite Structures of Steel and Concrete: Volume 1 Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings*. 2o ed. Oxford: Blackwell Scientific Publications.
- Liew, J.Y.Richard, and D. X. Xiong. 2015. *Design Guide for Concrete Filled Tubular Members with High Strength Materials*. Singapore: Building and Construction Authority.
- Martínez Calzón, Julio, and Jesús Ortiz Herrera. 1978. *Construcción Mixta: Hormigón-Acero*. Madrid: Rueda. <http://catalogo.rebiun.org/rebiun/record/Rebiun05844251>.

Perea, Tiziano, and Roberto T. Leon. 2010. *Análisis y Diseño de Columnas Compuetas de Acero Estructural y Concreto Reforzado*. Ciudad de México. <http://www.slideshare.net/liblivadia/facabook-twitter>.

Timoshenko, Stephen, James M. Gere, and Gere James. 1963. *Theory of Elastic Stability*. Second Edi. New York: McGraw-Hill. http://cataleg.upc.edu/record=b1476453~S1*cat.

6.4. CÓDIGOS

American Concrete Institute. 2005. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318M-05)*.

European Committee for Standardization. 2004a. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. [https://doi.org/\[Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC\]](https://doi.org/[Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]).

———. 2004b. *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*.

———. 2005a. *Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*.

———. 2005b. *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 2: General Rules and Rules for Bridges*.

———. 2006. *Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-5: Plated Structural Elements*.

Fédération Internationale du Béton (fib). 2012a. *Model Code 2010 - Final Draft - Volume 1*. Switzerland.

———. 2012b. *Model Code 2010 - Final Draft - Volume 2*. Switzerland.

Ministerio de Fomento. 2011. *Instrucción Del Hormigón Estructural EHE-08*.

A1.

Evaluation of Structural Performance between Active and Passive Preloading Systems in Circular Concrete- Filled Steel Tubes (CFST)

Caio C. Milan, Albert Albareda-Valls^a and Jordi Maristany Carreras^b*

*Department of Architectural Technology, Barcelona School of Architecture (ETSAB),
Polytechnic University of Catalonia (UPC), Barcelona, 08028, Spain*

(Received 28/05/2018, Revised 27/03/2019, Accepted 13/05/2019)

Abstract.

Concrete-filled steel tubes (CFST) are increasingly used thanks to the improved structural performance, especially under compression. This is basically due to the confinement effect provided by the tube, which usually enhances ductility and strength of concrete infill. Several researchers have been focused these last decades on these sections under different assumptions, especially those issues which derive from the construction process; the fact of loading the tube before concreting in preliminary constructive stages leads to a preloading stress which implies a different response of the section than the expected. These

*Corresponding author, M.Sc. and Ph.D Student, E-mail: caio.cesar.milan@upc.edu

^a Ph.D., Serra Hunter Fellow. E-mail: albert.albareda@upc.edu

^b Ph.D., E-mail: jordi.maristany@upc.edu

issues must be considered in the design process and derive into undesired preloading effects on one of the two components derived from the process itself.

Nevertheless, few studies treat the fact of preloading as a design method itself before being under service loads (active methods) to enhance the capacities of CFST sections. This paper analyses and compares 4 different methodologies (2 passive versus to 2 active preloading methods) by describing the potential benefits and consequences of them on the whole section; while sometimes a pre-stress ratio on one component may enhance the global mechanical response, sometimes it does not and becomes even harmful. The ratio of confinement effect over the core and especially when it becomes activated reveals the grade of real enhancement of the compressive response of the section in terms of ductility and strength.

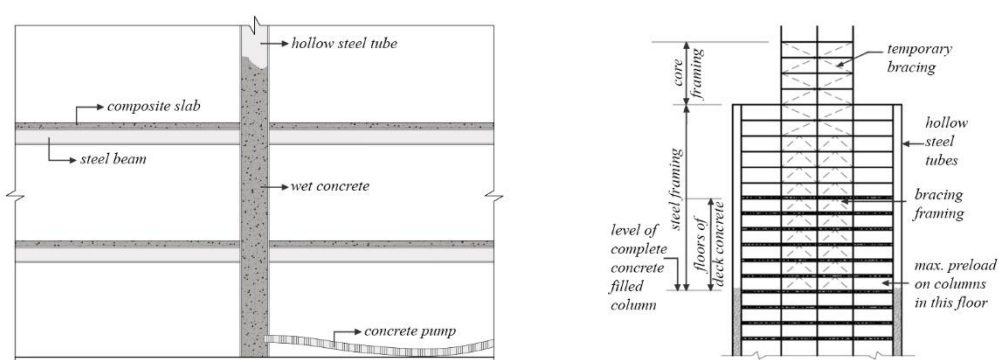
Keywords: concrete-filled steel tubes; composite structures; preload; confinement effect; active preloading

1. INTRODUCTION

Concrete-filled steel tubes (known CFST sections) have been increasingly used during the last decades, especially as columns and beam-columns in civil and architectural structures. This is mainly due to the fact that these sections are significantly more efficient than the hollow steel ones in terms of strength, ductility and stiffness.

This is the reason why CFST sections have become a cutting edge typology for researchers all around the world, since there are still lots of questions to be answered about their advantages and limitations; CFST sections are suitable for a wide range of current and future applications. Major aspects associated with CFST mechanical behavior have been already well described, while other minor issues and side-effects have not been still deeply treated. One example of these issues is the potential of the fact of preloading steel or concrete before being subjected to service loads (active preloading), although several authors already pointed out some advantages and limitations of it.

Han et al. [1] and Liew et al. [2-3] analyzed the influence of the constructive process on concrete-filled steel sections in multi-story buildings (see Fig. 1). They specifically treated non-desired deflections which appear on hollow tubes by hydrostatic pressure after concreting several stories, and how these deflections finally affect the global behavior of these composite sections. When dealing with high-rise construction, they realized that self-weight loads on hollow tubes become a significant preload that should be taken into account within the design process.



(a) a CFST during construction by Han et al. [1]

(b) high rise construction in composites by Liew et al. [2]

Fig. 1. The influence of the constructive process on CFST sections in multi-story buildings

These two authors carried out both experimental and numerical analyses in order to consider the effects of preloading on design formulations which are proposed by current Standards. Apart from these new analytical approaches, mainly to take the construction process into account, their studies concluded that the fact of preloading may have a significant influence on the ultimate strength of concrete-filled steel tubular columns. Furthermore, their conclusions pointed out that there may be a relationship between the preload ratio and the final cross-section strength; it was proved that the slenderness of the column is a crucial factor when preloading, mainly due to the initial deflection.

With the same purpose of these authors, which is basically to analyze the influence of the constructive process on CFST sections, Huang et al. [4-5] carried out an experimental campaign on preloaded CFST sections by simulating different conditions of several constructive stages. Experimental and numerical results matched in most cases, so that conclusions of the study were very similar

to the ones reached by Liew et al. [2-3] before, but advising that high preloading ratios may lead to significant deflections and into a reduction of effective strength of the tube. This is the reason why the study carried out by Huang et al. [4-5] suggests a reduction of the preloading ratio in early stages of construction, in order to minimize the effects on the composite behavior.

At the same time, Han et al. [6-8] analyzed the effect of compacting concrete of the infill in CFST sections; as it is well-known, the interaction between steel and concrete is decisive in order to reach the maximum capabilities of these sections. This research is one of the first who focus on enhancing the section itself, far from considering the consequences of undesired preloads coming from construction processes. In this case, the compaction of concrete does not only improve the behavior of the infill itself but also the contact with the tube. They proved that the capability of slender and short CFST columns may be enhanced in a 20-30% by mechanical compaction methods.

Xiong et al. [9-10] discussed certain assumptions about the effects of preloading, and suggested that some of the parameters which were considered in previous studies should be refined. The use of a preloading force acting along the vertical axis of the column, without eccentricities and lateral loads, is far from reality. During the constructive sequence of a building, eccentricities appear in all directions, due to the application of loads and the distribution of forces over the whole structure. Besides, they realized that CFST sections with high D/t ratios could suffer from local buckling of the tube during the application of initial loads.

This is the reason why these authors carried out a complete non-linear analysis of a wide set of CFST sections subjected to different preloading ratios. In this analysis, they studied the effects of initial loading in terms of distribution of stresses along the two components at each phase; they proved that a preloading ratio may have also a clear influence on the ultimate strength. The study concluded that initial eccentricities are crucial in order to determine the influence of the preload ratio on the ultimate strength. Another significant conclusion of Xiong's [9-10] research is that the preloading ratio may have a clear influence on the confinement effect over the core. Since this effect becomes decisive in order to reach the ultimate load of a CFST section, a slight variation of confinement conditions during the loading process may change the final response of the specimen.

Other recent studies carried out by Patel et al. [11-13] developed an analytical model in order to describe the effects of preloading on CFST sections, based on similar assumptions which were considered by previous authors. They also focus basically on the consequences of preloading from constructive processes, by refining the conclusions reached by Liew [2-3] and Xiong [9-10] earlier. The analysis which carry out conclude that the assumptions of these two previous authors were quite conservative when taking constructive preload into account.

As it has been reviewed, most existing literature focus on the consequences or “problems” which entail the fact of having one of the components preloaded, derived from the construction process itself. This is due to the need of research about practical issues of the construction industry, which deals with CFST sections for high-rise buildings every day. It is evident that the procedures of construction involving composite tubes show a huge amount of benefits, but also some side-effects derived from the processes. As usual in all technologies, the first conducted research is about the considerations in which the industry is involved, rather than exploring new capabilities. Few researchers have dealt with active preloading methods as a way of improving the capabilities of these sections.

On example of this is the research carried out by Chang et al. [14], which proved the enhancement of the ultimate strength of CFST sections thanks to the use of expansive concrete; this clearly provides an enhancement of the adherence between steel and concrete and, therefore, the confinement of the core. The volumetric expansion of embedded concrete derives into an initial hoop tensile stress over the tube which is, in fact, a pre-stress on steel. Crespo et al. [15] also carried out extensive theoretical studies about the chemical and physical behavior of expansive concretes, concluding with possible practical applications, specifically in CFST sections. In this sense, it is worth to mention that these studies constitute the fundamentals in order to apply this technology in the construction of the Viaduct of Erques (Tenerife, Spain) in 2015 - composed of two arches of CFST 110 meters long and 16 meters high. This was one of the first examples in Europe of CFST sections filled with expansive concrete, what allowed the suppression of connectors between the concrete core and the steel tube.

Finally, Li et al. [16], studied the application of preload on CFDST (concrete-filled double skin steel tube) columns by considering the same conditions of

construction as with CFST. In a parametric study (FEA) covering different cases, such as the combination of concrete filling between the rings of the two steel tubes and the variation of the preload percentages on each steel tube, it was possible to verify and analyze the influence and the consequences on the ultimate axial strength of a CFDST section subjected to preloading.

1.1 Preloading CFST sections: active (as a system) and passive methods (as a consequence)

Most existing research about the effects of preloading on concrete-filled steel tubes, summarized in the previous Section, is derived from constructive issues of high-rise buildings. However, the lack of real structures with intentionally preloaded CFST sections leads to face this issue more as a problem (or consequence) rather than a useful procedure (or system). This is the reason why most of existing literature does not define at all the advantages and also limitations of preloading these sections; conclusions always derive from constructive issues or theoretical assumptions.

One of the most significant factors when preloading composite steel tubes is the order and way of loading of components (Huang et al. [4]). The order is so important that has a significant influence on the squash load the whole section; this is significant even in case of regular loaded CFST sections, where the influence of the way of loading has been already well described (see Fig. 2).

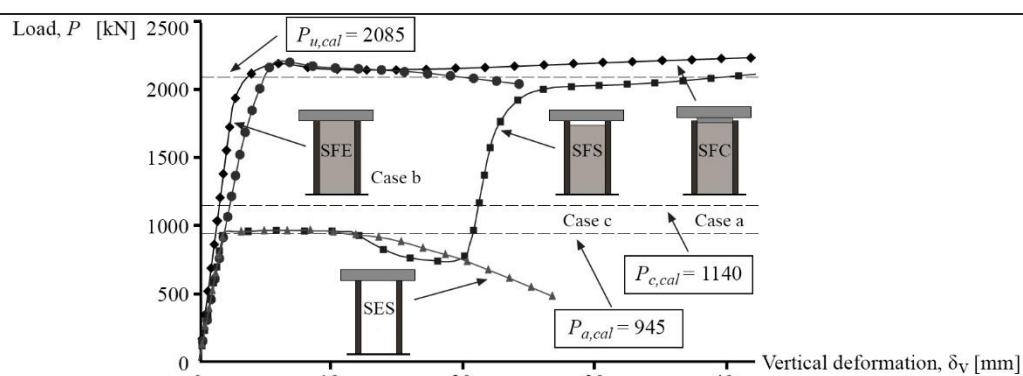


Fig. 2. Load-deformation curves according to different ways of loading. Curves from experimental results by Schneider [17]

Therefore, the influence of preloading CFST sections is mainly seen as a consequence, rather than a potential constructive possibility. Preloading one of the two components may accidentally appear derived from the constructive process itself (passive preloading, see Fig. 3), or intentionally derived from the structural design in order to enhance the capabilities of the section (active preloading, see Fig. 4). In the first cases, the preload on steel or concrete is an undesired problem, as it was perfectly described by Schneider [17]. Generally, CFST sections become interesting for designers when both components perform at the same time with full composite action; however, the reality of construction processes and solutions sometimes becomes far from theory and leads to different assumptions like in case “b” (Fig. 3b) of a typical steel-column plate joint. The fact of transferring all the load to the tube by strictly constructive requirements, leads to minimize the possibilities of confinement effect.

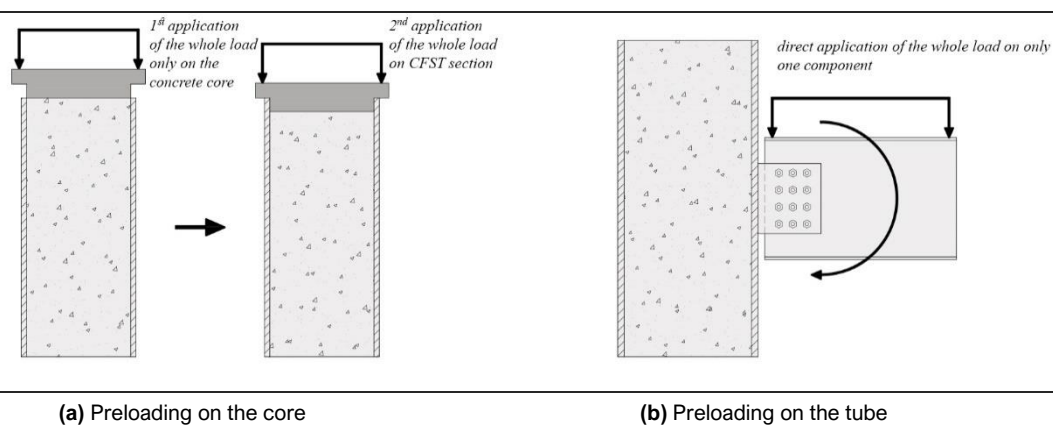


Fig. 3. Passive preloading (as a consequence of the construction process)

However, the effect of preloading may not always be harmful: in cases “a” and “b” (Fig. 4), the order in which the components are loaded before applying the service loads is used as a way to improve the global composite behavior. The step in which confinement effect is applied is crucial to monitor its effects over the core and the whole section.

In the same way, the direction of the preload (circumferential or vertical) over each component has a direct influence on the mechanical behavior of the section. Depending on which component is loaded and, especially depending on

the order of loading, the preload may be interesting or not in terms of ductility and strength. This way, preloading of composite tubes may not always be a problem; active preloading may sometimes be a challenging opportunity.

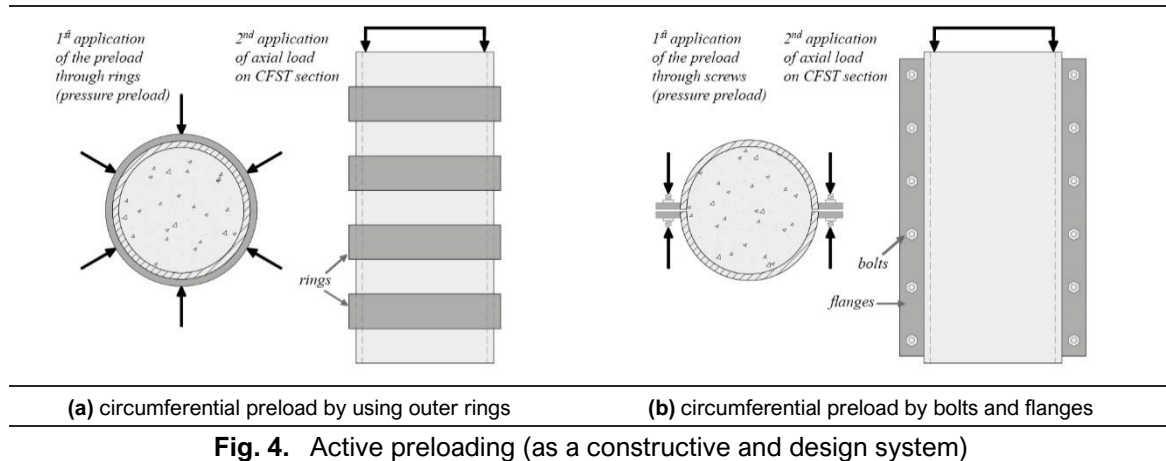


Fig. 4. Active preloading (as a constructive and design system)

These are the reasons why this study focuses on analyzing and describing the efficiency of different preloading systems of CFST sections, by comparing active and passive methods and depending on the order and procedure of applying the preload.

1.2 Initial Hypothesis

As it has been stated, the main purpose of this study is to analyze the efficiency of different systems of preloading CFST sections by comparing active with passive methods, and focusing on the first group. For that purpose, four different specific cases have been considered. The initial hypothesis is that preloading steel or concrete in CFST sections under specific conditions may improve the compressive capacity of these sections in terms of strength and, overall, the ductility. To apply a preload on one of the components may activate the confinement effect earlier, so that the embedded concrete becomes subjected to a uniform lateral pressure from the beginning that could enhance the compressive capacity.

2. Numerical Model

In order to carry out the numerical analysis, continuum models have been done by using Abaqus software, version 6.14-1. Both concrete and steel components of the section have been defined separately as solid continuum elements, known as C3D8R. In case of tube components, a minimum number of 3 elements in the wall-thickness have been considered in order to reproduce faithfully the mechanical behavior of the shell.

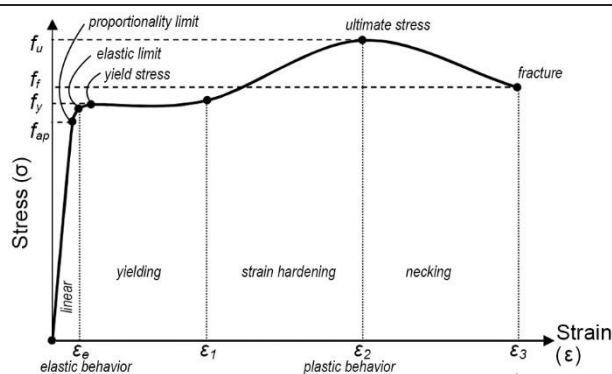


Fig. 5. Uniaxial stress-strain curve for steel considered in the models

2.1 Constitutive Model

In order to simulate the behavior of steel in the model, an elastic-plastic model according to the von Mises yield criterion has been used. The model requires the definition of a stress-strain curve with hardening effect, according to uniaxial experimental tests (see Fig. 5). A value of 0.29 has been chosen for the elastic Poisson's ratio, while 200000 N/mm² have been considered for the elastic Young modulus (see Table 1).

On the other hand, and in order to simulate the complex behavior of concrete, the "DPC" model (Damaged Plasticity Model for Concrete), available in Abaqus software and based on the postulates of Lubliner (Lubliner et al. [18]) has been used. This constitutive model consists in a three-dimensional continuum

plasticity-based damaged model, capable of simulating both tensile and compressive responses, even in case of high confining pressures.

Two different hardening laws depending on plastic strain rates have been defined separately - tension and compression (see Fig. 6). The “DPC” model defines the yield surface by means of two parameters, K_c and σ_{b0}/σ_{c0} : while the former describes the shape of the deviatoric plane, the latter establishes the ratio between the initial equibiaxial to the uniaxial compressive yield stress. A non-associated flow rule is used, and the flow potential follows the Drucker-Prager hyperbolic function. The dilation angle which is proposed is 31° , and the viscosity parameter is really small (close to zero), in order to allow stresses outside the yield surface and to avoid possible convergence difficulties.

The maximum tensile yield stress in case of concrete has been considered as the 9% of the maximum characteristic compressive stress (25 MPa), while for the Poisson’s ratio an initial value of 0.18 has been chosen. In the same way, the initial modulus of elasticity is defined as 27300 MPa for C25 concrete (see Table 1).

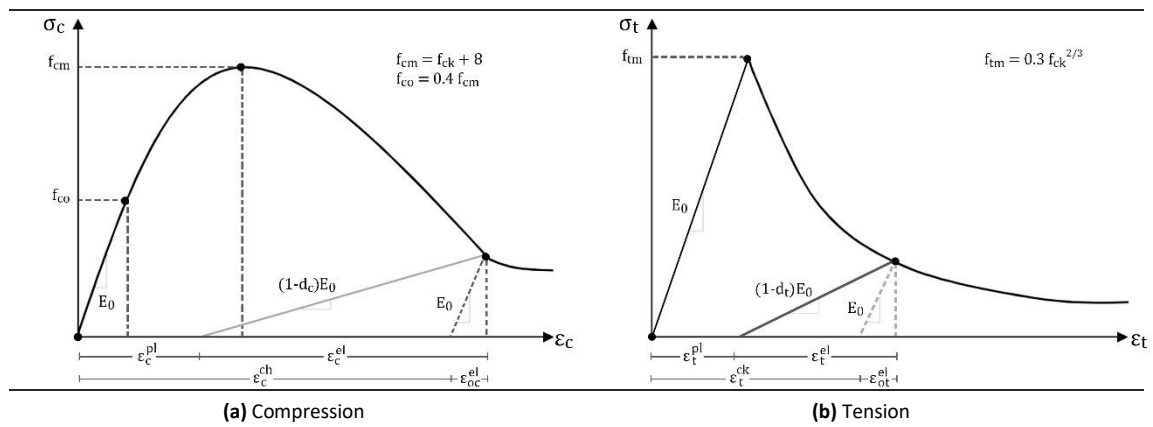


Fig. 6. Uniaxial stress-strain curves for concrete considered in the models

Contact interface between components has been also taken into account, since it is really significant on the global response of a composite section. Both normal and tangential algorithms have been defined in the model: the former as a simple “hard contact” model available in Abaqus, by avoiding any penetration between the components when contact occurs. The latter, as a friction-dependent

model that allows considering friction forces through a constant coefficient of 0.20, by Albareda [19].

Table 1. Material Properties of CFST's Specimens

Material	Mechanical Properties	
Steel Tube	Density	78.5 kN/m ³
	Young's Modulus (E_a)	2.0×10^5 MPa
	Elastic Poisson's Ratio (ν_a)	0.29
Concrete	Density	23.5 kN/m ³
	Young's Modulus (E_c)	2.73×10^4 MPa
	Elastic Poisson's Ratio (ν_c)	0.18

2.2 Geometry and Mesh

The geometry of the models has been defined cylindrically, according to the geometry of the specimens. Two independent meshes have been defined, corresponding to both components: one for the tube and the other for the concrete filling. The tubes range from 150 to 250 mm of outer diameter, while the tube is 6.3 mm wall-thickness in all cases.

The length of the analyzed specimens has been kept constant of 1000 mm in order to avoid any scale effect, and the two supporting faces have been restricted against displacements and also rotations, in order to simulate real conditions of laboratory. The mesh has been refined to a maximum element size of 10 mm (what corresponds to a ratio of Length/100), with a minimum of 3 elements in the tube wall-thickness, according to the calibration carried out by Albareda [19]; less than 3 partitions when using solid elements is not enough to simulate the nonlinear behavior of a cylindrical shell (see Fig. 7).

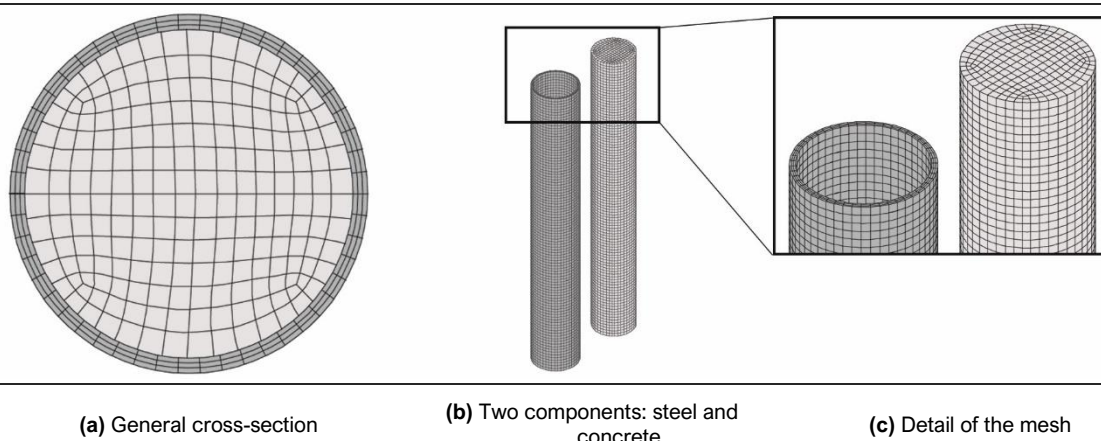


Fig. 7. Features of the mesh used in the analysis

2.3 Validation of the Model

The model has been validated by using real experiments of CFST sections under compression, some of them classified by Susantha *et al.* [20] and others carried out by Huang *et al.* [4]. In order to validate the finite element model is especially imperative that numerical results to fit the experimental load-strain diagram, especially at the peak of load.

The calibration of the model is especially important in order to confirm that concrete is expanding properly, so that interaction between both materials takes place. Diagrams of Fig. 8a-b compare the experimental versus the numerical curves obtained in this analysis for a set of four different circular sections. Different sections with different diameters and thicknesses have been used for validating the model, and a good agreement with experimental tests can be globally observed (Table 2 and Fig. 8a-b).

Table 2. Comparison between FEM analysis, experiments and theoretical calculations

Circular CFST sections used for verification of Susantha <i>et al.</i> [20]							
Author	Specimens	Dimension (d x t - mm)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)	N_{exp} (kN)	* N_{FEM} (kN)	N_{FEM}/N_{exp}
Susantha <i>et al.</i> [20]	CR4-A4	150x3.2	22	287.7	937	883	0.943
	4HN	150x4	28.7	279.9	1205	1229	1.020
	CC4-C-4	300.2x2.96	40.5	283	3394	3564	1.050

Análisis Experimental Evaluation of Structural Performance between Active and Passive Preloadin Systems in Circular Concrete-Filled Steel Tubes (CFST)

CF4-CC40	318.5x7.9	47.5	358.1	6525	6544	1.003
					Mean	1.004
					Standard Deviation	0.039

Experimental sections used for verification of Huang *et al.* [4]; and comparison between experimental sections with theoretical calculations

Author	Specimens	Dimension (d x t x l _e - mm)	f _{ck} (MPa)	f _y (MPa)	N _{exp} (kN)	N _{cal} (kN)	N _{cal} / N _{exp}
Huang <i>et al.</i> [4]	ME	108x4x1296	-	336	399	405	1.015
	MA	108x4x1296	44	336	774	792	1.023
	MB	108x4x1296	44	336	839	844	1.006
	MD1	108x4x1296	44	336	809	791	0.978
	MD2	108x4x1296	44	336	729	741	1.016
Han <i>et al.</i> [1]	HS1-1	120x2.65x360	20.1	340	640	633	0.989
	HS2-1	120x2.65x360	36	340	816	808	0.990
	HI1-1	120x2.65x1400	36	340	769	764	0.993
Liew <i>et al.</i> [2]	CFT-S-100-0P	219x6.3x708	108	300	5410	5280	0.976
	CFT-I-100-0P	219x6.3x1728	99	405	4977	4708	0.946
	CFT-L-100-0P	219x6.3x3078	100	393	4204	3964	0.943
					Mean	0.989	
					Standard Deviation	0.026	

FEM analyses compared with theoretical calculations

Author	Specimens	Dimension (d x t x l _e - mm)	f _{ck} (MPa)	f _y (MPa)	N _{FEM} (kN)	N _{cal} (kN)	N _{cal} / N _{FEM}
This study	CFST-1	250x6.3x1000	25	275	3573	3429	0.960
	ST-1	250x6.3x1000	-	275	1325	1326	1.001
	CFST-2	200x6.3x1000	25	275	2610	2470	0.946
	ST-2	200x6.3x1000	-	275	1055	1054	0.999
	CFST-3	150x6.3x1000	25	275	1694	1610	0.950
	ST-3	150x6.3x1000	-	275	783	782	0.999
Liew <i>et al.</i> [2]	CFT-S-100-0P	219x6.3x708	108	300	5692	5280	0.928
	CFT-I-100-0P	219x6.3x1728	99	405	4853	4708	0.970
	CFT-L-100-0P	219x6.3x3078	100	393	3987	3964	0.994
					Mean	0.972	
					Standard Deviation	0.026	

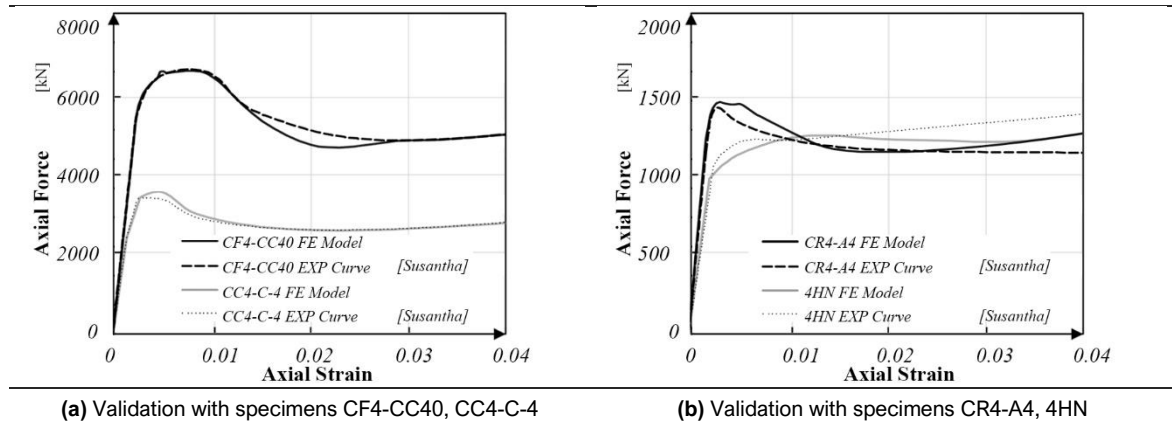
*values derived from models produced by this study

While N_{exp} is the maximum compressive load coming from the experimental test, N_{FEM} corresponds to the maximum load derived from the numerical model which is used in this study. The same agreement of results is shown in diagrams of Fig. 8a-b, where two load-strain curves are superimposed:

one coming from the numerical model (continuous line) and the other one from experimental test (dashed line).

To expand the calibration and verify the preload application, the stress-strain comparison was made between Huang’s [4] experimental models and the numerical models developed in this study (see Fig 8c-f). This was possible by comparing two stress indexes: the first is a result of the ratio between σ_{exp} (stress_{experimental}) collected in the experiments and σ_{max} (stress_{maximum}) calculated for the selected sections; in the second result, it has the division of σ_{FEM} (stress_{FEM}) withdrawal from numerical simulations, also the σ_{max} calculated for the selected sections. Were compared different sections (Steel Tube and CFST) and different preload applications (CFST with preload application initially on concrete core and CFST with preload application initially on the steel tube). The results again showed agreement, because it is possible to visualize that the model (solid line) is satisfactorily close to the experimental results (dashed line).

As a complement in Table 2, a comparison was made between results obtained by other authors.



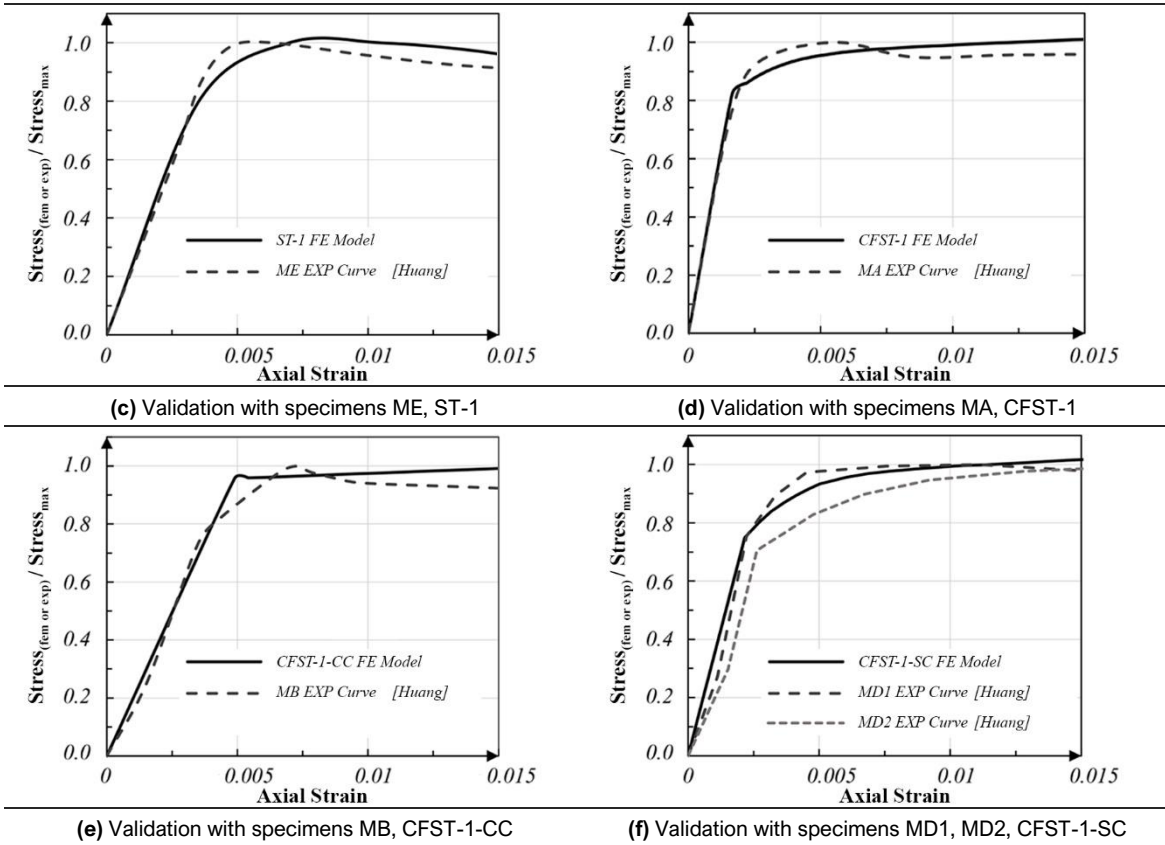


Fig. 8. Validation based on the models of Susantha *et al.* [20] (a-b) and Huang *et al.* [4] (c-f)

3. Parametric Analysis

In order to describe and quantify the effects of preloading concrete-filled steel tubular sections under different assumptions, a complete numerical campaign has been carried out by combining different outer diameters and ways of loading (active and passive). As previously mentioned, the way of introducing the preload becomes one of the decisive factors.

3.1 Definition of the analyzed specimens

A total of 18 different CFST specimens have been analyzed, in groups of 3 different diameters. S275 steel has been used (275 MPa) for the tube, while 25MPa plain concrete has been used for the core, without reinforcements. Different alternatives for preloading have been considered in each group, depending on the preloaded component (steel or concrete) and the way of loading (uniform hoop pressure, axial tension or axial compression, as it is explained in Section 3.2 below).

All specimens which have been analyzed are summarized in Table 3:

Table 3. Analyzed Specimens

Specimen	Group	Section		L (mm)	Preloaded component	Way of preloading
		D (mm)	t (mm)			
CFST-1-SP	1	250	6.3	1000	steel	hoop pressure
CFST-1-SC		250	6.3	1000	steel	compression
CFST-1-ST		250	6.3	1000	steel	tension
CFST-1-CC		250	6.3	1000	concrete	compression
CFST-1		250	6.3	1000	-	-
ST-1		250	6.3	1000	-	-
CFST-2-SP	2	200	6.3	1000	steel	hoop pressure
CFST-2-SC		200	6.3	1000	steel	compression
CFST-2-ST		200	6.3	1000	steel	tension
CFST-2-CC		200	6.3	1000	concrete	compression
CFST-2		200	6.3	1000	-	-
ST-2		200	6.3	1000	-	-
CFST-3-SP	3	150	6.3	1000	steel	hoop pressure
CFST-3-SC		150	6.3	1000	steel	compression
CFST-3-ST		150	6.3	1000	steel	tension
CFST-3-CC		150	6.3	1000	concrete	compression
CFST-3		150	6.3	1000	-	-
ST-3		150	6.3	1000	-	-

3.2 Definition of the ways of preloading

For each group of Table 3, four different ways of preloading have been considered in order to evaluate the efficiency: those with passive preloading (SC, axial compression on the tube and CC, axial compression on the core) and those with active preloading (SP, uniform hoop pressure on the tube and ST, axial tension on the tube). Fig. 9 illustrates each one.

It is important to consider that the load is applied in two different steps in order to evaluate the effects caused by the initial stress on the component. Step 1 corresponds to the initial preload, while Step 2 corresponds to the available effective load. Dealing with non-linear problems like this, it is highly recommended to apply imposed displacements (ΔL) instead of forces, in order to monitor results more accurately; actually, this procedure is the same as used by the activator in the laboratory. Only in case “d” (Fig. 9d) corresponding to a uniform pressure, the load has been applied directly by defining a positive pressure of 5 MPa.

In an explicit analysis, which is used in this study, the response of the elements subjected to acting forces is time-dependent, assuming that a fast application of the load or displacement has a direct effect on the result. Displacements and pressures have been applied slowly, by increasing the values according to a linear progression (Table 4).

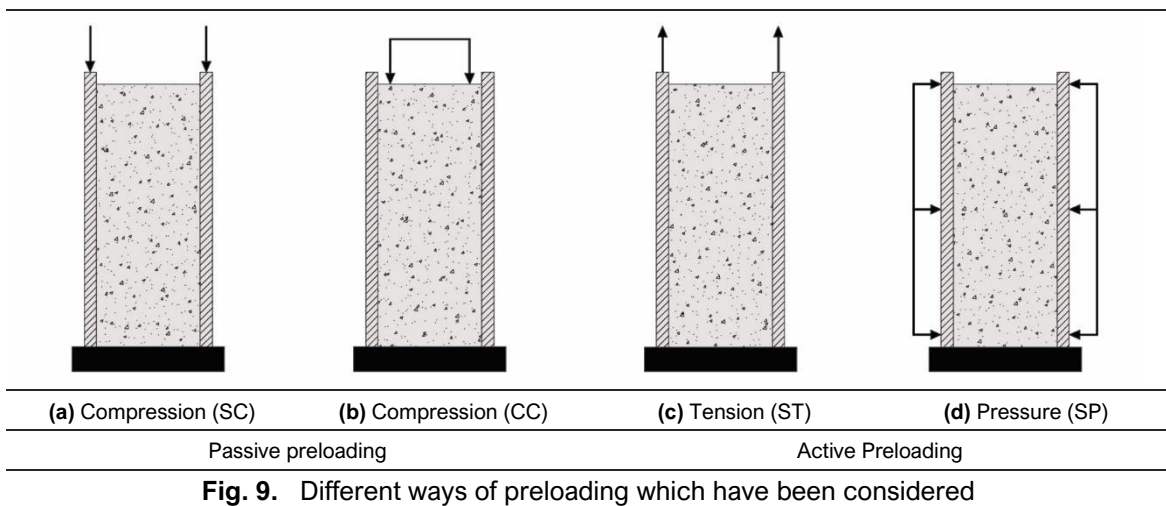


Table 4. Applied loads

Step	Typology	Value	Application Time
Step 1	Pressure	$p = 5 \text{ MPa}$	$\Delta t = 15 \text{ s}$

		Compression (steel tube or concrete core)	$\Delta L = 1.5$ mm	$\Delta t = 15$ s
		Traction	$\Delta L = 1.5$ mm	$\Delta t = 15$ s
Step 2	load	Compression (on all the section)	$\Delta L = 35$ mm	$\Delta t = 90$ s

3.3 Analysis Procedure

Assuming that the analysis is a simulation of the real test in the laboratory, both faces of the tubes have been assumed embedded (restricted against displacements and rotations in all axes). Real specimens subjected to axial displacements in the laboratory behave very similar to these boundary conditions (embedment at both faces), thanks to the appearance of friction forces between the faces and the activator.

The procedure which is used in this analysis of the specimens starts by preloading only one component (the tube or the core) during Step 1 (by compression, tension or hoop uniform pressure). Afterwards, effective load is applied during Step 2 to the whole composite section (this time on both components) until the failure. In order to describe the influence of preloading one component, it is necessary to separate the loading process into these two different Steps. Concrete is always considered completely dry from the beginning.

The Steps of loading are sequential, so that Step 2 only takes place if Step 1 has occurred. In order to reproduce faithfully the real behavior of the composite section, contact algorithms have been defined in the interface of the two components also from the first instant.

4. Analysis of Results

4.1 Load-strain behavior under different preloading methods

Each preloading method which is proposed in this study leads to a different pattern of load-strain curve of the composite section, when subjected to large axial compression. This pattern depends obviously on which is the preloaded component and how. In the process of preloading a composite section through one of the components, like in this case, the interface between both components and their lateral expansion become totally crucial. Depending on whether is steel or concrete preloaded, there is an increment or decrement of strength of the CFST section.

In case of CFST-SP, where the tube is firstly subjected to an inwards uniform hoop pressure, the fact of being embedded by the two edges leads to a slight compression of both components (see Fig. 10). The negative pressure over the tube compresses steel and concrete circumferentially, so that both components tend to expand vertically; since both are restricted by the two edges, it derives in a slight vertical compression takes place at Step 1. It is worth to state that inwards pressure guarantees the contact and transference of stresses between the two components.

When the service load is applied at Step 2, the composite section is already slightly compressed; thus, concrete of the core becomes confined from the early beginning. This early confinement effect provided by the initial pressure allows reaching high values of stress by the core, and therefore, a higher ultimate load of the composite section. This method could be put in practice through the previously pointed out procedures of Fig. 4 of Section 1.1.

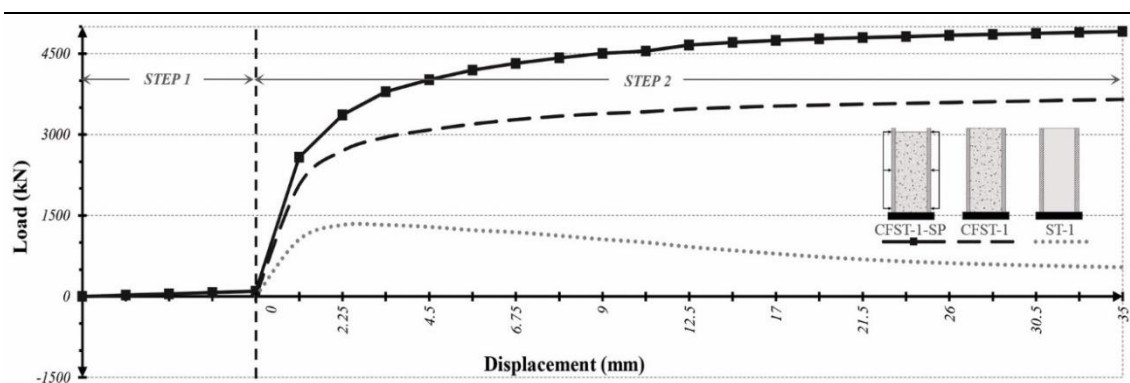


Fig. 10. Load x Displacement
CFST-1-SP / CFST-1 / ST-1 (Group 1 - 250x6.3)

In case of CFST-SC, the steel of the tube is axially compressed during the first step, so that it expands laterally outwards according its elastic Poisson's ratio of 0.29. Since the concrete core is not loaded in this phase, lateral expansion of the tube leads to a disconnection of both components and a consequent independent behavior. In Step 2, when concrete starts to be loaded by the first time, the tube is already loaded in a high ratio, so that the available service load is lower than the initial one (see Fig. 11). At the end, the ultimate squash load of the preloaded section is exactly the same than the regular CFST section, although it is reached significantly later. It is obvious that there is also an important reduction of stiffness at the beginning of second step, so it does not seem a very good procedure for to be inducted.

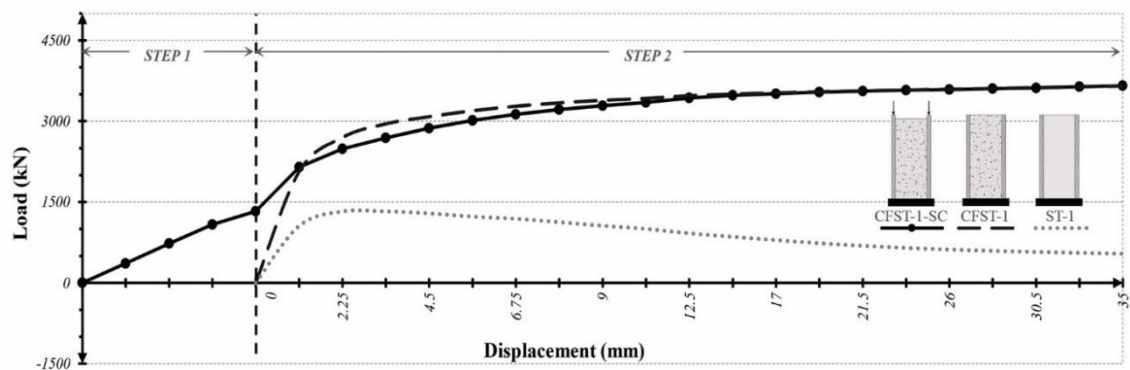


Fig. 11. Load x Displacement
CFST-1-SC / CFST-1 / ST-1 (Group 1 - 250x6.3)

In case of CFST-ST, the steel of the tube is axially tensioned during Step 1. Axial tension leads to lateral constriction of the tube, which generates hoop compression over the core at the same time. Needless to say that the fact of tensioning the tube before applying the compressive serviceability load provides an evident enhancement of the capacity of the section (see Fig. 12). Nevertheless, it is quite difficult to take profit of this enhancement in real structures, since it requires high pre-tension loads on the tube which are not easy to achieve. Apart from the evident increment of strength, this method does not provide any other extra advantage in terms of global capacity.

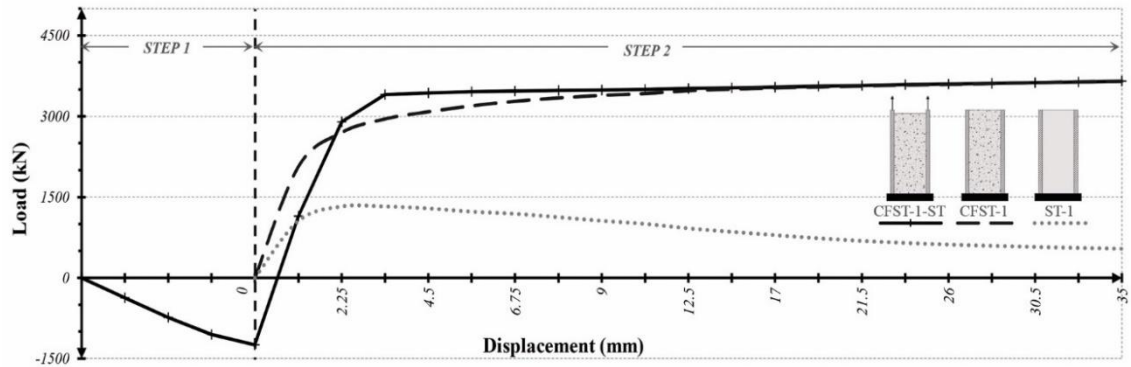


Fig. 12. Load x Displacement
CFST-1-ST / CFST-1 / ST-1 (Group 1 - 250x6.3)

Finally, in case of CFST-CC, the concrete is initially compressed alone during Step 1. This leads to the activation of the confinement effect from the early beginning (see Fig. 13), by guaranteeing the contact interface between components all the time. When concrete is firstly compressed, the core expands laterally against the tube, according its initial Poisson's coefficient. After a first stage of compression, when concrete reaches approximately half part of its capacity, the material starts to expand more than the specified by the elastic Poisson's coefficient until reaching values beyond 0.50. It can be stated that this procedure activates confinement at an earlier stage of loading, what means that the composite section reaches the squash load also earlier. Nevertheless, the ultimate compressive strength is exactly the same than without having the preload.

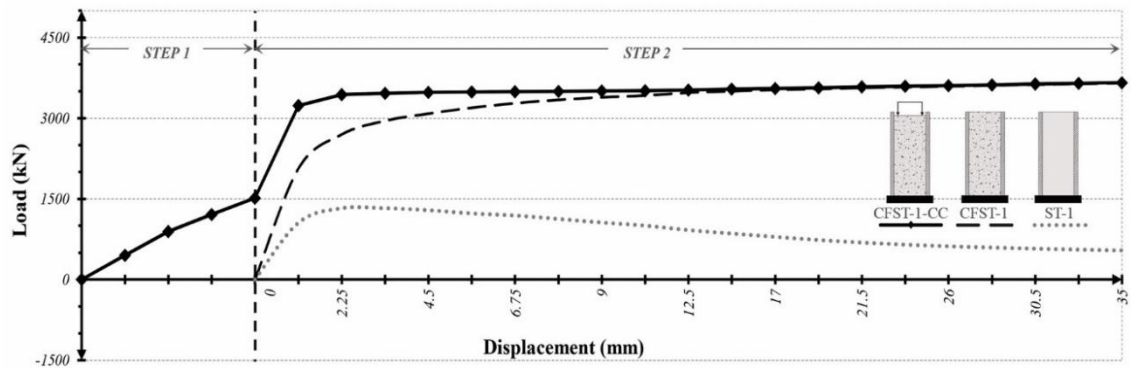


Fig. 13. Load x Displacement
CFST-1-CC / CFST-1 / ST-1 (Group 1 - 250x6.3)

4.2 Efficiency of the analyzed different preloading methods

By analyzing the load-strain curves, there are two methods which clearly enhance the strength capacity of CFST sections. The other two, by the contrary, clearly reduce their axial capacity. Sections where the steel is subjected to an initial uniform pressure or axial tensile stress lead to a significant increment of the whole capacity. This increment may reach up to 38% in case of CFST-1-ST and 36% in case of CFST-1-SP in the analyzed specimens (see Figs. 14-15).

On the contrary, sections where steel or concrete are axially compressed during Step 1 tend to reduce the squash capacity of these sections. This reduction may be up to 36% less in case of CFST-1-SC and up to 41% less in case of CFST-1-CC.

Only two among the four described pre-tensioning methods are effective in terms of enhancing the axial capacity of a CFST section, and only one of these two could be reliable for construction, which is the CFST-1-SP. The fact of applying a hoop stress to the tube before the serviceability load on the whole section activates confinement effect from the beginning of Step 2 and multiplies the capacity of concrete. A slight increment of concrete strength turns into a significant increment of axial capacity of the section, due to the ratio of concrete area compared to the entire cross section.

Besides, while the axial tension of steel tube requires a secondary or extra structure to compensate the reaction force derived from preloading in case of CFST-ST, the tensile hoop stress of the tube compensates itself due to the circular shape of the cross-section in case of CFST-SP. This is the reason why the unique method which is feasible in real structures is the latter.

While pre-tensioning methods such as the CFST-ST and the CFST-CC keep identical stiffness as the one of original sections, in CFST-SP – where the feasible gain of strength is more evident – the fact of preloading the tube has a harmful effect on stiffness. The inwards pressure over the tube leads to an early confinement effect over the core, but also to reach the yielding limit of steel before than in other methods. Since the steel is circumferentially stressed at Step 1, the

tube reaches the yield limit before than under other assumptions, so that the load-strain curve is governed by concrete confinement also before (see Figs. 14-15).

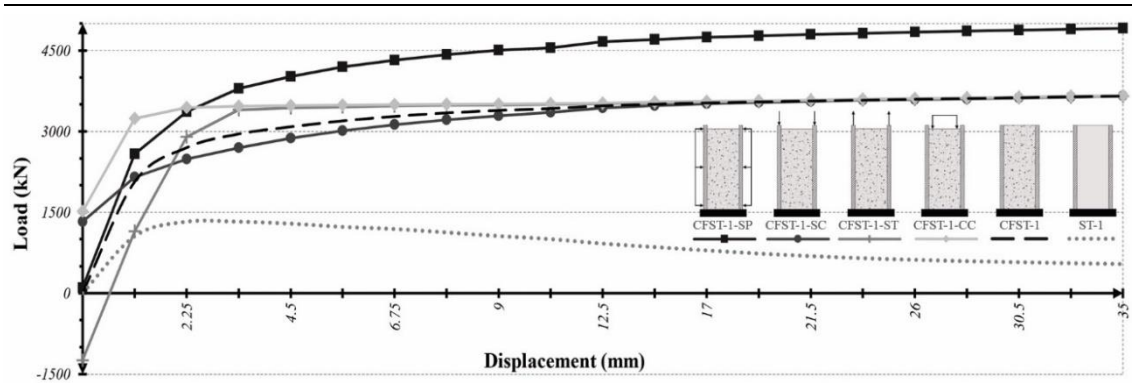


Fig. 14. Load x Displacement – in Step 2, comparative between: CFST-1-SP / CFST-1-SC/ CFST-1-ST / CFST-1-CC / CFST-1 / ST-1 (Group 1 - 250x6.3)

On the contrary, this reduction of stiffness is compensated by a clear enhancement of ductility. It is clear that as higher is the confinement effect over the core, higher is the ductility of the whole section. Concrete completely embedded inside the tube and confined by the initial pressure becomes less damaged than a regular plain concrete.

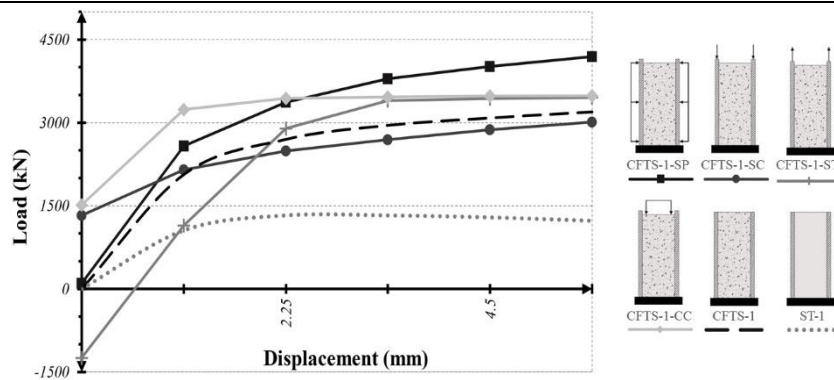


Fig. 15. Load x Displacement – in Step 2, zoom in deformation up to 5mm and comparative between: CFST-1-SP / CFST-1-SC/ CFST-1-ST / CFST-1-CC / CFST-1 / ST-1 (Group 1 - 250x6.3)

4.3 Stress on components and influence of confinement effect

It is interesting to analyze the stress state of both components at each step and depending on the preloading method. The transfer of stresses between the tube and the core and their biaxial stress state give a clear picture of the mechanical response under each assumption.

In case of concrete of the core, the evolution of vertical stress tells about the state of confinement, and also about the state of compressive damage. In diagram of Fig. 16 it is evident that section CFST-SC suffers a significant loss of rigidity, due to the early compression of the tube; this leads to an increment of compressive damage at earlier stages of loading (Susantha et al. [20]). Contrarily, in section CFST-SP, the gain of strength due to confinement effect becomes also evident, by reaching high quotes of load at early stages of deformation, and by reducing compressive damage at the same time.

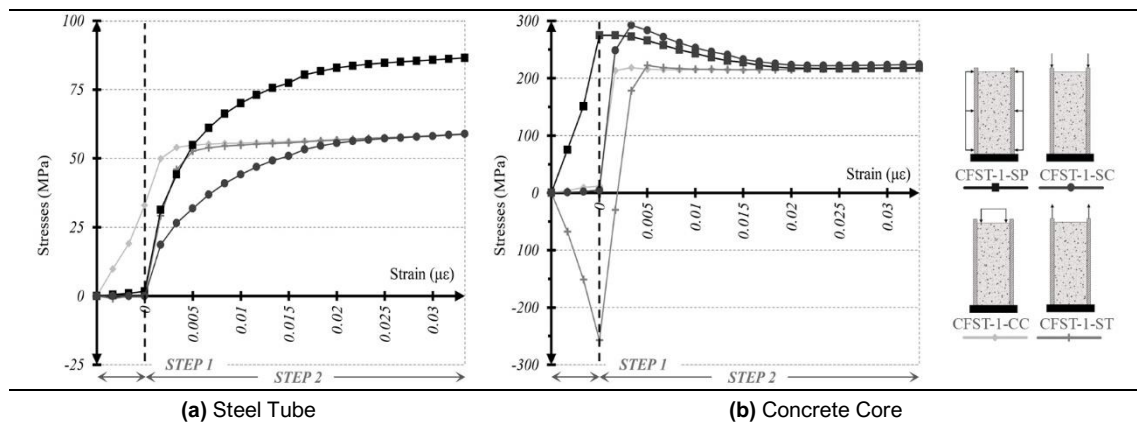


Fig. 16. Stress x Vertical Strain – by separate materials – Group 1 (250x6.3)

In case of steel, the biaxial stress state of the tube becomes fundamental in terms of mechanical response of the whole section. Note that in cases CFST-SP and CFST-SC, the appearance of positive hoop stress in the tube is delayed until the concrete core expands laterally –very similar as in case of a regular CFST. Otherwise, in case of CFST-ST and CFST-CC (those where there is a significant enhancement of strength) positive hoop stress of the tube takes place from the beginning of Step 2, boosting the confinement effect on the core, and increasing the whole axial capacity of the section.

Análisis Experimental Evaluation of Structural Performance between Active and Passive Preloadin Systems in Circular Concrete-Filled Steel Tubes (CFST)

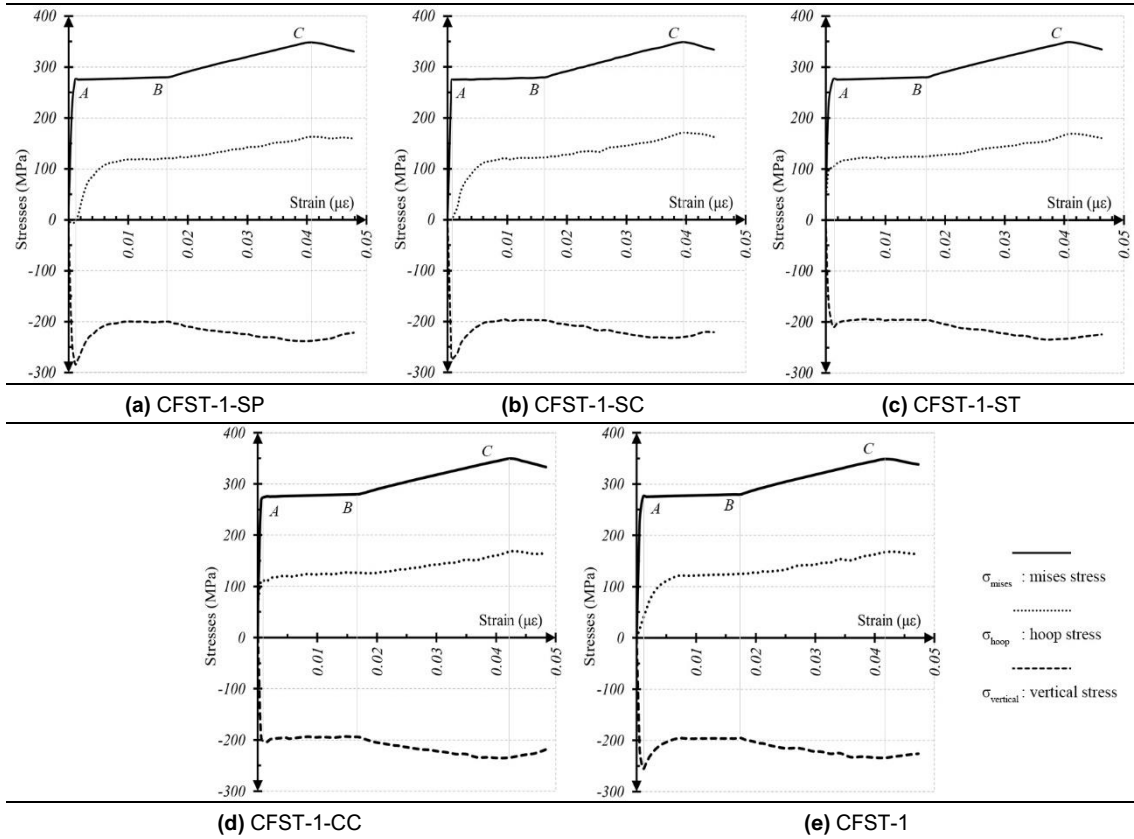


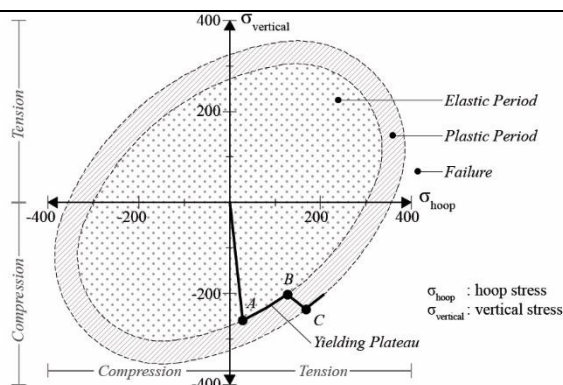
Fig. 17. Stresses x Vertical Strain – by section – Group 1 (250x6.3)

One significant point in the loading process of these specimens is the yielding point of steel. In terms of stiffness and ductility, yielding of the tube leads to a change in the load-strain behavior; the material which governs the axial response changes from steel to concrete, with all the subsequent consequences, such as a less linear response with larger amount of dissipated energy. Attached diagrams (Figs. 17-18 and Table 5) show those significant points in the complete load-strain biaxial path of steel; as longer is the A-B period, higher is the ductile capacity of the section. Ductility is directly related with the selected preloading method, since the fact of reaching the yielding point before due to the combination of hoop and vertical stress conducts towards a reduction of the plastic period.

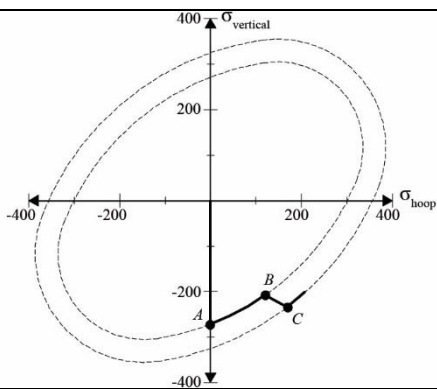
Table 5. Stresses for Mises curve – Group 1 (250x6.3)

Análisis Experimental Evaluation of Structural Performance between Active and Passive Preloadin Systems in Circular Concrete-Filled Steel Tubes (CFST)

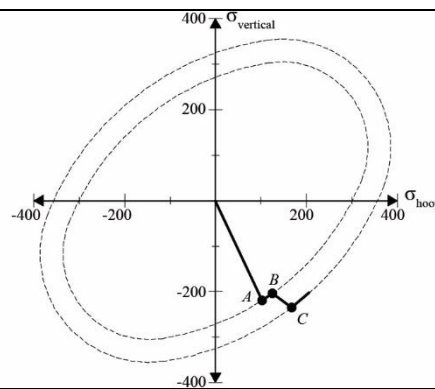
Specimen	Point A		Point B		Point C	
	σ_{hoop}	$\sigma_{vertical}$	σ_{hoop}	$\sigma_{vertical}$	σ_{hoop}	$\sigma_{vertical}$
CFST-1	28.291	-259.882	124.880	-199.811	166.999	-234.015
CFST-1-SC	0.009	-274.924	122.161	-196.516	170.584	-230.883
CFST-1-ST	103.465	-208.512	126.171	-198.824	168.789	-232.625
CFST-1-SP	-4.789	-280.207	120.766	-203.318	162.437	-238.138
CFST-1-CC	107.120	-205.229	124.390	-195.949	168.410	-233.857



(a) CFST-1



(b) CFST-1-SC



(c) CFST-1-ST

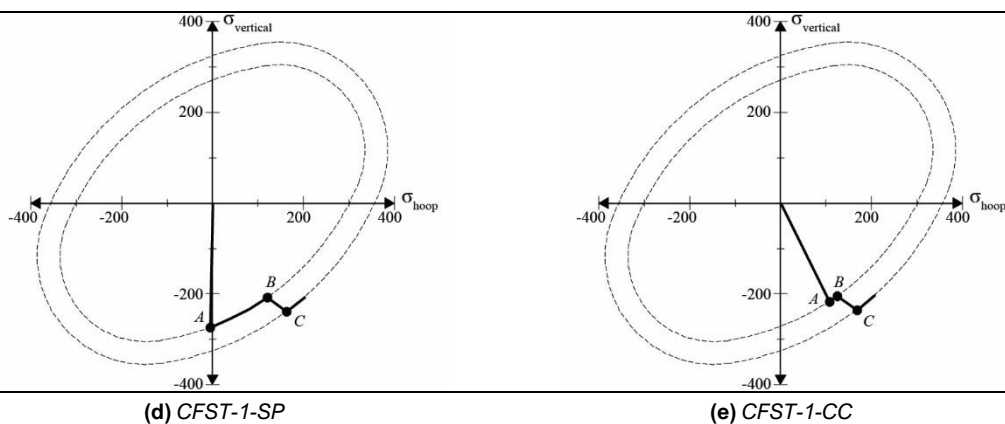


Fig. 18. Mises Curves (MPa) – by section – Group 1 (250x6.3)

4.4 Influence of the tube diameter

From results shown in table below (Table 6), there is a clear relationship between the gain in strength of the section thanks to the preload and the outer diameter. As larger is the diameter, larger is the contribution of concrete and confinement effect on the whole section. In this way, while an enhancement of 34% can be noted in diameters of 250 mm, this percentage decreases with the diameter. The relationship is not linear, as the area of the section grows exponentially, and the effects of confinement effect too.

Table 6. Loads of all tested models

D (mm)	Specimen	Step 1				Step 2				Gain (%)
		$\Delta\delta$ (mm)	Load (kN)			$\Delta\delta$ (mm)	Load (kN)			
			Steel	Concrete	Section		Steel	Concrete	Section	
250	CFST-1-SP	5*	24.0	75.4	99.3	35	1081.7	3828.6	4910.2	34,45
	CFST-1-SC	1.5	1325.8	0.1	1325.9	35	1049.8	2608.5	3658.3	
	CFST-1-ST	1.5	-1239.7	-3.7	-1243.4	35	1056.2	2596.3	3652.5	
	CFST-1-CC	1.5	55.6	1459.1	1514.7	35	1059.5	2604.2	3663.6	
	CFST-1	-	-	-	-	35	1058.6	2593.3	3651.9	
	ST-1	-	-	-	-	35	541.0	-	541.0	
200	CFST-2-SP	5*	20.6	45.2	65.9	35	826.6	2643.0	3469.6	29,46
	CFST-2-SC	1.5	1053.8	-0.1	1053.7	35	769.8	1904.3	2674.0	
	CFST-2-ST	1.5	-979.7	-2.4	-982.1	35	764.7	1901.9	2666.6	

*Análisis Experimental Evaluation of Structural Performance between Active and
Passive Preloadin Systems in Circular Concrete-Filled Steel Tubes (CFST)*

	CFST-2-CC	1.5	53.3	921.4	974.8	35	769.5	1911.5	2681.0	
	CFST-2	-	-	-	-	35	778.0	1901.9	2679.9	
	ST-2	-	-	-	-	35	496.2	-	496.2	
	CFST-3-SP	5*	15.9	22.9	38.8	35	475.7	1626.8	2102.5	21,73
	CFST-3-SC	1.5	780.8	0.0	780.8	35	479.8	1245.9	1725.7	
150	CFST-3-ST	1.5	-762.5	26.9	-735.6	35	478.2	1247.9	1726.1	
	CFST-3-CC	1.5	20.8	516.0	536.8	35	480.6	1242.9	1723.5	
	CFST-3	-	-	-	-	35	482.3	1244.8	1727.1	
	ST-3	-	-	-	-	35	355.2	-	355.2	

5. Conclusions

The fact of using composite tubes in high-rise structures usually entails some side-effects terms of undesired preloads that must be considered in the structural design. Construction process itself derives into preloads on steel or concrete that commonly reduces the capabilities of these powerful sections (passive preloading phenomena). This phenomenon has been widely studied by several authors these last decades.

However, the concept of preloading may not be always harmful, depending on the procedure and the order of applying the load. There are some specific circumstances in which the fact of preloading becomes clearly beneficial in terms of the strength and ductility of the section, by enhancing or speeding up the confinement effect of concrete infill (called as active preloading methods). Some procedures may boost the confinement effect over the core, by enhancing the whole ductility of the section.

The first significant conclusion of this research is that preloading methods that do not consider extra material for that purpose (extra elements like outer rings or bolts and flanges) do not finally improve the maximum squash load of the section. These are the cases of CFST-ST and CFST-SP, where circumferential pressure and axial tension over the tube require extra elements: post-tensioning steel rings or bars as described before. In all other preloading procedures, where only steel or concrete components are involved, the section reaches the same

maximum squash load (later or earlier), although confinement effect may be activated before with its evident benefits.

This is the reason why the preload in CFST sections is usually seen more as a problem rather than an opportunity, since it normally derives from constructive issues and does not provide enhancements. An improvement of capacity requires implementing extra elements somehow, such as post-tensioning rings or bolts. Nevertheless, these elements may be simple compared with the significant gain in strength and ductility they provide. These preloading methods are called active preloading methods in the text in order to illustrate the clear difference with those which are undesired, derived from construction processes.

Diagrams shown in Fig. 14 above are those which probably prove this more clearly. The only two sections which become enhanced in terms of strength by preloading are CFST-1-SP and CFST-1-ST; all other cases reach the same squash load at the end.

The second conclusion of this research is that while preloading only one of the two components (steel or concrete) without any extra element does not improve the strength of the section, it may enhance the global stiffness of the section instead thanks to an early activation of confinement effect. From obtained results in the numerical campaign, if confinement effect appears before, lateral pressure over concrete avoids micro-crushing at early stages and finally allows an increment of global stiffness of the composite section. To preload one component before in a CFST section allows governing the appearance of confinement effect and reducing, this way, the damage process of concrete by enhancing stiffness at the same time. This is significant in the serviceability of these sections, since one of the most relevant disadvantages of regular CFST sections is that confinement effect appears only under really high ratios of loading.

Finally, after carrying out the analysis of different preloading methods and procedures and identifying most relevant differences, it can be stated that passive methods of preload in CFST sections do not contribute to improve the strength of the section (cases CFST-1-SC and CFST-1-CC), while active procedures do allow it (cases CFST-1-SP and CFST-1-ST). Assuming that the second group of sections do require extra material to achieve the preload ratio, an active preloading is clearly beneficial for the global performance of the sections. Actually, and derived from numerical results of parametric analysis, the only

assumption where preloading is clearly harmful for the section is CFST-1-SC where steel is firstly loaded (which corresponds to most usual cases in multistory construction processes).

Based on these conclusions, it is needed to continue this research in order to determine the contribution of preloading under cyclic and long-term hypothesis. Active preloading of tubular composite sections by means of extra elements may be a challenging opportunity for engineers and designers, especially thinking in an environment of industrialized off-site composite construction.

References

- [1] Han, L.H. and Yao, G.H. (2003), "Behaviour of concrete-filled hollow structural steel (HSS) columns with preload on the steel tubes", *Journal of Constructional Steel Research*, **59**(12), 1455-1475.
- [2] Liew, J.Y.R. and Xiong, D.X. (2009), "Effect of preload on the axial capacity of concrete-filled composite columns", *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(3), 709-722.
- [3] Liew, J.Y.R. and Xiong, D.X. (2007), "Preload effect on the axial capacities of concrete-filled columns". *Proceedings of the 3th International Conference on Steel and Composite Structures (ICSCS07), Manchester, UK, July-August/2007*, 255-261.
- [4] Huang, F., Yu, X. and Chen, B. (2012), "The structural performance of axially loaded CFST columns under various loading conditions". *Steel and Composite Structures*, **13**(5), 451-471.
- [5] Huang, F., Yu, X., Chen, B. and Li, J. (2016), "Study on preloading reduction of ultimate load of circular concrete-filled steel tubular columns", *Thin-Walled Structures*, **98**, 454-464.
- [6] Han, L.H. and Yang, Y.F. (2001), "Influence of concrete compaction on the behavior of concrete filled steel tubes with rectangular sections", *Advances in Structural Engineering*, **4**(2^ospec.iss), 93-100.

- [7] Han, L.H. and Yao, G.H. (2003), "Influence of concrete compaction on the strength of concrete-filled steel RHS columns", *Journal of Constructional Steel Research*, **59**(6), 751-767.
- [8] Han, L.H. (2000). "The influence of concrete compaction on the strength of concrete filled steel tubes", *Advances in Structural Engineering*, **3**(2), 131-137.
- [9] Xiong, D.X. and Zha, X.X. (2007), "A numerical investigation on the behaviour of concrete-filled steel tubular columns under initial stresses", *Journal of Constructional Steel Research*, **63**(5), 599-611.
- [10] Xiong, D.X. and Zha, X.X. (2005), "Non-linear analysis of the initial stress effect on the behaviour of concrete-filled square steel tubular members", *Advanced in Steel Structures*, **1**, 689-694.
- [11] Patel, V.I., Liang, Q.Q. and Hadi, M.N.S. (2014), "Behavior of biaxially-loaded rectangular concrete-filled steel tubular slender beam-columns with preload effects", *Thin-Walled Structures*, **79**, 166-177.
- [12] Patel, V.I., Liang, Q.Q. and Hadi, M.N.S. (2013), "Numerical analysis of circular concrete-filled steel tubular slender beam-columns with preload effects", *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, **13**(3), 1250065/1-1250065/23
- [13] Patel, V.I., Liang, Q.Q. and Hadi, M.N.S. (2012), "Nonlinear inelastic behavior of circular concrete-filled steel tubular slender beam-columns with preload effects". *Proceedings of the 10th International Conference on Advances in Steel Concrete Composite and Hybrid Structures*, Singapore, Singapore, July/2012. 978-981.
- [14] Chang, X., Huang, C.K. and Chen, Y.J. (2009), "Push-out of pre-stressing concrete filled circular steel tube columns by means of expansive cement", *Engineering Structures*, **31**(11), 2588-2597.
- [15] Crespo, D.R., Carballosa-Miguel, P. and Calvo, J.L.G. (2017), "Guía para el empleo de hormigones expansivos" ("Guide for the use of expansive concretes"). *Monographs of Eduardo Torroja Institute of Construction and Cement (IETcc)*, n°425, 0-63. (in spanish)
- [16] Li, W., Han, L-H. and Zhao, X-L. (2012), "Axial strength of concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) columns with preload on steel tubes", *Thin-Walled Structures*, **56**, 9-20.

- [17] Schneider, S.P. (1998), "Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes", *Journal of Structural Engineering*, **125**(10), 1202-1206.
- [18] Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S. and Oñate, E. (1989), "A plastic-damage model for concrete", *International Journal of Solids and Structures*, **25**(3), 299-326.
- [19] Albareda-Valls, A. (2013), "Numerical analysis of concrete-filled tubes with stiffening plates under large deformation axial loading."; Ph.D. Dissertation, Polytechnic University of Catalonia (UPC), Barcelona, Spain.
- [20] Susantha, K.A.S., Ge, H. and Usami, T. (2001), "Uniaxial stress-strain relationship of concrete confined by various shaped steel tubes". *Engineering Structures*, **23**(10), 1331-1347.

A2.

Analysis of Slab-column Connections in CFT sections without continuity of the tube

Albareda-Valls^{a*}, C. Milan^a, J. Maristany Carreras^a and D. Garcia Carrera^a

^a Dep. Technology in Architecture, Universitat Politècnica de Catalunya, Spain

*corresponding author, e-mail address: albert.albareda@upc.edu

Abstract.

When dealing with concrete-filled tube columns and RC slabs, it is usual to interrupt steel tubes in slab-column connections if the column is mainly compressed. Contractors do prefer to solve these connections with independent tubes, although inner reinforcements may be continuous through the slab. In these cases, both tubes from the upper and lower levels do have base plate connections, with a set of anchor bolts. This procedure saves a lot of time of global works, by making everything easier at the same time, as tubular profiles do not intersect the formwork.

However, this reasonable design for slab-column joints suggest at least some questions about the strength of the concrete at the area of connection, where the tube has been interrupted. On the one hand, the load is transferred through concrete in the slab thickness, since there is no continuity of the tube; on the other hand, concrete at that point becomes triaxially confined due to the restriction to lateral deformation.

This study analyses the validity of this connection method and the differences observed depending on the relative location of the column (corner, façade –lateral- or central pillars). Needless to say that the relative location of the column leads to different confinement patterns in concrete.

Keywords: *Concrete-filled tubes; slab-column connections; confinement effect.*

1. Introduction

When dealing with concrete-filled tube columns, slab-column connections may become sensitive points for many constructive reasons. The difficulties related with the discontinuity of the formwork and the different phases of concreting, lead to think about possible alternatives to the continuity of the tube.

This is exactly the case of compressed columns with low bending moment ratios. Columns under this assumption transfer the compressive load from one tube to the other through the slab, by using a base plate bolted connection. In this case, the entire load coming from the tube becomes distributed over the slab, and it is concentrated again on the tube below. The bolts are no necessarily preloaded, since these typology of columns are mostly subjected to compression.

Slab-column tubular connections without continuity of the tube guarantee the continuity of reinforcements (Fig. 1.).

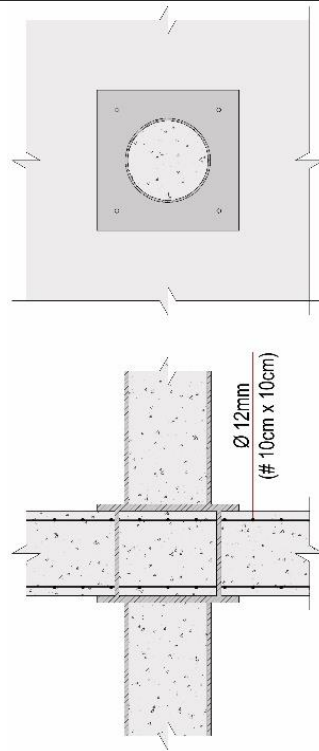


Fig. 1. Slab-column connections without continuity of the tube.

2. Hypothesis

The starting hypothesis of this study is that concrete enclosed within the thickness of the RC slab (Fig. 1.) transfers the load from upper tube to the one below, by becoming partially or fully confined, so that the compressive strength may be clearly enhanced.

This phenomenon leads to wonder if this enclosed concrete becomes capable enough of transferring faithfully the load of the pillar. The assumption of axisymmetry in the X and Y axes in this case is very important in order to provide effective confinement effect. In this way, the continuity may be totally guaranteed despite the interruption of the tube.

This assumption is different depending on the relative location of the column in the slab, so that a pillar on the corner has very different boundary conditions than a pillar in the middle.

3. FEM Model

A full continuum model has been carried out (Fig. 2.), by considering the full slab-column connection with axisymmetry conditions in the two axes. The model has been done by Abaqus software, 6.13 edition, with complex material constitutive models and full integration.

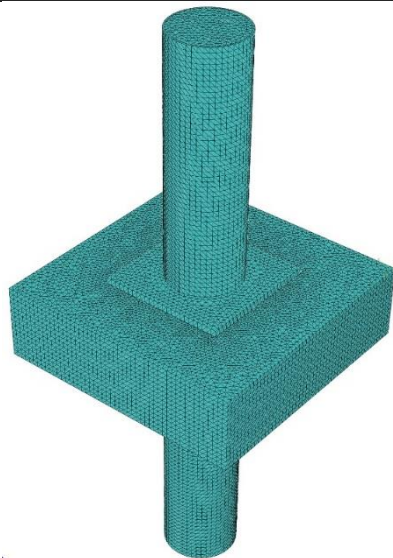


Fig. 2. View of the continuum model used.

3.1 Mesh and boundary conditions

A tetrahedral mesh has been chosen for the model in order to fit all different geometries involved. Solid elements have been used for steel and concrete, while “wire” elements have been used for reinforcements. While the lower face of the tube has been encasted, the upper face at the top has been restricted against rotation only.

The load has been applied uniformly to the upper face, through a ramped displacement until reaching the ultimate load.

3.2 Material models

The constitutive models for both steel and concrete which has been used in this analysis were calibrated in other occasions by the same authors [1], by taking plasticity criteria into account for both materials. For steel, an elastic-plastic model with isotropic plasticity has been implemented, while the CDP model (Concrete Damage Plasticity) has been used for concrete, being sensitive to hydrostatic pressure [2-4].

4. Numerical analysis

4.1 Cases of study

Three different configurations have been chosen, depending on the relative location of the column, in order to evaluate the efficiency of these simple connections: central, lateral and corner connections, (Fig. 3.). While in central pillars, the continuity of the slab guarantees a reliable confinement effect over the enclosed concrete, in corner pillars this may be not clear.

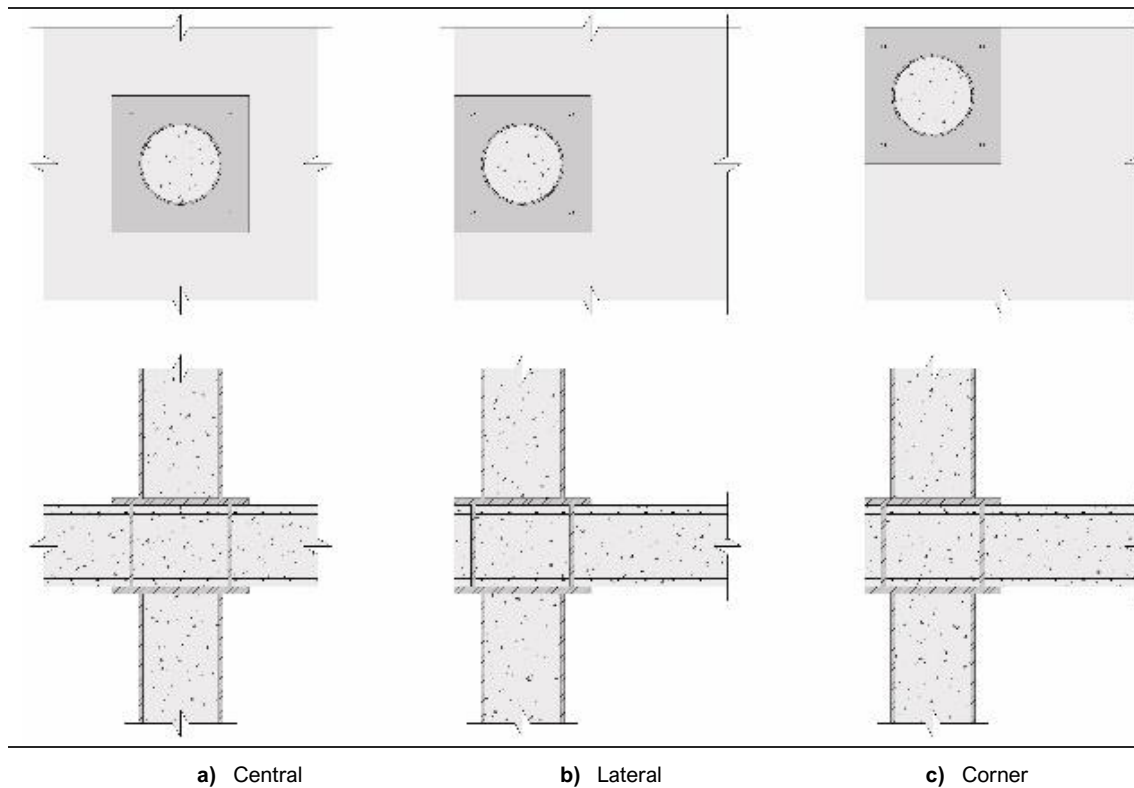


Fig. 3. Slab-column connections without continuity of the tube.

The continuity of the slab in the X and Y axes is evaluated as an important factor in the mechanical response of the joint. Of course the thickness of the slab and the base plate are also decisive, but this will require further numerical campaigns in the future.

Analysed tube are 1000 mm high by each side, and the enclosed slab is 300 mm thick, with a minimum reinforcement of $\varnothing 12$ in two meshes of 10x10 cms (upper and lower) to reproduce usual dimensions in this typology. Specimens have the following mechanical and geometrical features (Table 1.):

Table 1. List of analysed specimens.

Specimen	D_{out}	t	f_{ck}	f_{yk}
CENTRAL	300	8	25	275
LATERAL	300	8	25	275
CORNER	300	8	25	275

Dimensions in mm and strengths in MPa

The connection plate has been considered of 25 mm thickness, 500x500 mm width, in order to be enough rigid to transfer stresses, and connected with 4 bolts at the edges.

5. Analysis of results

5.1 Transference of load

As it can be derived from results, there is a faithful transference of load through the RC slab. This transference is enough reliable to allow the interruption of the tube in all cases, despite there is a slight difference in the ultimate load depending on the relative location of the pillar (Fig. 4).

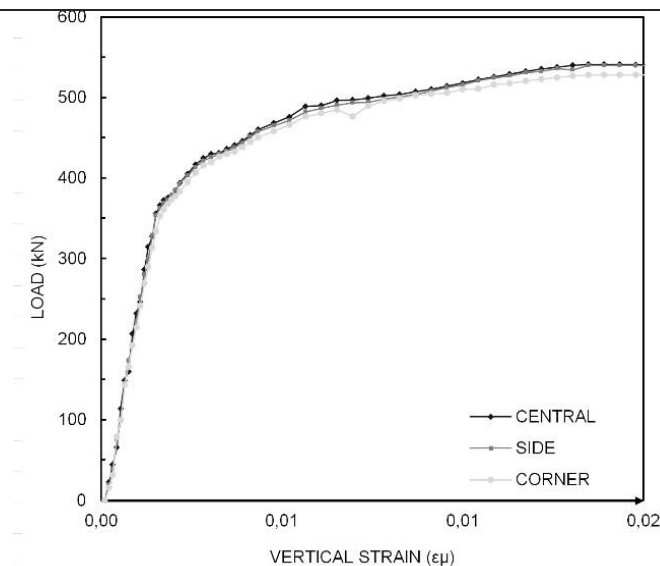


Fig. 4. Load-Strain obtained curves, load in Tn.

The ultimate compressive loads which have been obtained in the numerical analysis are summarized in Table 2, for central, corner and lateral cases. The decrement of compressive capacity is significant in case of the corner specimen,

up to a 9,75% less than the central one, by using the exact solution based on a 4 bolt connection and one base plate by each side.

Table 2. Ultimate load of analysed specimens

<i>Specimen</i>	<i>Npl.Rd</i>
CENTRAL	541,20 kN
LATERAL	540,00 kN
CORNER	527,90 kN

5.2 Effect of confinement effect in concrete

It becomes evident, derived from numerical results, that enclosed concrete between the two base plates is subjected to a confinement effect in the three cases, with different patterns. In Figures 5 and 6 below, it can be seen how confinement effect (stresses over 25 MPa, in grey) appears later in a) (central pillar) rather than c) (corner pillar). This is caused by the amount of available area of concrete to distribute compressive stresses below the tube, since in case of corner connection this area is significantly lower.

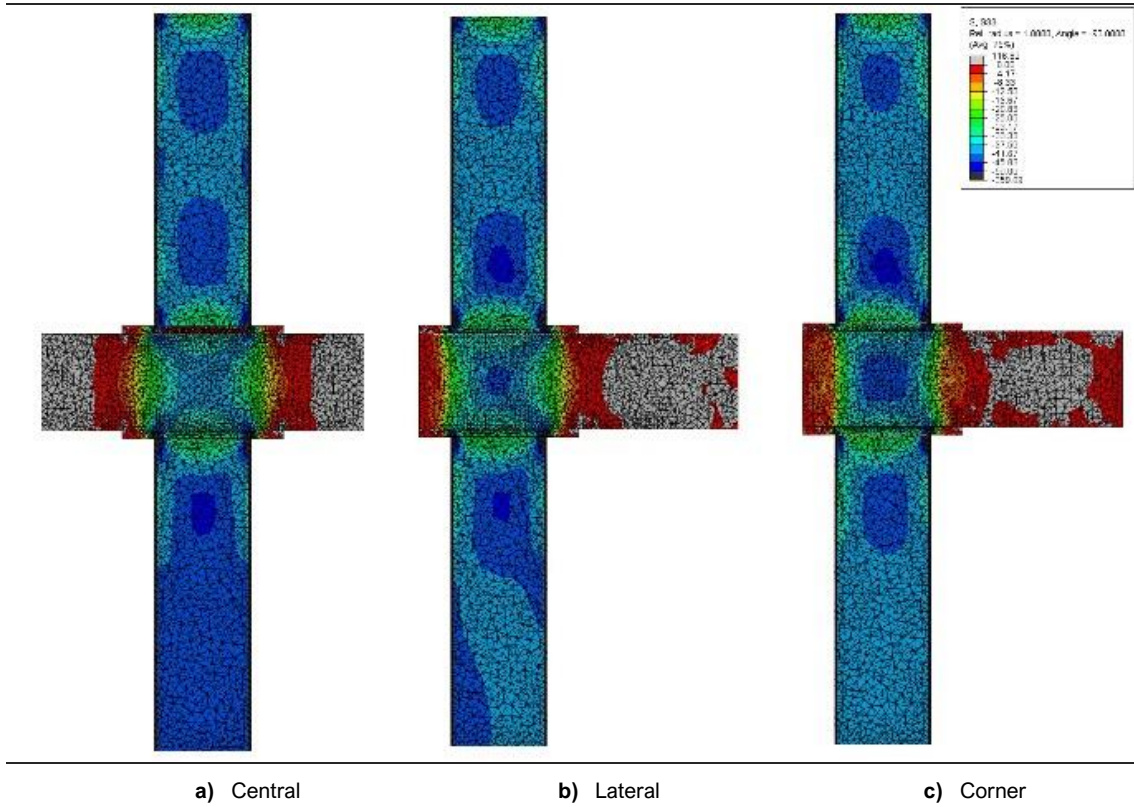


Fig. 5. Vertical stress S_{33} at strains of 0.005.

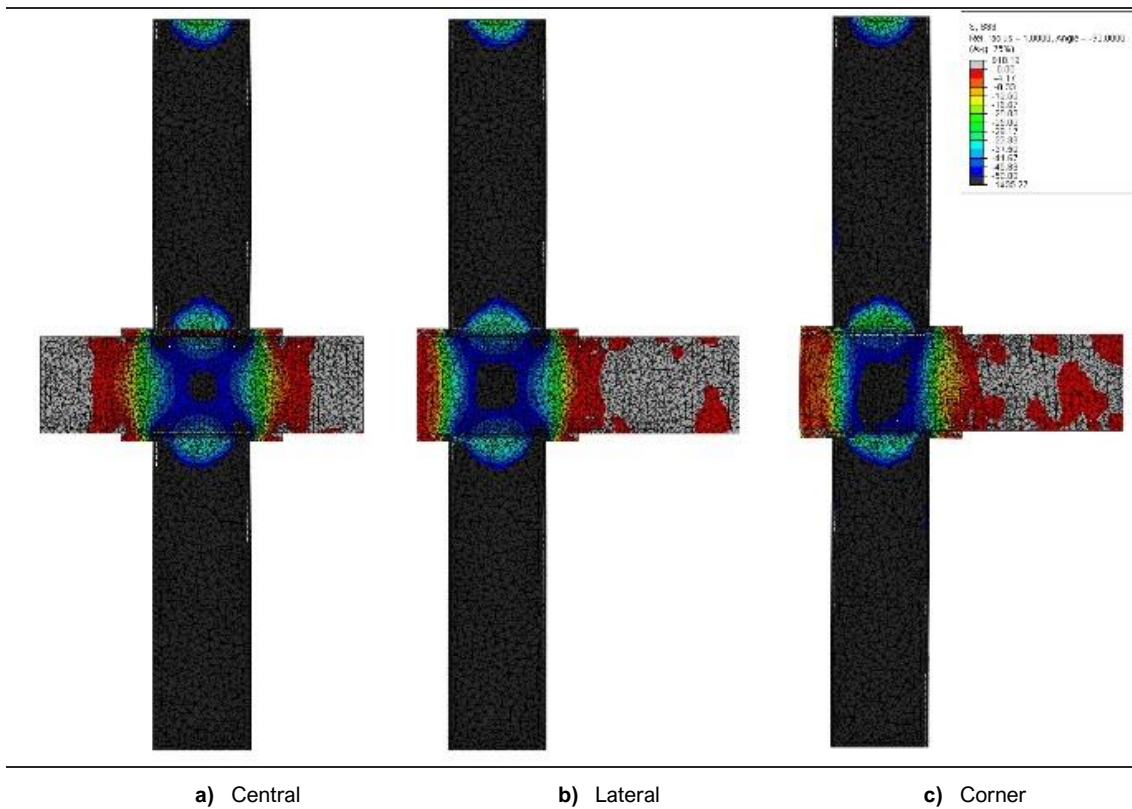


Fig. 6. Vertical stress S33 at strains of 0.01.

In order to analyze the capacity of transferring load, it is significant to take into account the pattern of confinement effect; it is directly related with lateral stresses S_{11} and S_{22} that appear in the enclosed concrete of the joint (Fig.7). Once we know the magnitude of these lateral stresses, it is possible to calculate the ultimate confined strength of that enclosed concrete.

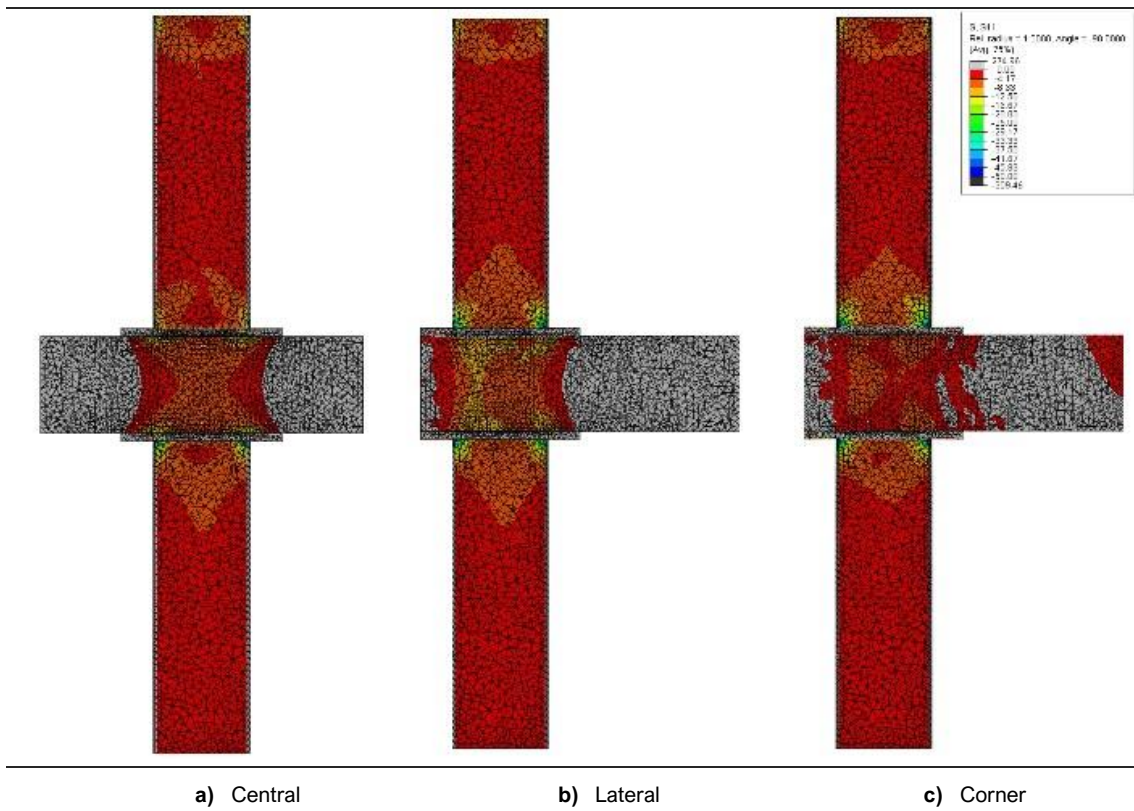


Fig. 7. Lateral stress S11, at strains of 0.005.

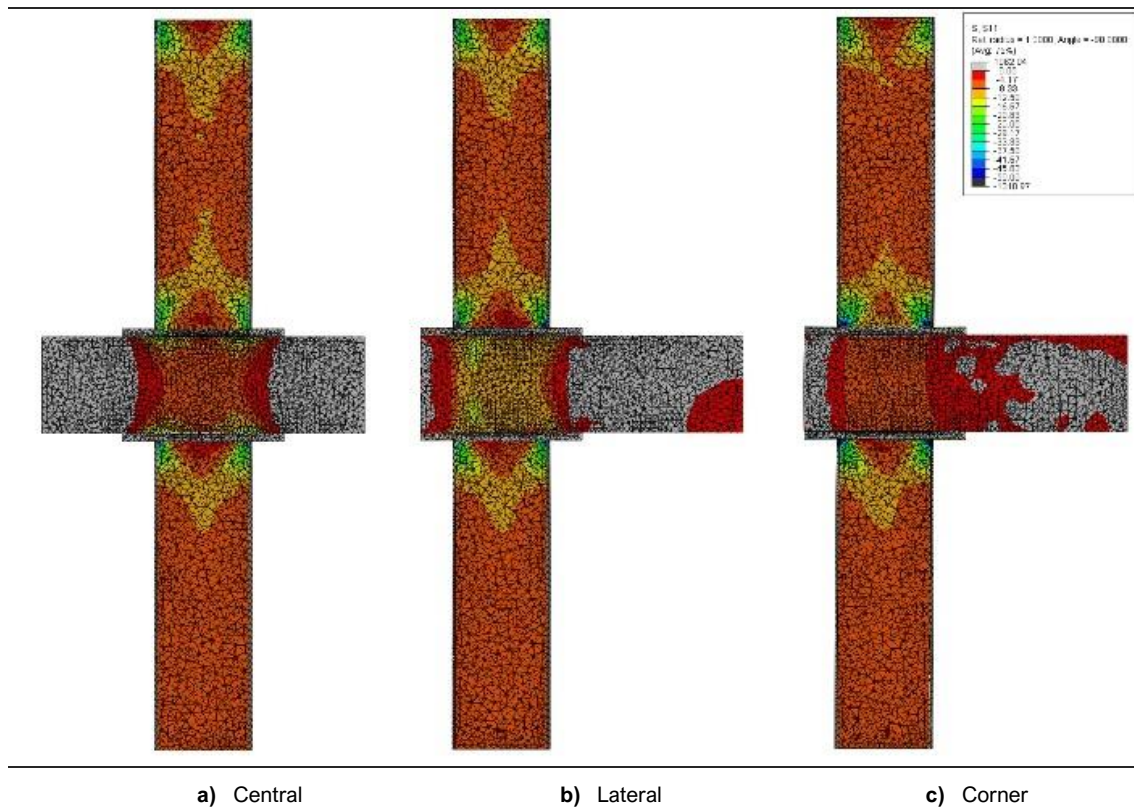


Fig. 8. Lateral stress S11, at strains of 0.01.

At ultimate strains of 0.01, lateral stresses S11 in concrete reach from 8MPa (Central) to 12MPa (Lateral). By using the Richart's expression [5] to calculate the confined strength of concrete depending on lateral pressure (Eq. 1):

$$f_{cc} = f_c + mp \quad (1)$$

The following values are obtained for the maximum confined strength of concrete in each case (Table 3):

Specimen	f_c	m	p	F_{cc}
CENTRAL	25	4.2	10	67.0
LATERAL	25	4.2	12	75.4

CORNER	25	4.2	8	58.6
Strengths and pressure in MPa				

Thus, the reduction detected in Table 2 of the compressive capacity in transferring the load depending on the three cases, it is mainly not due to the variation of confinement effect, but to the available area to distribute stresses below the plate. Figures 9 and 10 show a horizontal crosssection of the slab, with vertical confined stresses.

In case c) (corner), the available volume of concrete to distribute stresses is significantly lower than in case a) (central). Besides, stresses in the latter generate a uniform spherical pattern through the slab thickness which leads to a later appearance of confinement effect.

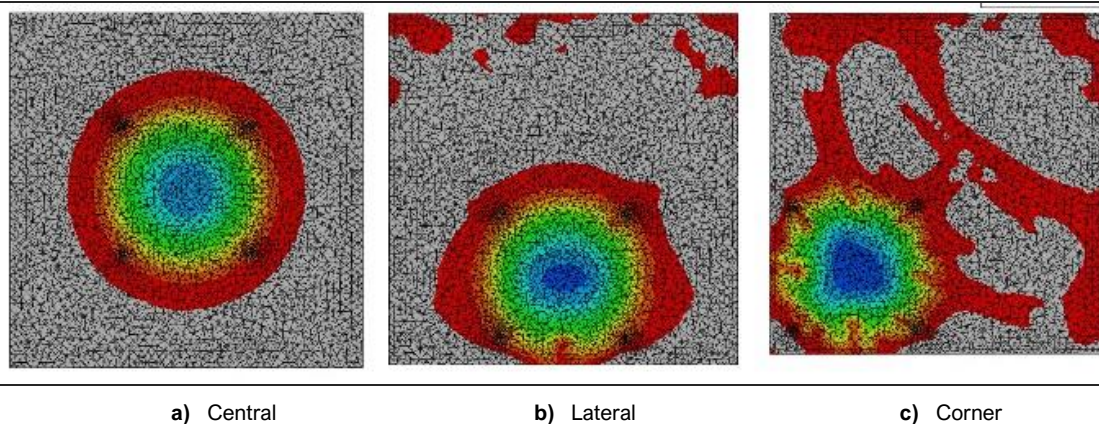
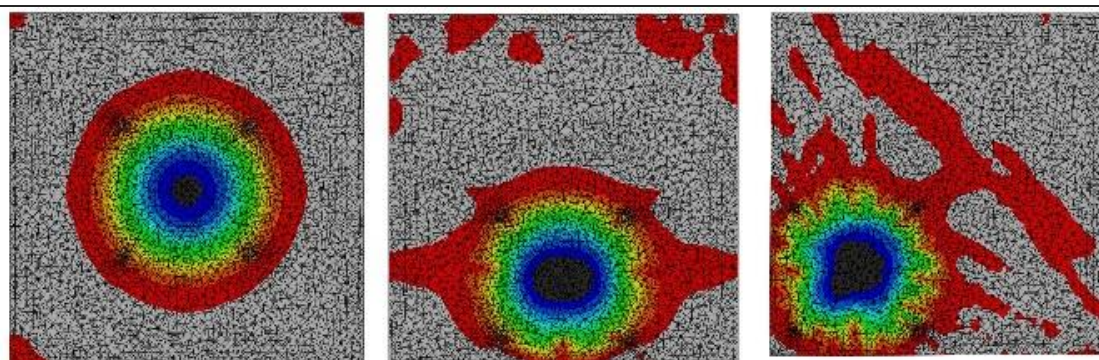


Fig. 9. Vertical stress S33, strain 0.005.



a) Central

b) Lateral

c) Corner

Fig. 10. Vertical stress S33, at strains of 0.01.

Contrarily to the first assumptions in the beginning, confinement effect is not severely influenced by the relative position of the column. The fact of having continuity of the slab in the X and Y axes does not have a crucial relationship with lateral confinement, but it has in terms of loading stages. Confinement effect in the slab thickness at the corner (c) appears earlier than in the central connection (a), due to the reduction of available concrete volume to distribute the compressive load.

Since upper and lower base plates of both tubes are located against concrete at both sides of the slab and under compression, the friction forces between both materials becomes significant [6]. This is the reason why concrete tends to dissipate the load through a natural arch effect (see Fig. 11.), independently from the continuity of the slab.

Concrete tends to expand laterally when it is subjected to high levels of compression, like in this case [7]; however, this lateral expansion is not possible here due to the proximity between the plates, that restricts lateral deformation through friction forces at the interface.

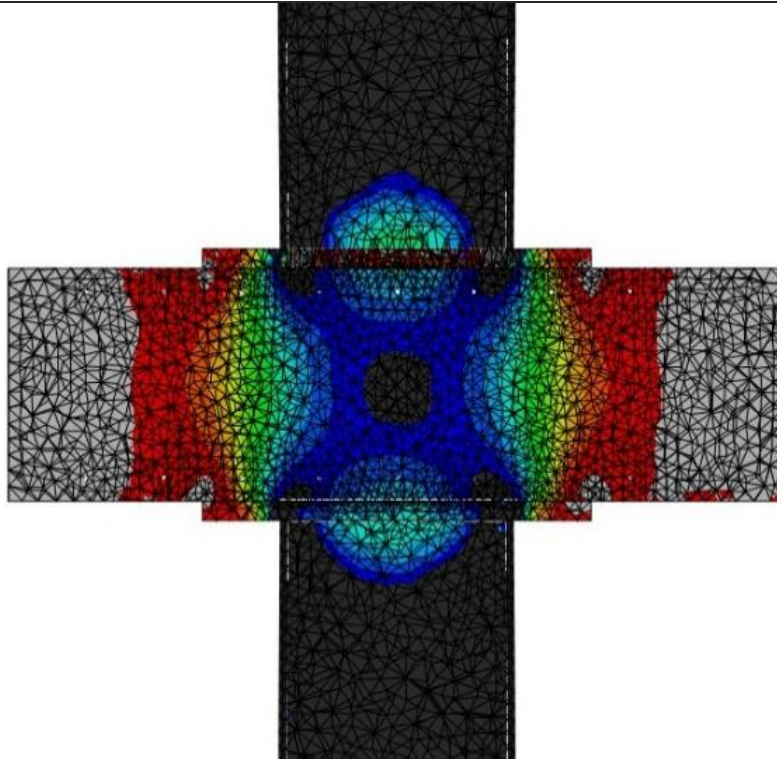


Fig. 11. Natural arch effect between the plates.

A natural arch-effect can be clearly detected in Fig. 11 between the edges of the tube, and it is the main reason why confinement effect appears in a similar way to all different cases. Confinement is provided by the self distribution of stresses between the base plates, thanks to the relatively thin thickness of the slabs.

6. Conclusions

Derived from the results of this analysis, it seems that it is possible to interrupt the tubes in slab-column concrete-filled tubular connections subjected to compression, since the load is faithfully transferred through the concrete thickness.

Of course this will require further and wider numerical and experimental campaigns, but results from the first numerical analysis that has been carried out

show that confinement effect takes place in between the plates, independently of the relative location of the column (corner, façade or central). This confinement effect is the responsible of guaranteeing the transference of compressive load from one tube to other.

However, it is significant to highlight that these connections clearly reduce their capacity when the column is located on the corner, due to the inherent reduction of available area to distribute stress.

References

- Albareda-Valls, A. Maristany Carreras, J. Efficiency of stiffening plates in fabricated concrete-filled tubes under monotonic compression. *Steel and Composite Structures* 18(4):1023-1044 · April 2015
- Castro Medina, J.C. 2011. Modelización numérica del comportamiento Estructural de barras de pandeo restringido (in Spanish). Barcelona. Doctoral Thesis of Polytechnic University of Catalonia.
- Jankowiak T., Lodigowsky T. (2005). Identification of parameters of concrete damage plasticityconstitutive model. *Foundations of Civil and Environ. Eng..Poznan University of Technology.*
- Susantha, K. Ge, H and Usami, T. Uniaxial stress–strain relationship of concrete confined by various shaped steel tubes. *Engineering Structures*, Vol. 23, pp. 1331-1347. Nagoya, Chikusa-ku, Japan. Nagoya University, 2000.
- Richart, Brandtzaeg and Brown. 1928. A Study of Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses. - [s.l.] : University of Illinois, Eng. Exp. Stn. Bull. 185.
- Starossek, U.; Falah, N.; Löhning, T. 2008. Numerical Analyses of the Force Transfer in Concrete-Filled Steel Tube Columns. *The 4rth International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'08)*. Jeju, Korea, May 26-28, 2008.
- Zhao, X.; Tong, L.; Wang, X. 2010. CFDST stub columns subjected to large deformation axial loading. *Engineering Structures*; 32:692-703.