



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



Escuela Técnica Superior de Ingenieros  
de Caminos, Canales y Puertos

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

PROYECTO FINAL DE CARRERA TIPO II:

**ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO DE SOPORTES  
FABRICADOS CON HORMIGÓN DE MUY ALTAS PRESTACIONES  
SOMETIDOS A CARGAS CÍCLICAS. APLICACIÓN A UNA NAVE  
ALMACÉN EN EL T.M. MASSALAVÉS (VALENCIA).**

Fredy Hernando Valencia Pineda.

---

Tutores:

María Carmen Castro Bugallo.  
José Luis Bonet Senach.

Octubre de 2015



---

# AGRADECIMIENTOS

Ahora que es el momento de terminar mis estudios de Ingeniero de Caminos Canales y Puertos mediante la redacción de este proyecto, siento el sincero deseo de agradecer a las muchas personas que han estado conmigo en los buenos y los no tan buenos momentos.

Deseo expresar mis agradecimientos y mi aprecio a los tutores de mi proyecto final de carrera, María Carmen Castro Bugallo y José Luis Bonet Senach por su supervisión, consejos y conocimientos que de una manera u otra han sabido transmitirme para que sea posible la redacción y consecución de este trabajo.

Muchas gracias al personal técnico del Laboratorio: Lino José Martínez Todolí, Pascual Hernández Alpuente, Francisco Javier Bardisa Molla, Juan Bautista Franqueza Esteve, Juan Monzó Balbuena, quienes ayudaron en la construcción, preparación y ejecución de los ensayos.

A dos instituciones que han resultado cruciales en mi vida académica: el Ministerio de Educación de España por haberme becado durante todos mis estudios y el Ministerio de Economía y Competitividad con su proyecto (BIA 2012-32645) que ha servido como financiación del mismo.

A mis compañeros de carrera, por servirme de apoyo en todo momento, así como por haber hecho que la consecución de este objetivo haya sido lo más amena posible durante todo el camino.

A mis compañeros de voleibol por supuesto, ya que me ayudaban a desconectar de mis estudios y trabajos finales para después desarrollarlos con mayor empeño.

A una de las mujeres más importantes de mi vida, Ariadna Callea, y a sus padres, Mario y Monica, que han sabido ayudarme y aconsejarme durante toda esta etapa de mi vida.

También me gustaría agradecer a mi familia, en especial a mi prima Claudia Aldana, ya que aunque desde la distancia siempre han estado ahí para ayudarme.

Por último quiero dar mi más sincero agradecimiento a mis padres, Hernando y Luz Dary, y a mi hermana Diana, de los cuales me siento el hombre más orgulloso debido a que aunque



a pesar de la distancia y los pocos recursos de los que han dispuesto han sabido enseñarme y guiarme durante todo este camino.

Sin la ayuda de todas las personas citadas aquí no sería quien soy ni estaría dónde estoy. Gracias a todos.

---

# ÍNDICE GENERAL

<b>Agradecimientos</b>	<b>III</b>
<b>1. Antecedentes, introducción y objetivos.</b>	<b>1</b>
1.1. Antecedentes . . . . .	1
1.2. Introducción al diseño Sísmico. . . . .	2
1.3. Objetivos generales. . . . .	7
1.4. Contenidos. . . . .	8
<b>2. Estado Actual del conocimiento.</b>	<b>9</b>
2.1. Definiciones. . . . .	9
2.1.1. Hormigón con fibras. . . . .	9
2.1.2. Hormigón de muy altas prestaciones. . . . .	10
2.2. Aportaciones de ensayos experimentales y teóricos. . . . .	11
2.2.1. Resistencia a compresión. . . . .	23
2.2.2. Resistencia a flexo-tracción. . . . .	24
2.2.3. Resistencia a cortante. . . . .	27
2.2.4. Salto de recubrimiento y pandeo. . . . .	36
2.2.5. Cargas cíclicas. . . . .	37
2.3. Comportamiento de los elementos. . . . .	40
2.3.1. Resistencia a compresión. . . . .	40
2.3.2. Resistencia a flexo-tracción. . . . .	41
2.3.3. Longitud de las fibras. . . . .	43
2.3.4. Orientación de las fibras. . . . .	44
2.3.5. Influencia de la geometría de la pieza. . . . .	47
2.3.6. Aspectos relativos a la ductilidad, durabilidad, trabajabilidad y sostenibilidad. . . . .	50
2.3.7. Resistencia a cortante. . . . .	51
2.3.8. Salto de recubrimiento y pandeo. . . . .	54
2.3.9. Cargas cíclicas. . . . .	56
2.3.10. Disipación de energía. . . . .	57
2.4. Uniones híbridas de hormigones. . . . .	58



<b>3. Planteamiento.</b>	<b>61</b>
3.1. Importancia de la investigación. . . . .	61
3.2. Objetivos específicos. . . . .	62
3.3. Metodología. . . . .	63
<b>4. Programa experimental.</b>	<b>65</b>
4.1. Objetivos del programa experimental. . . . .	65
4.2. Parámetros de estudio. . . . .	67
4.3. Descripción geométrica del soporte. . . . .	69
4.4. Caracterización de los materiales. . . . .	73
4.4.1. Hormigón. . . . .	73
4.4.2. Acero. . . . .	81
4.5. Desarrollo del ensayo. . . . .	82
4.5.1. Descripción del pórtico de ensayo. . . . .	82
4.5.2. Instrumentación. . . . .	82
4.5.3. Procedimiento de ensayo. . . . .	85
4.6. Conclusiones. . . . .	98
<b>5. Análisis de los resultados experimentales.</b>	<b>99</b>
5.1. Observaciones experimentales. . . . .	100
5.1.1. Patrón de fisuración. . . . .	100
5.1.2. Efecto stub. . . . .	100
5.1.3. Pandeo de la armadura y salto de recubrimiento. . . . .	102
5.2. Deformada del soporte. . . . .	104
5.3. Modo de rotura. . . . .	108
5.4. Diagramas cortante - “drift”. . . . .	109
5.4.1. Gráficas Cortante - “drift”. . . . .	111
5.4.2. Envolvente de carga - “drift”. . . . .	116
5.4.3. Desplazamiento elástico efectivo. . . . .	117
5.4.4. Desplazamiento último. . . . .	117
5.4.5. Desplazamiento plástico. . . . .	118
5.4.6. Ductilidad en desplazamientos. . . . .	119
5.4.7. Energía de disipación y energía de disipación normalizada. . . . .	119
5.5. Diagramas esfuerzo flector - curvatura. . . . .	124
5.5.1. Gráficas Momento - Curvatura . . . . .	125
5.5.2. Envolvente de momento flector - curvatura. . . . .	130
5.5.3. Curvatura elástica efectiva. . . . .	130
5.5.4. Curvatura última. . . . .	131
5.5.5. Curvatura plástica. . . . .	132
5.5.6. Ductilidad en curvaturas. . . . .	132
5.6. Resumen de cargas verticales y momentos flectores máximos y últimos. . . . .	133
5.7. Distribución de curvaturas a lo largo del elemento. . . . .	135
5.8. Longitud de plastificación. . . . .	139
5.9. Conclusiones. . . . .	143
<b>6. Aplicación práctica. Nudo de cimentación nave de Massalavés.</b>	<b>145</b>
6.1. Descripción de la nave y pilar. . . . .	145
6.2. Unión mediante vainas. . . . .	149
6.3. Cálculo de la fuerza equivalente según la NCSE-02. . . . .	151
6.4. Cálculo de la unión con hormigón prefabricado. . . . .	154



6.5. Cálculo de la unión híbrida. . . . .	156
6.6. Comparación entre soluciones. . . . .	158
6.7. Conclusiones. . . . .	160
<b>7. Conclusiones y futuras líneas de investigación. . . . .</b>	<b>161</b>
7.1. Conclusiones sobre el programa experimental. . . . .	161
7.2. Conclusiones sobre el análisis de resultados. . . . .	162
7.3. Conclusiones sobre la aplicación práctica. . . . .	163
7.4. Futuras líneas de investigación. . . . .	163
<b>A. Estado Actual del conocimiento. . . . .</b>	<b>171</b>
<b>A. Anejo de resultados. . . . .</b>	<b>221</b>
A.1. Resultados módulo de Young (E). . . . .	221
A.2. Resultados resistencia a compresión. . . . .	225
A.3. Resultados resistencia a flexotracción. . . . .	231
A.4. Gráficas de galgas secciones 2 y 3. . . . .	235



---

# ÍNDICE DE FIGURAS

1.1. Comparativa entre NSC y HPC. . . . .	3
1.2. Comparativa entre <i>DURA</i> <sup>®</sup> y <i>DUCTAL</i> <sup>®</sup> . . . . .	4
1.3. Pilar después de un terremoto. . . . .	5
2.1. Pieza ensayada por Osorio et al. . . . .	11
2.2. Pieza ensayada por Kamal et al. . . . .	13
2.3. Pieza ensayada por Zhang et al. . . . .	14
2.4. Pieza ensayada por Mier et al. . . . .	15
2.5. Pieza ensayada por Caballero et al. . . . .	16
2.6. Diagrama de ensayo de Cai et al. . . . .	17
2.7. Pieza ensayada por Bae et al. . . . .	18
2.8. Pieza ensayada por Cho et al. . . . .	19
2.9. Diagrama de ensayo de Rohm et al. . . . .	20
2.10. Fibras utilizadas en el ensayo de Ou et al. . . . .	21
2.11. Pieza ensayada por Campione et al. . . . .	22
2.12. Pieza ensayada por Hassan et al. . . . .	23
2.13. Pieza ensayada por Shin et al. . . . .	25
2.14. Resultados obtenidos por Ding et al. . . . .	27
2.15. Fórmula para el cálculo de cortante según Arslan. . . . .	28
2.16. Comparativa entre formulaciones realizada por Baby et al. . . . .	29
2.17. Sección tipo utilizada por Baby et al. . . . .	30
2.18. Probeta utilizada por Chalioris et al. . . . .	31
2.19. Patrón de fisuración obtenido por Bedirhanoglu et al. . . . .	32
2.20. Patrón de fisuración obtenido por Bedirhanoglu et al. . . . .	32
2.21. Patrón de fisuración obtenido por Bedirhanoglu et al. . . . .	33
2.22. Comparación entre HPFRCCs y FRCCs. hecha por Hung et al. . . . .	34
2.23. Modelo de programación hecho por Hung et al. . . . .	34
2.24. Sección y modo de ensayo de Aviram. . . . .	38
2.25. Ensayos de Tavallali et al. . . . .	39
2.26. Comportamiento a compresión por Bae et al. . . . .	41
2.27. Comportamiento a tracción por Bae et al. . . . .	42
2.28. Comportamiento a tracción por Hassan et al. . . . .	43
2.29. Pieza ensayada por Yoo et al. . . . .	44
2.30. Probetas utilizadas por Kang et al. . . . .	45



2.31. Gráficas carga - abertura de fisura de Kang et al. . . . . .	46
2.32. Piezas ensayadas por Nguyen et al. . . . . .	48
2.33. Tipos de rotura de los ensayos de Nguyen et al. . . . . .	49
2.34. Ensayos de caracterización de Mahmud et al. . . . . .	50
2.35. Componentes de la resistencia a cortante según Arslan. . . . . .	52
2.36. Fórmula para el cálculo de cortante según Arslan. . . . . .	52
2.37. Ecuaciones propuestas por Slater et al. . . . . .	52
2.38. Formulación a cortante según Arslan. . . . . .	53
2.39. Comparativa entre formulaciones realizada por Baby et al. . . . . .	54
2.40. Tipos de rotura en las probetas de Mier et al. . . . . .	55
2.41. Fotos de rotura de probetas de Mier et al. . . . . .	56
2.42. Sección del espécimen utilizado por Kim et al. . . . . .	58
2.43. Proceso de fabricación del espécimen utilizado por Kim et al. . . . . .	59
2.44. Diagrama Momento - Curvatura del espécimen utilizado por Kim et al. . . . . .	59
2.45. Modelo de rótula plástica desarrollado por Noshiravani et al. . . . . .	60
4.1. Geometría de la probeta de hormigón. . . . . .	69
4.2. Encofrado de la probeta de hormigón. . . . . .	69
4.3. Detalle de alzado de la armadura del soporte. . . . . .	70
4.4. Detalle de la unión de la armadura del soporte. . . . . .	70
4.5. Detalles de los cortes de las armaduras . . . . . .	71
4.6. Justificación de aumento de $\rho_l$ . . . . . .	72
4.7. Gráfica Tensión - Deformación para el módulo de Young (E). . . . . .	76
4.8. Roturas típicas de las probetas de hormigón cilíndricas. . . . . .	78
4.9. Gráficas Tensión - Deformación para la obtención de resistencias a compresión. . . . . .	79
4.10. Gráfica Tensión - CMOD para la obtención de la resistencia a flexotracción. . . . . .	81
4.11. Pórtico de ensayo. . . . . .	82
4.12. Distribución de las galgas colocadas en el soporte. . . . . .	83
4.13. Distribución de los captadores colocados en el soporte. . . . . .	84
4.14. Distribución de los captadores colocados en el soporte. . . . . .	84
4.15. Plano de ferralla para el pedido a fábrica. . . . . .	85
4.16. Plano de detalle de los UPN. . . . . .	86
4.17. Marcaje de la posición de las galgas. . . . . .	86
4.18. Encofrado preparado para ser hormigonado. . . . . .	88
4.19. Vertido del hormigón de la amasada 1. . . . . .	89
4.20. Vertido del hormigón de la amasada 2. . . . . .	90
4.21. Probeta cubierta con plástico para asegurar el curado. . . . . .	90
4.22. Hormigonado de las probetas de control. . . . . .	91
4.23. Demecs y captadores colocados en el soporte. . . . . .	92
4.24. Soporte metálico para la sujeción de los captadores. . . . . .	92
4.25. Probeta cúbica después de ser ensayada. . . . . .	94
4.26. Drift Vs Tiempo. . . . . .	96
5.1. Patrón de fisuración en las probetas. . . . . .	101
5.2. Ejemplo 1 efecto stub. ENS-3/10/T-I . . . . . .	102
5.3. Ejemplo 2 efecto stub. ENS-5/20/T-II . . . . . .	102
5.4. Ejemplo pandeo y salto de recubrimiento. . . . . .	103
5.5. Deformada del soporte en el ensayo 1, ENS-1/30/T-I. . . . . .	104
5.6. Deformada del soporte en el ensayo 2, ENS-2/20/T-I. . . . . .	105
5.7. Deformada del soporte en el ensayo 3, ENS-3/10/T-I. . . . . .	105



5.8. Deformada del soporte en el ensayo 4, ENS-4/30/T-II. . . . . 106

5.9. Deformada del soporte en el ensayo 5, ENS-5/20/T-II. . . . . 106

5.10. Deformada del soporte en el ensayo 6, ENS-6/10/T-II. . . . . 107

5.11. Rotura de la probeta vista desde ambas caras. . . . . 108

5.12. Obtención del “drift” nominal . . . . . 109

5.13. Parámetros para el análisis de resultados. . . . . 110

5.14. Diagrama cortante adimensional - “drift” ensayo 1, ENS-1/30/T-I. . . . . 111

5.15. Diagrama cortante adimensional - “drift” ensayo 2, ENS-2/20/T-I. . . . . 111

5.16. Diagrama cortante adimensional - “drift” ensayo 3, ENS-3/10/T-I. . . . . 112

5.17. Diagrama cortante adimensional - “drift” ensayo 4, ENS-4/30/T-II. . . . . 112

5.18. Diagrama cortante adimensional - “drift” ensayo 5, ENS-5/20/T-II. . . . . 113

5.19. Diagrama cortante adimensional - “drift” ensayo 6, ENS-6/10/T-II. . . . . 113

5.20. Envoltentes cortante adimensional - “drift” hormigón tipo T-I. . . . . 114

5.21. Envoltentes cortante adimensional - “drift” hormigón tipo T-II. . . . . 114

5.22. Envoltentes cortante adimensional - “drift”  $s_t$  30 cm. . . . . 115

5.23. Envoltentes cortante adimensional - “drift”  $s_t$  20 cm. . . . . 115

5.24. Envoltentes cortante adimensional - “drift”  $s_t$  10 cm. . . . . 116

5.25. Cálculo de la energía de disipación. . . . . 120

5.26. Energía de disipación acumulada en el ensayo 1. . . . . 121

5.27. Energía de disipación acumulada en el ensayo 2. . . . . 121

5.28. Energía de disipación acumulada en el ensayo 3. . . . . 122

5.29. Energía de disipación acumulada en el ensayo 4. . . . . 122

5.30. Energía de disipación acumulada en el ensayo 5. . . . . 123

5.31. Energía de disipación acumulada en el ensayo 6. . . . . 123

5.32. Diagrama momento adimensional - curvatura ensayo 1. . . . . 125

5.33. Diagrama momento adimensional - curvatura ensayo 2. . . . . 125

5.34. Diagrama momento adimensional - curvatura ensayo 3. . . . . 126

5.35. Diagrama momento adimensional - curvatura ensayo 4. . . . . 126

5.36. Diagrama momento adimensional - curvatura ensayo 5. . . . . 127

5.37. Diagrama momento adimensional - curvatura ensayo 6. . . . . 127

5.38. Envoltentes momento adimensional - curvatura hormigón tipo T-I. . . . . 128

5.39. Envoltentes momento adimensional - curvatura hormigón tipo T-II. . . . . 128

5.40. Envoltentes momento adimensional - curvatura  $s_t$  30 cm. . . . . 129

5.41. Envoltentes momento adimensional - curvatura  $s_t$  20 cm. . . . . 129

5.42. Envoltentes momento adimensional - curvatura  $s_t$  10 cm. . . . . 130

5.43. Distribución de curvaturas en el soporte en el ensayo 1, ENS-1/30/T-I. . . . . 135

5.44. Distribución de curvaturas en el soporte en el ensayo 2, ENS-2/20/T-I. . . . . 136

5.45. Distribución de curvaturas en el soporte en el ensayo 3, ENS-3/10/T-I. . . . . 136

5.46. Distribución de curvaturas en el soporte en el ensayo 4, ENS-4/30/T-II. . . . . 137

5.47. Distribución de curvaturas en el soporte en el ensayo 5, ENS-5/20/T-II. . . . . 137

5.48. Distribución de curvaturas en el soporte en el ensayo 6, ENS-6/10/T-II. . . . . 138

5.49. Longitud de plastificación ensayo 1. . . . . 139

5.50. Longitud de plastificación ensayo 2. . . . . 140

5.51. Longitud de plastificación ensayo 3. . . . . 140

5.52. Longitud de plastificación ensayo 4. . . . . 141

5.53. Longitud de plastificación ensayo 5. . . . . 141

5.54. Longitud de plastificación ensayo 6. . . . . 142

6.1. Situación de la nave. . . . . 146

6.2. Emplazamiento de la nave. . . . . 147



6.3. Pilares de la nave. . . . .	148
6.4. Unión tipo vainas. . . . .	149
6.5. Ejemplo de cimentación con vainas. . . . .	150
6.6. Ejemplo de pilar para unión con vainas. . . . .	150
6.7. Comprobación sección. . . . .	154
6.8. Comprobación sección. . . . .	155
6.9. Comprobación sección. . . . .	156
6.10. Momento último. . . . .	157
A.1. Componentes de la resistencia a cortante. . . . .	172
A.2. Características de la sección objeto de estudio. . . . .	173
A.3. Sección y modo de ensayo. . . . .	175
A.4. Sección tipo. . . . .	176
A.5. Sección tipo. . . . .	177
A.6. Modos de fallo de las probetas. . . . .	179
A.7. Tipos de sección. . . . .	180
A.8. Tipos de sección. . . . .	181
A.9. Tipos de rotura en las probetas. . . . .	183
A.10. Resultados de los ensayos a flexotracción (a) Puesta en obra desde la esquina, (b) Puesta en obra desde el centro. . . . .	184
A.11. Patrón de fisuración JO JW. . . . .	186
A.12. Patrón de fisuración JH. . . . .	186
A.13. Patrón de fisuración JWH. . . . .	187
A.14. Modos de fallo. . . . .	188
A.15. Patrones de fisuración. . . . .	189
A.16. Detalles geométricos. . . . .	191
A.17. Comparación entre HPFRCCs y FRCCs. . . . .	193
A.18. Modelo de programación. . . . .	193
A.19. Patrón de fisuración. . . . .	195
A.20. (a) Modelo de programación y (b) Rótula plástica. . . . .	197
A.21. Patrón de fisuración. . . . .	198
A.22. Patrón de fisuración. . . . .	201
A.23. Detalles geométricos. . . . .	204
A.24. Comparaciones de resultados. . . . .	205
A.25. Detalles geométricos de la pieza ensayada. . . . .	207
A.26. Gráficas carga - abertura de fisura. . . . .	211
A.27. Detalles geométricos de la pieza ensayada. . . . .	212
A.28. Ecuaciones propuestas. . . . .	214
A.29. (a) Tooth model y (b) Modelo de bielas y tirantes. . . . .	217
A.30. Estado de la probeta al 4% del drift. . . . .	220
A.1. Módulo de Young ensayo 1. . . . .	221
A.2. Módulo de Young ensayo 2. . . . .	222
A.3. Módulo de Young ensayo 3. . . . .	222
A.4. Módulo de Young ensayo 4. . . . .	223
A.5. Módulo de Young ensayo 5. . . . .	223
A.6. Módulo de Young ensayo 6. . . . .	224
A.7. Resistencia a compresión ensayo 1 probetas cilíndricas. . . . .	225
A.8. Resistencia a compresión ensayo 1 probetas cúbicas. . . . .	225
A.9. Resistencia a compresión ensayo 2 probetas cilíndricas. . . . .	226



A.10.Resistencia a compresión ensayo 2 probetas cúbicas. . . . .	226
A.11.Resistencia a compresión ensayo 3 probetas cilíndricas. . . . .	227
A.12.Resistencia a compresión ensayo 3 probetas cúbicas. . . . .	227
A.13.Resistencia a compresión ensayo 4 probetas cilíndricas. . . . .	228
A.14.Resistencia a compresión ensayo 4 probetas cúbicas. . . . .	228
A.15.Resistencia a compresión ensayo 5 probetas cilíndricas. . . . .	229
A.16.Resistencia a compresión ensayo 5 probetas cúbicas. . . . .	229
A.17.Resistencia a compresión ensayo 6 probetas cilíndricas. . . . .	230
A.18.Resistencia a compresión ensayo 6 probetas cúbicas. . . . .	230
A.19.Resistencia a flexotracción ensayo 1. . . . .	231
A.20.Resistencia a flexotracción ensayo 2. . . . .	232
A.21.Resistencia a flexotracción ensayo 3. . . . .	232
A.22.Resistencia a flexotracción ensayo 4. . . . .	233
A.23.Resistencia a flexotracción ensayo 5. . . . .	233
A.24.Resistencia a flexotracción ensayo 6. . . . .	234
A.25.Medida de las galgas secciones 2 y 3 durante el ensayo 1. . . . .	235
A.26.Medida de las galgas secciones 2 y 3 durante el ensayo 2. . . . .	236
A.27.Medida de las galgas secciones 2 y 3 durante el ensayo 3. . . . .	236
A.28.Medida de las galgas secciones 2 y 3 durante el ensayo 4. . . . .	237
A.29.Medida de las galgas secciones 2 y 3 durante el ensayo 5. . . . .	237
A.30.Medida de las galgas secciones 2 y 3 durante el ensayo 6. . . . .	238



---

# ÍNDICE DE TABLAS

4.1. Dosificación en $kg/m^3$ para los hormigones tipo I y tipo II. . . . .	67
4.2. Serie de ensayos. . . . .	68
4.3. Dosificación Tipo I. . . . .	74
4.4. Dosificación Tipo II. . . . .	75
4.5. Módulo de Young (E) en GPa. . . . .	76
4.6. Resistencia a compresión: Probeta cilíndrica $f_c$ , probeta cúbica $f_{cc}$ . . . . .	77
4.7. Resistencia a flexotracción para cada uno de los ensayos. . . . .	80
4.8. Resultados ensayos a tracción control de calidad de las armaduras. . . . .	81
4.9. Relación entre resistencia a compresión probetas cúbicas ( $f_{cc}$ ) y cilíndricas ( $f_c$ ) . . . . .	94
5.1. Factor de adimensionalización (F). . . . .	110
5.2. Desplazamientos elásticos efectivos. . . . .	117
5.3. Desplazamientos últimos. . . . .	118
5.4. Desplazamientos plásticos. . . . .	118
5.5. Ductilidad en desplazamientos. . . . .	119
5.6. Energía normalizada . . . . .	120
5.7. Factor de adimensionalización (F). . . . .	124
5.8. Curvaturas elásticas efectivas. . . . .	131
5.9. Curvaturas últimas . . . . .	131
5.10. Curvaturas plásticas. . . . .	132
5.11. Ductilidades en curvaturas. . . . .	132
5.12. Cortantes, desplazamiento, momentos flectores y curvaturas máximas y últimas. . . . .	133
5.13. Cortantes adimensionales, desplazamiento, momentos flectores adimensionales y curvaturas máximas y últimas. . . . .	134
5.14. Longitudes de plastificación. . . . .	139
6.1. Comparativa entre ambos pilares. . . . .	160
7.1. Comparativa entre ambos pilares. . . . .	163



---

---

# CAPÍTULO 1

---

## ANTECEDENTES, INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.

### **1.1. Antecedentes**

El presente trabajo es fruto de la colaboración con el equipo de investigación, siguiendo las líneas de investigación propuesta por investigadores anteriores que forman o han formado parte del proyecto de investigación.

El autor de este trabajo agradece al Ministerio de Economía y Competitividad de España por financiar y hacer posible la realización de este trabajo mediante el proyecto BIA 2012-32645 “Estrategia de mejora de la ductilidad frente a acciones sísmicas de uniones de elementos prefabricados mediante el empleo de nuevos materiales”

## 1.2. Introducción al diseño Sísmico: Riesgo y Peligro Sísmico.

Uno de los fenómenos naturales con mayor poder de devastación, y que por tanto preocupa a la humanidad es el terremoto o sismo, durante un episodio sísmico se generan unas esfuerzos que se transmiten desde el suelo a las estructuras de edificación y de obras civiles, estos esfuerzos pueden llegar a agotar dichas estructuras pudiéndose producir incluso el colapso de las misma, lo cual conlleva una inherente pérdida económica e incluso de vidas humanas.

Por este motivo, es necesario efectuar un buen diseño sísmico que permita tener una garantía de que la estructura cuando se vea sometida a los esfuerzos que se generan durante la situación accidental, no colapse, para evitar pérdidas económicas importantes y principalmente evitar pérdidas humanas. Es muy importante conocer el comportamiento de la estructura en el régimen plástico, y por tanto es necesario saber la ductilidad que tiene el material que forma la estructura, así como la estructura en sí; ya que si se diseñara en el régimen elástico, la estructura no sería económicamente viable, además de ser ineficiente.

La utilización de un material que tenga buena ductilidad, que absorba y disipe la energía transmitida al elemento estructural del que forme parte conlleva una serie de beneficios que repercuten no solamente en el elemento en sí, sino en toda la estructura, por tanto se puede optimizar el diseño de manera que se obtenga un beneficio económico, haciendo que la estructura en conjunto trabaje eficientemente, y siempre de una forma segura.

[Nematollahi et al. 2012, \[1\]](#); realizaron un estado del arte hasta el momento del UHPdC (ultra high performance ductile concrete).

El artículo contiene una primera parte de evolución del UHPdC. De lo cual se destaca que *“desde hace dos décadas, los avances que se han hecho en el campo de la tecnología del hormigón han sido asombrosos. Uno de los mayores avances fue el desarrollo de FR-RPC (fiber reinforced reactive powder concrete), y más comúnmente conocido como la UHPdC (ultra-high performance ductile concrete) a mediados de 1990. Aunque se ha logrado gran progreso en la tecnología del UHPdC en las últimas décadas (Voo y Foster, 2009;. Fehling et al, 2008; Graybeal, 2006; Schmidt et al., 2004); su aplicación en muchos países en desarrollo se encuentra todavía en sus etapas infantiles”*.

En la segunda parte se hace una definición del mismo, y a continuación se explica los principios del comportamiento del mismo:

- optimización del empaquetamiento granular que mejora la homogeneidad y provoca una matriz ultra-densa.

- Relación agua-cemento extremadamente baja, que reduce la cantidad de poros y capilares, así como el tamaño de poro, mejora la impermeabilidad, y da como resultado un aumento notable de durabilidad y resistencia.

- Inclusión de fibras de muy alta resistencia que aumenta la resistencia a tracción y la ductilidad, mejora la resistencia al impacto y a la abrasión, y hace de puente de microfisura de manera efectiva.

- Mejora las propiedades del material en general que causan la estabilidad volumétrica, la fluencia mínima, y retracción insignificante.



A continuación, se presentan ambos cuadros comparativos de Voo and Foster (2010): la figura 1.1 muestra la comparativa entre las propiedades mecánicas del NSC y el HPC. Mientras que en la figura 1.2 se muestra la comparativa entre las propiedades mecánicas de *DURA*<sup>®</sup> y *DUCTAL*<sup>®</sup>.

**Table 2-(a):** Material Characteristics of Normal Strength Concrete (NSC) and High Performance Concrete (HPC)

Characteristics	Unit	Codes / Standards	NSC	HPC
Specific Density, $\delta$	kg/m <sup>3</sup>	BS1881:Part 114-1983	2300	2400
Cylinder Compressive Strength, $f_{cy}$	MPa	AS1012.9-1999	20 – 50	50 – 100
Cube Compressive Strength, $f_{cc}$	MPa	BS6319: Part 2-1983	20 – 50	50 – 100
Creep Coefficient at 28 days, $\phi_{cc}$		AS1012.16-1996 ASTM C512	2 – 5	1 – 2
Post Cured Shrinkage	$\mu\epsilon$	AS1012.16-1996	1000 – 2000	500 – 1000
Modulus of Elasticity, $E_o$	GPa	BS1881:Part 121-1983	20 – 35	35 – 40
Poisson's Ratio, $\nu$			0.2	0.2
Split Cyl. Cracking Strength, $f_i$	MPa	BS:EN 12390-6-2000	2 – 4	4 – 6
Split Cyl. Ultimate Strength, $f_{sp}$	MPa	ASTM C496	2 – 4	4 – 6
Flexural 1st Cracking Strength, $f_{cr,4P}$	MPa	ASTM C1018-1997	2.5 – 4	4 – 8
Modulus of Rupture, $f_{cf,4P}$	MPa		2.5 – 4	4 – 8
Bending Fracture Energy, $G_{f,\delta=0.46mm}$	N/mm	(Four-Point Test on Un-notched Specimen)	< 0.1	< 0.2
Bending Fracture Energy, $G_{f,\delta=3.0mm}$	N/mm		< 0.1	< 0.2
Bending Fracture Energy, $G_{f,\delta=10mm}$	N/mm		< 0.1	< 0.2
Toughness Indexes				
	$I_5$		1	1
	$I_{10}$		1	1
	$I_{20}$		1	1
Modulus of Rupture, $f_{cf,3P}$	MPa	JCI-S-002-2003	2.5 – 4	4 – 8
Bending Fracture Energy, $G_{f,\delta=0.46mm}$	N/mm	(Three-Point Test on Notched Specimen)	<0.1	<0.2
Bending Fracture Energy, $G_{f,\delta=3.0mm}$	N/mm		<0.1	<0.2
Bending Fracture Energy, $G_{f,\delta=10mm}$	N/mm		<0.1	<0.2
Rapid Chloride Permeability	coulomb	ASTM C1202-2005	2000 – 4000	500 – 1000
Chloride Diffusion Coefficient, $D_c$	mm <sup>2</sup> /s	ASTM C1556-2004	$4 - 8 \times 10^{-6}$	$1 - 4 \times 10^{-6}$
Carbonation Depth	mm	BS:EN 14630-2003	5 – 15	1 – 2
Abrasion Resistance	mm	ASTM C944-1999	0.8 – 1.0	0.5 – 0.8
Water Absorption	%	BS1881:Part 122-1983	> 3	1.5 – 3.0
Initial Surface Absorption	ml/(m <sup>2</sup> s)	BS1881:Part 208-1996	0.7 (10 min) 0.2 (120 min)	0.1 (10 min) 0.05 (120 min)

(Source: Voo and Foster, 2010)

Figura 1.1: Comparativa entre NSC y HPC. Fuente: Nematollahi et al. 2012, [1]

Además se aporta unas recomendaciones para la dosificación y se hace una comparativa entre las distintas características mecánicas del NSC, HPC, *DURA*<sup>®</sup> y *DUCTAL*<sup>®</sup>.

Los autores describen las cualidades del UHPdC:

- Oxidación de las fibras: este fenómeno solamente se produce superficialmente.
- Estética: Al ser la matriz más homogénea tiene mejor acabado y no necesita pinturas ni protecciones.

-Trabajabilidad: A pesar de la baja relación agua-cemento, que permite la reducción de poros y por tanto mejora la impermeabilidad que a su vez mejora la durabilidad y la resistencia, el UHPdC tiene muy buena trabajabilidad debido al alto contenido en superplastificantes.

**Table 2-(b):** Mechanical properties of two commercial blends of UHPdC known as Ductal<sup>®</sup> and Dura<sup>®</sup>

Characteristics	Unit	Codes / Standards	DURA <sup>®</sup>	DUCTAL <sup>®</sup>
Specific Density, $\delta$	kg/m <sup>3</sup>	BS1881:Part 114-1983	2350 – 2450	2440 – 2550
Cylinder Compressive Strength, $f_{cy}$	MPa	AS1012.9-1999	120 – 160	123 – 210
Cube Compressive Strength, $f_{cc}$	MPa	BS6319: Part 2-1983	130 – 170	158 – 220
Creep Coefficient at 28 days, $\phi_{cc}$		AS1012.16-1996 ASTM C512	0.2 – 0.5	0.29 – 0.66
Post Cured Shrinkage	$\mu\epsilon$	AS1012.16-1996	< 100	0
Modulus of Elasticity, $E_o$	GPa	BS1881:Part 121-1983	40 – 50	50 – 53
Poisson's Ratio, $\nu$			0.18 – 0.2	0.2
Split Cyl. Cracking Strength, $f_i$	MPa	BS:EN 12390-6-2000	5 – 10	8.6 – 12.4
Split Cyl. Ultimate Strength, $f_{sp}$	MPa	ASTM C496	10 – 18	18.3 – 26.5
Flexural 1st Cracking Strength, $f_{cr,4P}$	MPa	ASTM C1018-1997	8 – 9.3	9 – 9.7
Modulus of Rupture, $f_{ct,4P}$	MPa	(Four-Point Test on Un-notched Specimen)	18 – 35	40 – 50
Bending Fracture Energy, $G_{f,\delta=0.46mm}$	N/mm		1 – 2.5	N/A
Bending Fracture Energy, $G_{f,\delta=3.0mm}$	N/mm		10 – 20	N/A
Bending Fracture Energy, $G_{f,\delta=10mm}$	N/mm		15 – 30	N/A
Toughness Indexes	$I_5$	4 – 6	5.3 – 6.2	4 – 6
	$I_{10}$	10 – 15	11.8 – 14.4	10 – 15
	$I_{20}$	20 – 35	25.9 – 32.8	20 – 35
Modulus of Rupture, $f_{ct,3P}$	MPa	JCI-S-002-2003 (Three-Point Test on Notched Specimen)	18 – 35	40 – 50
Bending Fracture Energy, $G_{f,\delta=0.46mm}$	N/mm		1 – 2.5	N/A
Bending Fracture Energy, $G_{f,\delta=3.0mm}$	N/mm		10 – 20	N/A
Bending Fracture Energy, $G_{f,\delta=10mm}$	N/mm		15 – 30	N/A
Rapid Chloride Permeability	coulomb	ASTM C1202-2005	< 200	< 50
Chloride Diffusion Coefficient, $D_c$	mm <sup>2</sup> /s	ASTM C1556-2004	0.05 – 0.1 x 10 <sup>-6</sup>	0.02 x 10 <sup>-6</sup>
Carbonation Depth	mm	BS:EN 14630-2003	< 0.1	< 0.5
Abrasion Resistance	mm	ASTM C944-1999	< 0.03	< 0.03
Water Absorption	%	BS1881:Part 122-1983	< 0.2	N/A
Initial Surface Absorption	ml/(m <sup>2</sup> s)	BS1881:Part 208-1996	< 0.02 (10 min) < 0.01 (120min)	N/A

(Source: Voo and Foster, 2010)

Figura 1.2: Comparativa entre DURA<sup>®</sup> y DUCTAL<sup>®</sup>. Fuente: Nematollahi et al. 2012, [1]

-Durabilidad: Debido a su baja y discontinua porosidad el UHPdC tiene mucha durabilidad, además de por que resiste bien a la abrasión y al ataque de iones clorhídricos.

-Ductilidad: Gracias al alto contenido en fibras, que cosen las fisuras y forman puentes entre sus caras el UHPdC mejora notablemente la ductilidad respecto al NSC.

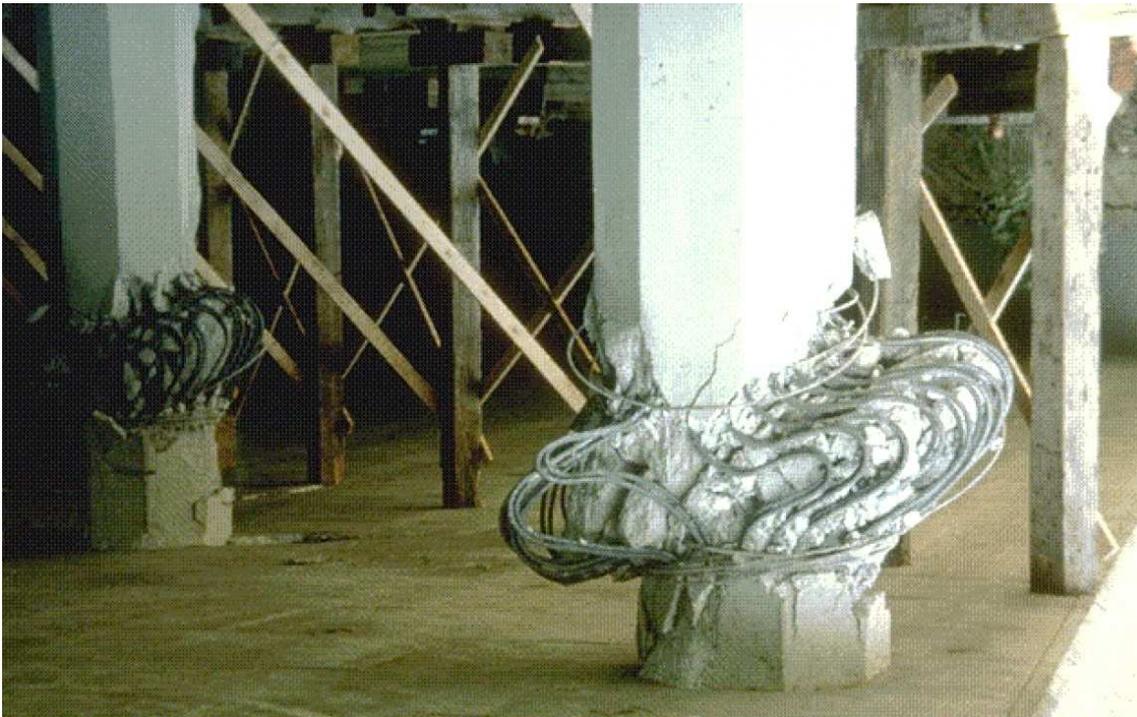
-Sostenibilidad: La sostenibilidad está asociada a la reducción en la emisión de CO<sub>2</sub> a la atmosfera debido a la utilización en menor cantidad del cemento, ya que la sección necesaria para resistir el mismo esfuerzo es menor; y aumentando la vida útil del material.



-Beneficios: Dado que el UHPdC no necesita estar muy acompañado de armaduras, esto resulta en un beneficio económico, ya que no se utiliza tanto material, se minoran los costes de inspección, mantenimiento y control de calidad y además el tiempo necesario para construir las estructuras es menor con lo cual ahorramos en labores humanas, a la vez que permite una mayor cantidad de formas con buen comportamiento y peso ligero.

Dentro de las estructuras de edificación en las zonas próximas a los nudos, bien sea en los encuentros entre los pilares y las vigas, o entre las cimentaciones y los pilares se desarrollan las rótulas plásticas, que ayudan a absorber la energía y disiparla, siempre y cuando estén bien diseñadas, para ello se debe evitar una rotura frágil en esta región, como por ejemplo la rotura que se produce cuando el elemento no resiste el esfuerzo cortante, por este motivo se debe asegurar que el elemento resista y trabaje de manera adecuada.

Uno de los materiales utilizados para el diseño de estos elementos es el hormigón armado, en algunas ocasiones se han producido fallos como el que se puede ver en la figura 1.3, por esta razón se debe utilizar un material que pueda resistir los esfuerzos a los que va a estar sometida la pieza, como por ejemplo el hormigón de muy altas prestaciones, entendiendo como tal un hormigón que además de tener una alta resistencia, tiene otras propiedades como mayor durabilidad, ductilidad, trabajabilidad, entre otras.



**Figura 1.3:** Pilar después de un terremoto.

Normalmente, los hormigones se clasifican en función de su resistencia a compresión, pero con las nuevas tecnologías utilizadas para su fabricación, aditivos y adiciones como fibras metálicas, se está pasando a clasificar en función a las prestaciones que prestan.



Debido a la novedad del material, los métodos de cálculo que se tienen hasta el momento en la normativa pueden no ser válidos, por este motivo se intentará estudiar y comparar los resultados obtenidos en el laboratorio con las predicciones de las normativas.



### 1.3. Objetivos generales.

El objetivo general de este proyecto final de carrera es analizar el comportamiento estructural de la unión soporte-cimentación en soportes fabricados con hormigón de muy altas prestaciones sometidos a cargas cíclicas.

Para la consecución de este objetivo hay que alcanzar otros, el necesario estudio del estado actual del conocimiento de hormigones de muy altas prestaciones respecto a sus características y comportamiento tanto del material como a nivel estructural.

Una vez alcanzado este objetivo hay que definir una dosificación para la fabricación del material, fabricar una pieza que simula la unión soporte-cimentación con este material y ensayar la pieza.

Posteriormente con los resultados derivados de los ensayos de las piezas fabricadas hay que estudiar la aplicabilidad a una conexión híbrida soporte-cimentación.

Para realizar una aplicación práctica de dicho análisis se debe cumplir el objetivo de diseñar la unión tipo vainas soporte-cimentación en elementos prefabricados mediante la utilización de una conexión híbrida hormigón convencional-hormigón de muy altas prestaciones. Por este motivo se va a estudiar la unión viga pilar de una nave almacén en el término municipal de Massalavés en la provincia de Valencia.



## 1.4. Contenidos.

Este proyecto final de carrera está compuesto por 7 capítulos, en los cuales se van desarrollando, explicando y alcanzando los objetivos fijados.

El primer capítulo es de introducción y objetivos donde se hace una breve explicación de la motivación, los objetivos generales y los contenidos del proyecto.

El segundo capítulo es el estado actual del conocimiento, en este capítulo se hace un resumen de los estudios realizados por otros investigadores sobre el hormigón de muy altas prestaciones, tanto a nivel de características del material, como de su comportamiento estructural, así como estudios de cargas cíclicas, resistencia a cortante y resistencia a flexión, entre otros.

En el tercer capítulo, planteamiento, se hace un análisis del estado actual del conocimiento en el que se intenta agrupar las ideas desarrolladas por los autores, de manera que de una forma clara se pueda observar que idea corresponde a cada investigador y en cuales coincide o discrepa con otros para centrar la importancia de la investigación y posteriormente plantearse los objetivos específicos del proyecto y la metodología para alcanzarlos.

En el cuarto capítulo se describe el programa experimental, aquí se explica en que consiste la campaña de ensayos realizada, los pasos que se van dando para la consecución de objetivos, así como la metodología aplicada para cada etapa del desarrollo de dicha campaña, centrándose en la consecución de la dosificación, el método de fabricación y el método de ensayo de las piezas fabricadas.

En el quinto capítulo se muestran y analizan los resultados obtenidos durante la campaña de ensayos, además de analizar el por qué de dichos resultados así como algunas de las conclusiones extraídas de los mismos.

En el sexto capítulo se realiza la aplicación práctica, se desarrolla el estudio de una unión soporte cimentación dentro de una nave almacén situada en el término municipal de Massalavés (Valencia) fabricada con una unión híbrida de hormigón convencional y hormigón de muy altas prestaciones sometida a cargas cíclicas.

En el séptimo capítulo se exponen las conclusiones y las futuras líneas de investigación.

Y por último, están las referencias bibliográficas y los anejos.

---

---

## CAPÍTULO 2

---

# ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO.

En este apartado se comentará y analizará de forma adecuada los estudios realizados por distintos investigadores, los cuales se exponen en el anejo A, de manera que de una forma ordenada se pueda asociar los trabajos entre sí, y se pueda obtener una mejor interpretación de los resultados obtenidos por dichos investigadores. Y por último, se realizará un análisis de los ensayos experimentales existentes en la literatura, para determinar una posible vía de investigación.

### 2.1. Definiciones.

A continuación se definen los distintos tipos de hormigones utilizados y estudiados hasta el momento para resistir cargas cíclicas tales como las que se producen durante un sismo, así como algunos de sus componentes relevantes.

#### 2.1.1. Hormigón con fibras.

Según el anejo 14 de la EHE-08 [2] se define hormigones reforzados con fibras (HRF), como aquellos hormigones que incluyen en su composición fibras cortas, discretas y aleatoriamente distribuidas en su masa.

Por otra parte, en este mismo documento se define fibras como elementos de corta longitud y pequeña sección que se incorporan a la masa del hormigón a fin de conferirle ciertas propiedades específicas.

De una manera general se pueden clasificar como fibras estructurales, aquellas que proporcionan una mayor energía de rotura al hormigón en masa o como fibras no estructurales,



a aquellas que sin considerar en el cálculo esta energía suponen una mejora ante determinadas propiedades como por ejemplo el control de la fisuración por retracción, incremento de la resistencia al fuego, abrasión, impacto y otros.

Las características geométricas de las fibras (Longitud ( $l_f$ ), Diámetro equivalente ( $d_f$ ), Esbeltez ( $\lambda$ )), se establecerán de acuerdo con UNE 83500-1 (sustituida y anulada por UNE-EN 14889-1 [3]) y UNE 83500-2 (sustituida y anulada por UNE-EN 14889-2 [4]). Por otro lado, de acuerdo con su naturaleza las fibras se clasifican en:

- Fibras de acero.
- Fibras poliméricas.
- Otras fibras inorgánicas.

En este caso particular se estudiarán los hormigones con fibras de acero.

### 2.1.2. Hormigón de muy altas prestaciones.

Según [Nematollahi et al. 2012](#), [1] el hormigón de muy altas prestaciones se define como un material compuesto por una base cementicia, en el cual se agrupan una serie de materiales granulares finos con una curva de huso granulométrico muy optimizada, fibras de acero de muy alta resistencia y una relación agua cemento muy baja ( $W/C < 0,25$ ).

El hormigón de muy altas prestaciones tiene mayor durabilidad en comparación al hormigón convencional con o sin fibras debido al reducido número de poros y la discontinuidad entre estos en su matriz, lo cual hace que sea más difícil la entrada de sustancias nocivas para el hormigón como los iones clorhídricos y sulfatos.

Por otra parte, se puede definir como un material de alta resistencia, dúctil, y sostenible cuya formulación consiste en combinar cemento Portland, humo de sílice, arena fina lavada y tamizada, superplastificante, agua, y fibras metálicas, lo cual hace que sea extremadamente homogéneo y que pueda soportar esfuerzos de compresión superiores a los  $150\text{MPa}$ .



## 2.2. Aportaciones de ensayos experimentales y teóricos de elementos de hormigón con fibras y de muy altas prestaciones.

A continuación se describe el trabajo llevado a cabo por una serie de autores en cuyas conclusiones se hace referencia al hormigón con fibras y de muy altas prestaciones tanto a nivel del material como a nivel de elementos estructurales; una vez hecha esta presentación se pasará a hacer un resumen de las conclusiones de los autores en cada apartado.

Hay que tener en cuenta que al tratarse de un uso relativamente nuevo para dicho material, los estudios realizados y las referencias actuales son reducidas. Este hecho hace que las publicaciones no lleven un orden cronológico estricto según se avanza en el conocimiento como suele suceder en el caso de materiales, o uso de materiales, con una larga trayectoria.

Osorio et al. 2014, [5] estudiaron la influencia de la adición de fibras sintéticas a la matriz de un hormigón convencional para mejorar el comportamiento del mismo frente a una carga axial y una lateral cíclica, aplicándolo en columnas circulares.

Para dicho estudio se utilizaron 6 columnas circulares de hormigón reforzado a escala real ( $D = 305$  mm;  $H = 2610$  mm incluyendo la base en forma de I, la cual tiene una altura de 500 mm y un ancho de 450 mm en el alma y 200 y 225 en las alas de la I). Los últimos 180 mm se hicieron de sección cuadrada para facilitar el aplique de la carga. En la figura 2.1 se muestran los aspectos anteriormente comentados.

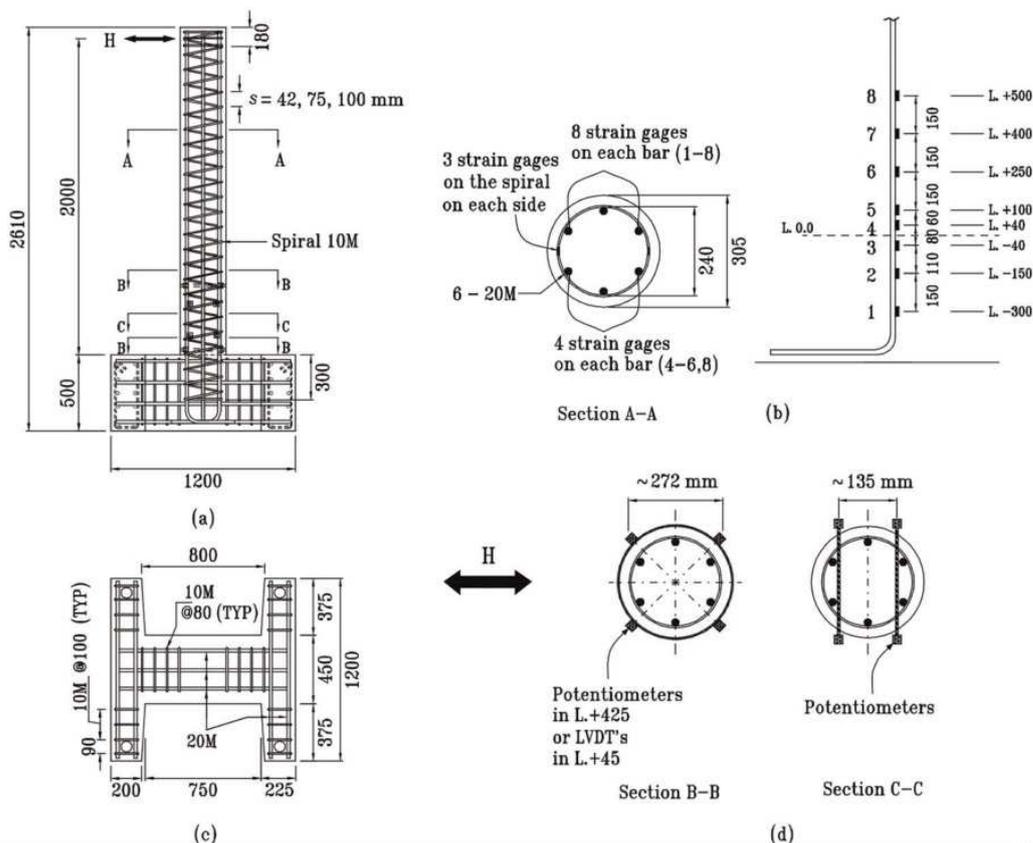


Figura 2.1: Detalles geométricos de la pieza ensayada. Fuente: Osorio et al. 2014, [5]

La carga lateral se aplicó a una altura de 2000 mm medidos desde la base.

Estos especímenes simulan columnas de 4 m de alto asumiendo que la máxima flexión de las mismas se produce en el punto medio.

La armadura estaba dispuesta en espiral a lo largo de las columnas como armadura transversal, variando su paso en función de las normas canadienses, americanas y neozelandesas para diseño sísmico. Mientras que para la armadura longitudinal se utilizaron 6 redondos del 20.

La otra variable fue la cantidad volumétrica de fibras añadidas que variaba entre 0 y 1 %.

La resistencia del hormigón media a 28 días fue de 30 MPa.

Como conclusiones señala que:

El fallo se produjo en la armadura longitudinal rompiéndose por tracción, aunque en ciclos previos se produjo el pandeo de la misma.

El comportamiento a flexión se vio muy influenciado por la cantidad de armadura de confinamiento.

Los especímenes con fibras tenían mas ductilidad, capacidad de disipación de energía y mayor resistencia que los especímenes de referencia que no llevaban fibras.

El confinamiento aportado por las fibras frente a diseño sísmico, permite una disminución de la cuantía de armadura que proponen los códigos actualmente.

Las fibras también previenen el salto de recubrimiento prematuro del hormigón, por tanto se produce una disminución del daño en la zona de la rótula plástica.

[Kamal et al. 2013](#), [6] estudiaron el comportamiento de vigas de UHPC bajo cargas de flexión; Las variables analizadas fueron el efecto que tiene el tipo de fibras y el porcentaje de armadura longitudinal así como la existencia o ausencia de armadura transversal y de armadura superior en el comportamiento estructural de los especímenes.

Se ensayaron 12 vigas, las cuales tenían unas medidas de 100x150x1000 mm.

La armadura longitudinal inferior podía ser 2 redondos del 10, o 2 redondos del 12. Y la armadura transversal y longitudinal superior en caso de disponerla estaba compuesta por 2 redondos del 8 en la parte superior y 6 redondos del 8 cada 7,5 cm a cada lado, dejando en la zona central una separación de 300 mm sin refuerzo transversal. En la figura 2.2 se muestra los tipos de vigas ensayadas.

Se usaron 2 tipos de fibras:

- Metálicas: 13 mm de longitud y 0,2 mm de diámetro.
- Polipropileno: 20 mm de longitud y 1,6 mm de diámetro.

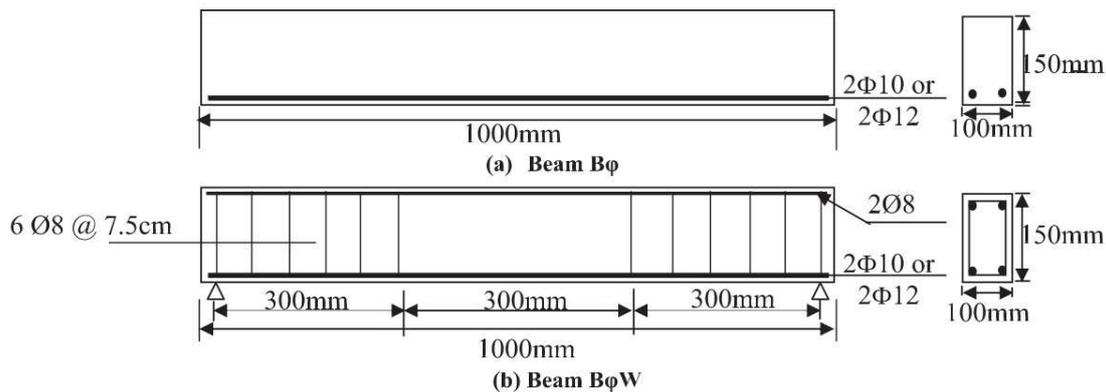


Figura 2.2: Detalles geométricos de las vigas ensayadas. Fuente: Kamal et al. 2013, [6]

La resistencia a compresión obtenida de los hormigones a 28 días fue: 127 MPa para hormigón sin fibras, 135 MPa para hormigón con fibras metálicas y 130 para hormigón con fibras de polipropileno.

Se realizó un ensayo a flexión a 4 puntos.

La principal conclusión que presenta en su investigación es que las fibras metálicas fueron más eficientes a la hora de incrementar las carga de fisuración y la carga última resistida.

Zhang et al. 2013, [7] analizaron el efecto del refuerzo con fibras metálicas en el comportamiento de pilas rectangulares huecas, comparando una pila de HA con una de SFRC idéntica. Además, realizaron un estudio numérico mediante Opensees, en donde el modelo numérico se calibró con los ensayos experimentales realizándose un estudio paramétrico teniendo en cuenta la cantidad de fibras y la cuantía de armadura transversal.

Se hicieron dos pilas, una de hormigón sin fibras de resistencia 38,7 MPa y la otra con fibras de 43,8 MPa. La única variación entre las dos dosificaciones fue la cantidad de fibras añadidas 0% y 1%.

Ambos especímenes tenían las mismas dimensiones: 500x360x1240 mm hecho monóticamente con la base de 1200x1200x480 mm y un bloque de carga en la parte superior de 600x600x360 mm; haciendo que todo el espécimen tenga una altura de 2080 mm de alto. El espesor de la pared es de 100 mm en la columna. En la figura 2.3 se muestra los detalles geométricos descritos.

Las conclusiones que refleja el autor son las siguientes:

En general el comportamiento de la pila fabricada con SFRC fue mejor que el de la pila fabricada con RC.

En cuanto a la simulación de OpenSees se obtuvo un buen resultado con pequeñas modificaciones en materiales ya definidos en la aplicación.

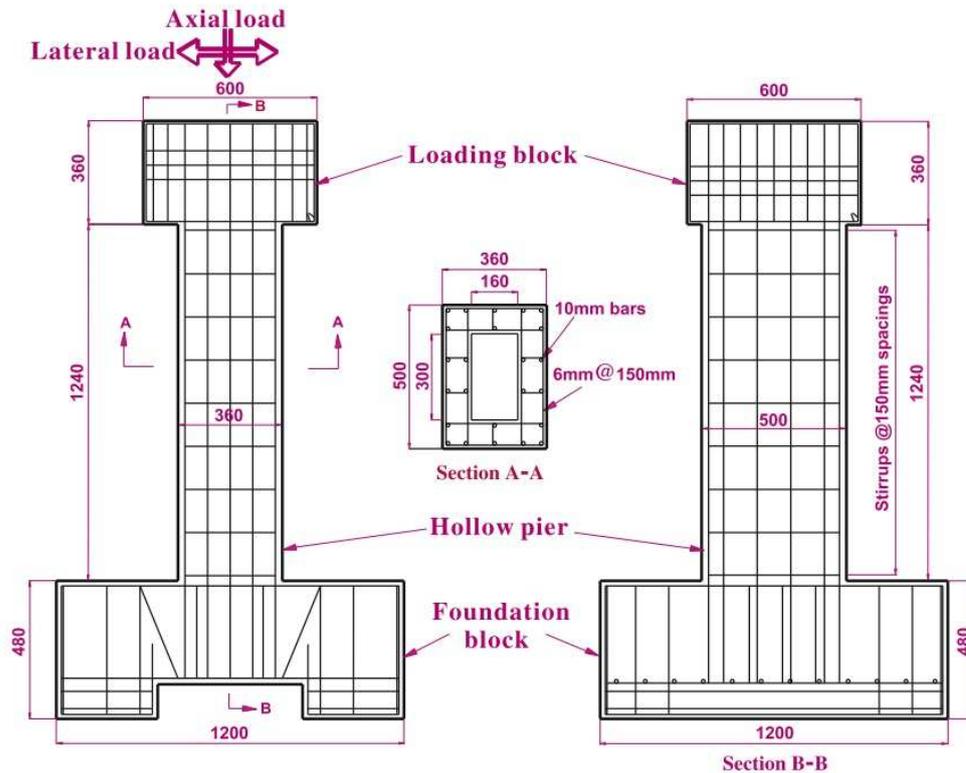


Figura 2.3: Detalles geométricos de los especímenes ensayados. Fuente: Zhang et al. 2013, [7]

Basado en el estudio paramétrico se observó que la resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía de la pila se mejora con el incremento de fibras metálicas mayor al 1.5 % de volumen de las mismas.

De los resultados analíticos podemos ver que el SFRC puede sustituir una parte de la armadura transversal en pilas huecas respecto a la resistencia sísmica.

Mier et al. 2013, [8] Evaluaron el comportamiento del SFRC frente a cargas cíclicas para su posible uso, en combinación con refuerzo tradicional. En particular se estudia si las fibras deben de ser añadidas para aumentar la ductilidad de la pieza o para reducir la cantidad de estribos en la unión entre vigas y pilares.

La campaña experimental estaba compuesta por 16 columnas que fueron ensayadas bajo una carga sísmica severa, de las cuales 8 eran de SFRC y las otras de RC.

Los 4 parámetros principales estudiados fueron, la cuantía de fibras, el tipo de acero, el espaciamiento de la armadura transversal y la dirección de la carga (axial o biaxial).

Las columnas tienen las siguientes dimensiones: 300x300x2400 mm.

Las columnas tenían una longitud de empotramiento de 600 mm en una base fabricada específicamente para los ensayos que simulaba el suelo rígido. En la figura 2.4 se muestra los detalles geométricos de las columnas.



El ensayo representaba una columna de doble curvatura de 3100 mm.

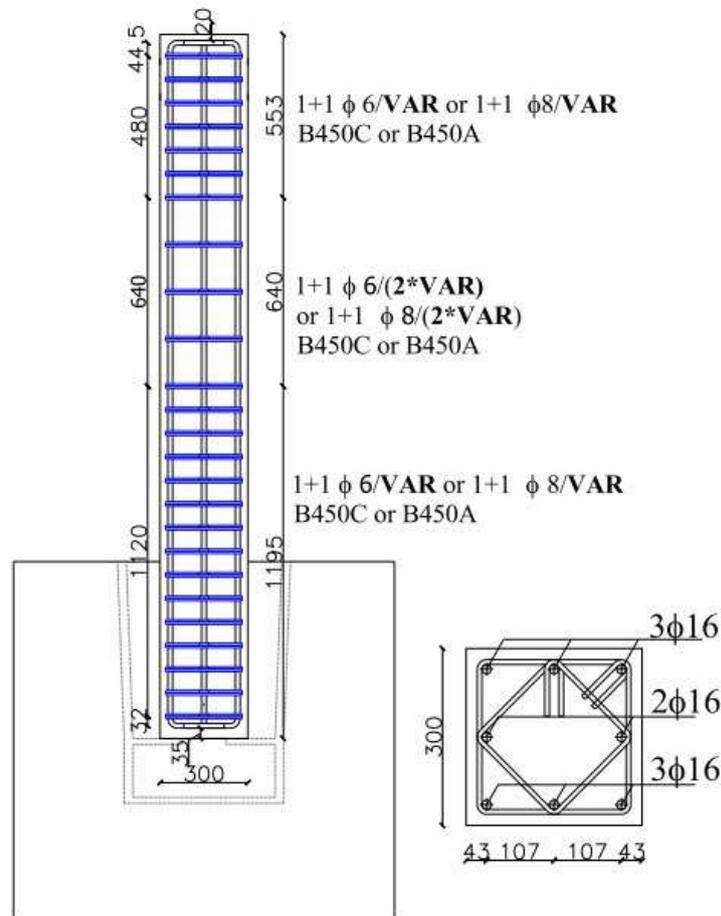


Figura 2.4: Detalles geométricos de las columnas ensayadas. Fuente: Mier et al. 2013, [8]

La resistencia característica media del hormigón fue de 50,46 MPa para el hormigón sin fibras y 42,17 para el hormigón con fibras.

La carga estaba aplicada desde 0,4 mm/min para los desplazamientos pequeños y 9 mm/min para los grandes, el drift iba desde 0,05 % hasta el 6,5 % con 3 ciclos por ratio de drift.

Los autores señalan que hay muy poca diferencia entre aplicar la carga en una dirección (axial) o en diagonal (biaxial) respecto a la resistencia a flexión, sin embargo la carga biaxial resultó ser la más severa ya que redujo la ductilidad y la disipación de energía de la columna.

Además, la influencia de las fibras fue mas notoria en el caso de la carga axial al incrementar la capacidad de disipar energía y la ductilidad de la pieza, sin embargo con un espaciamiento entre estribos alto la ductilidad disminuyó notablemente.

Por otra parte las fibras previenen el salto de recubrimiento con cargas bajas, además de ayudar a que la armadura longitudinal no pandee.

Caballero-Morrison et al. 2013, [9] presentaron un estudio experimental de columnas es-

beltas sometidas a una combinación de axil constante y una carga cíclica lateral.

En el estudio se llevó a cabo el análisis de la esbeltez de cortante, el nivel de esfuerzo axil relativo, el confinamiento efectivo de la armadura transversal y el contenido en fibras.

En el programa experimental se estudiaron los siguientes rangos de parámetros:

- Resistencia del hormigón  $f_c$ : varía entre los 30 y los 75 MPa.
- Fuerza normal relativa  $\nu$ : entre 0,1 y 0,35
- Ratio de esbeltez a cortante  $\lambda$ : valores de 5,77 y 10,71.
- Refuerzo longitudinal: 1,44% si  $\lambda = 10,71$  y 1,74% si  $\lambda = 5,77$ .
- Ratio de confinamiento mecánico volumétrico efectivo  $\alpha \cdot \omega \cdot \omega_c$ : alto (0,05), medio (0,02), bajo (0,01).
- Contenido en fibras: 30 y 60  $kg/m^3$  correspondientes a 0,38% y 0,76% de volumen respectivamente. y del tipo DRAMIX 65/35 y 80/40.

La campaña experimental estaba compuesta por 15 especímenes en los que se variaba el contenido en fibras, la sección, el tipo de hormigón y la cantidad de armadura transversal. En la figura 2.5 se muestra los detalles geométricos de los soportes ensayados.

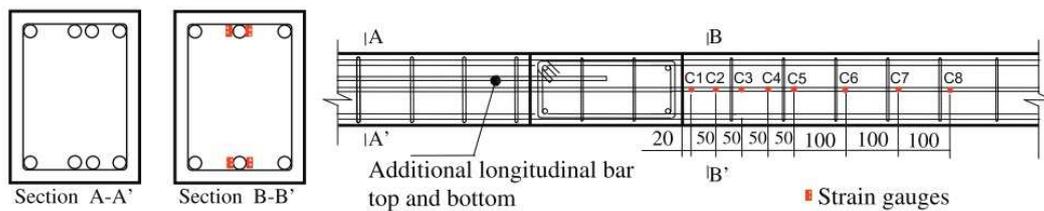


Fig. 5. Top view of the strain gauges disposal (unit: mm).

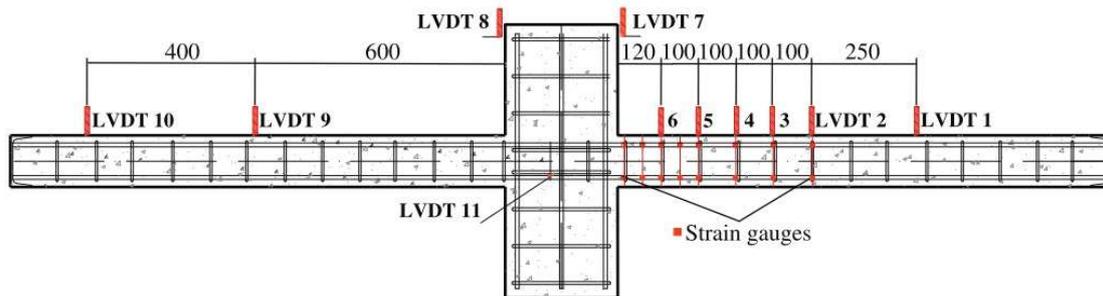


Fig. 6. Lateral displacement measurements (unit: mm).

Figura 2.5: Detalles geométricos de los soportes ensayados. Fuente: Caballero-Morrison et al. 2013, [9]

Como conclusiones se señala que la inclusión de fibras en NSC y en HSC retrasa el salto de recubrimiento, el pandeo de la armadura y disminuye la longitud de la región crítica, a la vez que baja el daño en la zona de la rótula plástica.

No se produce un aumento significativo de la capacidad de carga.



El desplazamiento dúctil último aumenta con el nivel de confinamiento, el contenido de fibras, y la esbeltez de la columna, con un decrecimiento del axil y resistencia del hormigón, mientras que la curvatura última crece con el nivel de confinamiento, el contenido en fibras y con un decrecimiento del axil y resistencia del hormigón.

Cai et al. 2012, [10] estudiaron las rótulas plásticas bajo cargas cíclicas en columnas y analizaron el efecto producido por la inclusión de fibras en la masa de hormigón en cuanto a la mejora de ductilidad.

Para el estudio se hicieron 7 especímenes diferentes, los cuales tenían la misma sección de 150x150 mm y la misma longitud (1500 mm) además de mismo armado 8 redondos del 10 como armadura longitudinal y un redondo del 6 cada 100 mm. Las variables analizadas fueron el tipo de fibra (sintética, metálica ó de carbono) y la cantidad (1 ó 2% para las sintéticas y metálicas y 1 ó 2% para las de carbono). La resistencia del hormigón estaba en el entorno de los 32 MPa.

En la figura 2.6 se muestra el diagrama del ensayo experimental de los soportes.

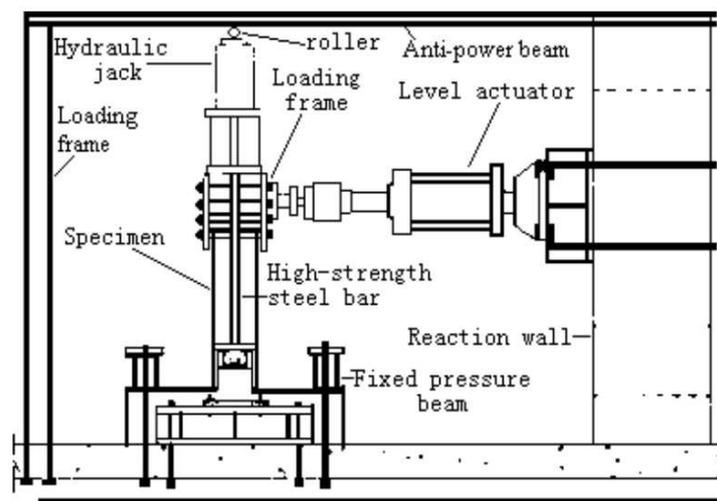


Figura 2.6: Diagrama del ensayo experimental. Fuente: Cai et al. 2012, [10]

Los autores señalan que añadiendo fibras la ductilidad se mejora notablemente y el proceso de formación de la rótula plástica se retrasa, lo cual evita la rotura frágil durante un terremoto.

El hormigón con fibras metálicas posee la mayor capacidad de disipación de energía, con fibras de carbono se aumenta la ductilidad de la columna y con fibras sintéticas se retrasa la aparición de la rótula plástica. Pero no se aumenta la capacidad de carga máxima de la columna.

Bae et al. 2012, [11] realizaron un estudio analítico sobre el UHSC con fibras metálicas usando un programa de elementos finitos, describiendo las características del material.

->Características del UHSC reforzado con fibras metálicas:

-Comportamiento a compresión: Al no estar compuesto por árido grueso, este mate-

rial tiene un comportamiento lineal en la relación tensión deformación, pero tiene una rotura frágil, por tanto la relación tensión deformación está definida por un módulo de elasticidad muy elevado, con una relación lineal y una caída brusca de la tensión. (Hace una recopilación de las gráficas y fórmulas de distintos autores). La resistencia a compresión del hormigón analizada fue de 200 MPa.

-Comportamiento a tracción: Las fibras se utilizan para compensar el mal comportamiento del hormigón a tracción, mejorando así el comportamiento tanto a tracción directa como a flexión, especialmente previniendo la rotura frágil del hormigón. Para la caracterización del material a tracción se tomaron las recomendaciones JSCE y AFGE y RILEM.

->Análisis mediante elementos finitos:

-Ecuaciones constitutivas del material: Para las ecuaciones constitutivas se tomaron las sugeridas anteriormente, introduciéndolas en el modelo de elementos finitos en la plataforma ABAQUS.

-Elementos: se diseñaron elementos con forma de I para ser ensayadas las almas simulando columnas sometidas a cargas cíclicas.

-Cargas: primero se introdujo una axial de compresión y después una carga cíclica por control de desplazamiento.

-Verificación del modelo: Para la verificación del modelo se utilizó el ensayo experimental de *H. Kimura (2007)*.

En la figura 2.7 se muestra los detalles geométricos de las columnas.

Specimen	Unit603
$V_f$	Volume fraction = 1%
Compressive strength of concrete	206.8 MPa
$B \times D$	250 x 250 [mm <sup>2</sup> ]
Longitudinal Reinforcement	12-D13 (USD 685, $f_y = 729MPa$ , $E_s = 187,000MPa$ )
Transverse Reinforcement	4-U6.4 @ 40 [mm] SBPD 1275
Axial Load Ratio	$N / (B D f_c') = 0.6$

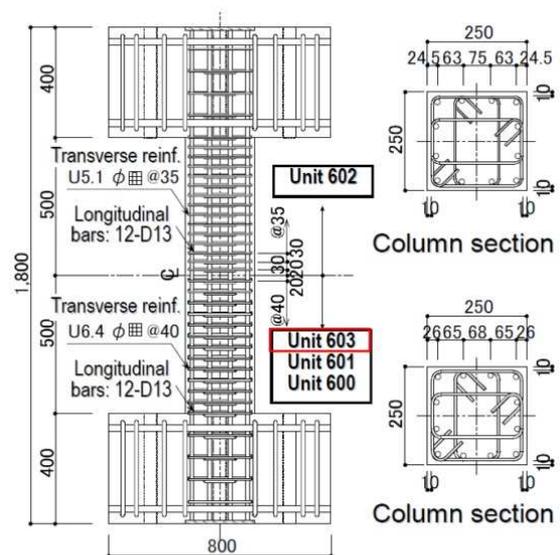


Figura 2.7: Detalles geométricos de las columnas ensayadas. Fuente: Bae et al. 2012, [11]



Como conclusiones los autores señalan que la resistencia a compresión del hormigón se ve afectada por la carga lateral de una manera relativamente lineal.

Y que la aportación de las fibras hace posible la reducción de la cuantía de armadura, por tanto si provocamos la plastificación de la misma podemos hacer un ajuste de la cuantía necesaria.

Cho et al. 2012, [12] tuvieron el propósito estudiar el comportamiento frente a sismo de columnas sustituyendo en el hormigón armado convencional por HPFRC en la zona donde tendrá lugar la rótula plástica.

Las principales variables estudiadas en este experimento fueron: HPFRC con o sin armadura transversal, la longitud de puesta del HPFRC y la cantidad de fibras de PVA por volumen añadidas a la mezcla.

Cada columna tiene 300x300 mm de sección, una altura de 1540 mm, además tiene una cabeza de 400x400x400 mm; y una base de 900x900x700 mm (figura 2.8).

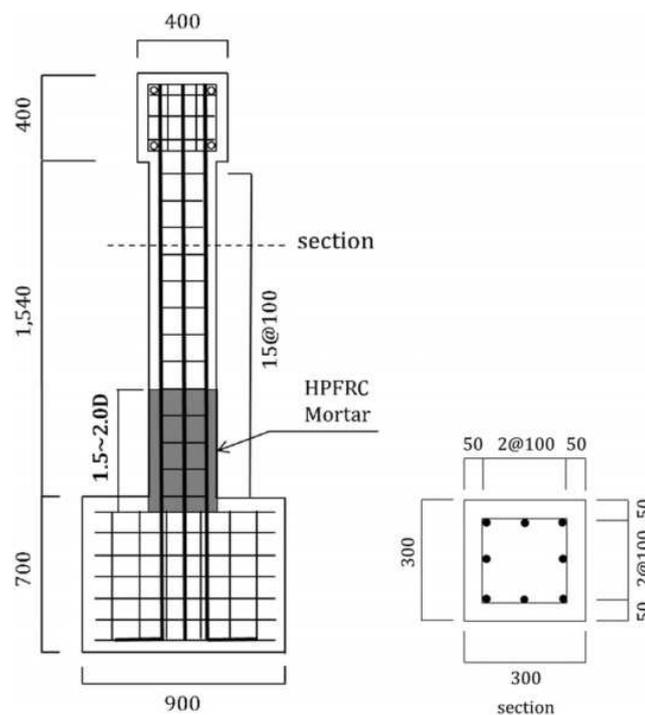


Fig. 6. Geometry and reinforcement details of column specimens.

Figura 2.8: Detalles geométricos de la pieza ensayada. Fuente: Cho et al. 2012, [12]

El HPFRC se puso desde la base hasta una altura de 1,5 a 2 D en la columna, siendo D el canto efectivo de la columna. La resistencia a tracción del HPFRC estaba entre 3,7 y 4,4 MPa.

Para el resto de la pieza se utilizó un hormigón de resistencia a compresión media de 28,7 MPa.

En el estudio se concluye que el HPFRC mejora el comportamiento en general de la pieza,

la capacidad de carga y la capacidad de deformación.

El HPFRC minora el daño sufrido en la zona crítica de la pieza, salto de recubrimiento, pandeo de armadura longitudinal y aplastamiento del hormigón en la zona comprimida, además es efectivo a la hora de controlar las fisuras de cortante y de momento en la zona de la rótula plástica.

Los especímenes con HPFRC mostraron mejor respuesta a la hora de aumentar la energía disipada y disminuir la bajada de resistencia y la pérdida de rigidez.

Röhm et al. 2012, [13] estudiaron el comportamiento experimental de una unión viga pilar en T, el diseño se hizo conforme al Eurocódigo 8 y la norma india IS 13920 para resistir cargas cíclicas.

Se realizaron 6 tipos de probetas, 2 de control, 2 cuyo fallo previsto era a cortante y otras 2 para que fallara la viga a flexión. Las probetas de control son de hormigón convencional, mientras que en las otras la unión se realiza con hormigón con fibras.

En la figura 2.9 se muestra el diagrama del ensayo experimental de los soportes.

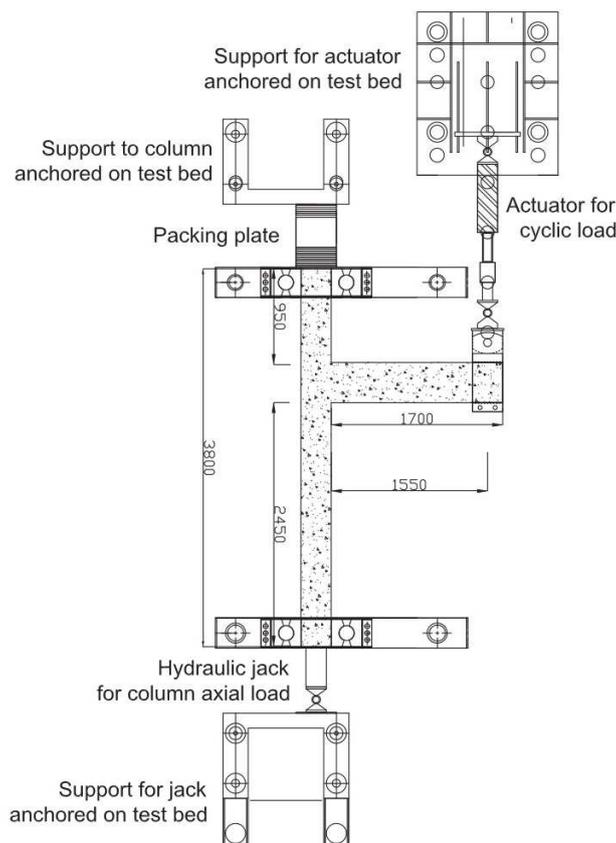


Figura 2.9: Diagrama del ensayo experimental. Fuente: Röhm et al. 2012, [13]

Como conclusiones dicen que se puede utilizar el hormigón con fibras armado para reducir el número de estribos a colocar en la unión, además comenta que no se apreciaron saltos de



recubrimiento con la utilización del FRC.

También comenta que es muy importante la colocación del FRC para que funcione bien en la unión con el HC.

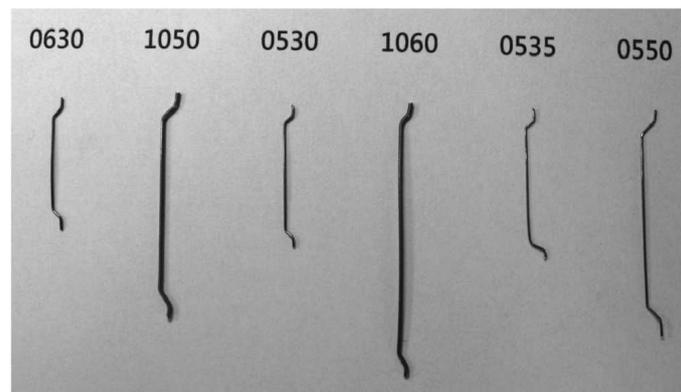
[Ou et al. 2011](#), [14] estudiaron el comportamiento a compresión del SFRC con hasta un 1.7 de índice de refuerzo basado en la fracción de volumen de fibras.

Se hicieron un total de 40 probetas cilíndricas en las cuales se iba variando el tipo de fibras metálicas, dentro de cada tipo la cantidad, llegando hasta el 3.4% en fracción volumétrica  $v_f$ , correspondiente al índice de refuerzo  $RI_v$  1.7.

La resistencia a compresión del hormigón utilizado variaba entre 35 y 47 MPa.

El índice de refuerzo  $RI_v$ , se define como el producto de la fracción volumétrica de fibras  $v_f$  por la longitud de la fibra dividido por su diámetro  $l/\phi$ .

En la figura 2.10 se muestra el tipo de fibras utilizadas en el ensayo.



**Figura 2.10:** Tipo de fibras utilizadas en el ensayo. **Fuente:** [Ou et al. 2011](#), [14]

Se señala que la adición de fibras metálicas produce un incremento de la resistencia como de la deformación en el esfuerzo pico, aunque se ve limitada por la fracción volumétrica de fibras del 2%.

La adición de fibras metálicas tiene poca influencia en el módulo de elasticidad.

Se propone un modelo analítico para la relación tensión-deformación y resistencia del SFRC con un índice de refuerzo  $RI_v$ , de hasta 1.7.

[Campione and Letizia Mangiavillano 2008](#), [15] estudiaron el comportamiento a flexión experimental de vigas de hormigón sin y con fibras bajo cargas monotónicas y cíclicas.

Se analizaron 12 vigas pequeñas a flexión a tres puntos.

Las vigas son de sección cuadrada de lado 150 mm y una longitud de 600 mm, y además fueron reforzadas con  $4\phi 12mm$  (2 arriba y 2 abajo, dobladas y con una longitud de anclaje de 80 mm). La armadura transversal estaba compuesta por  $6\phi/50$ . En la figura 2.11 se muestra

los detalles geométricos de las vigas.

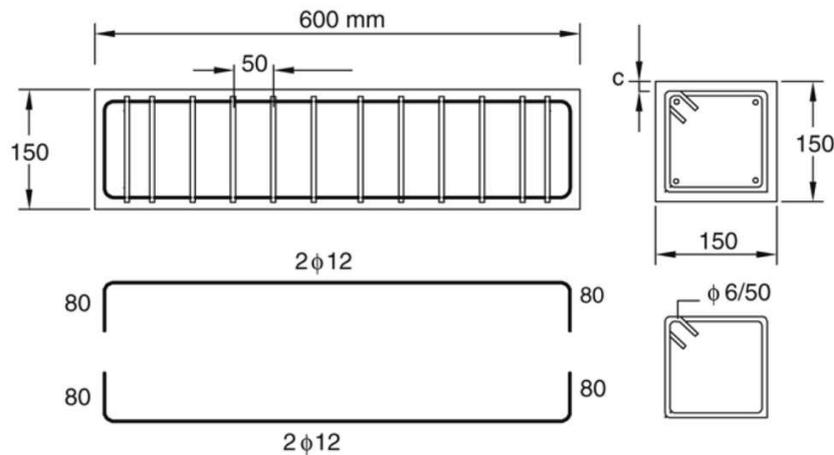


Figura 2.11: Detalles geométricos de las vigas ensayadas. Fuente: Campione and Letizia Mangiavillano 2008, [15]

En el estudio se variaba el recubrimiento  $c = 5, 15$  y  $25$  mm además del contenido en fibras  $v_f = 0 - 1\%$ . Las resistencias a compresión del hormigón estaban entre  $30$  y  $36$  MPa, mientras que la resistencia a tracción estaba entre  $2,6$  y  $4$  MPa.

Para concluir se señala que el uso de fibras en un correcto porcentaje para propósitos estructurales y en combinación con refuerzos tradicionales, permite obtener mejores comportamientos que con hormigón tradicional frente a interacción cortante-momento.

La presencia de fibras aumenta los límites de fisuración en vigas, además de su capacidad portante, especialmente cuando se aumenta el recubrimiento.

Bajo cargas cíclicas se observaron muchas ventajas, como una reducción del proceso de salto de recubrimiento, un aumento significativo en el cortante resistido debido a los puentes formados por las fibras entre caras de fisuración y pocos efectos de punzonamiento.

Derivado de las conclusiones obtenidas por los autores anteriormente descritos se puede decir que la aportación de las fibras al comportamiento del material puede ser en distintos aspectos; uno de los más importantes es el retraso de la aparición de la primera fisura, es decir aumento de la carga de fisuración, además del aumento de la carga última resistida Kamal et al. 2013, Zhang et al. 2013, Campione and Letizia Mangiavillano 2008, [6, 15, 16]; por otra parte cuando se incluye una determinada cantidad de fibras  $v_f$  que suele rondar el  $1,5\%$ , se produce un aumento de la ductilidad Osorio et al. 2014, Mier et al. 2013, Zhang et al. 2013, Cai et al. 2012, [5, 8, 10, 16]; así como un aumento de la energía disipada cuando el material soporta cargas cíclicas Mier et al. 2013, Zhang et al. 2013, Cai et al. 2012, [8, 10, 16] y por tanto se puede hacer una reducción de la armadura transversal necesaria derivada del diseño sísmico Zhang et al. 2013, Röhm et al. 2012, Bae et al. 2012, Cho et al. 2012, [11-13, 16].

También previene el salto de recubrimiento prematuro del hormigón Osorio et al. 2014, Caballero-Morrison et al. 2013, Mier et al. 2013, Röhm et al. 2012, Campione and Letizia Mangiavillano 2008, [5, 8, 9, 13, 15]; A su vez previene el retraso de la aparición del pandeo en piezas esbeltas Caballero-Morrison et al. 2013, Mier et al. 2013, [8, 9]; Y por último se



produce una reducción del daño producido en zonas dónde se desarrollan las rótulas plásticas [Caballero-Morrison et al. 2013](#), [Cho et al. 2012](#), [9, 12] así como el retraso de la formación de las mismas [Cai et al. 2012](#), [10].

De otro lado no se produce un aumento significativo de la resistencia a compresión debido a la inclusión de las fibras [Caballero-Morrison et al. 2013](#), [Cai et al. 2012](#), [9, 10] ni tampoco influye notablemente en el módulo de elasticidad en comparación con el hormigón sin fibras [Ou et al. 2011](#), [14].

### 2.2.1. Resistencia a compresión.

[Hassan et al. 2012](#), [17] proponen estudiar distintos métodos de ensayo para la determinación del comportamiento tanto a tracción uniaxial como a compresión del UHPFRC con fibras metálicas o sin ellas (UHPC).

Las variables que se consideraron en sus estudios fueron incluir o no las fibras metálicas (2% sobre el volumen).

Respecto a los tipos de ensayo analizados, estos fueron:

->Ensayo a tracción directa: se prepararon 2 tipos de probetas con forma de hueso de perro (I), ambas tenían la misma sección, en las cabezas 50x50 mm y en el alma 26x50 mm, la diferencia radica en las longitudes de la cabeza, en un caso es de 50 mm y en el otro de 25 mm.

En la figura 2.12 se muestra los tipos de probetas utilizadas para la caracterización de la resistencia a tracción.

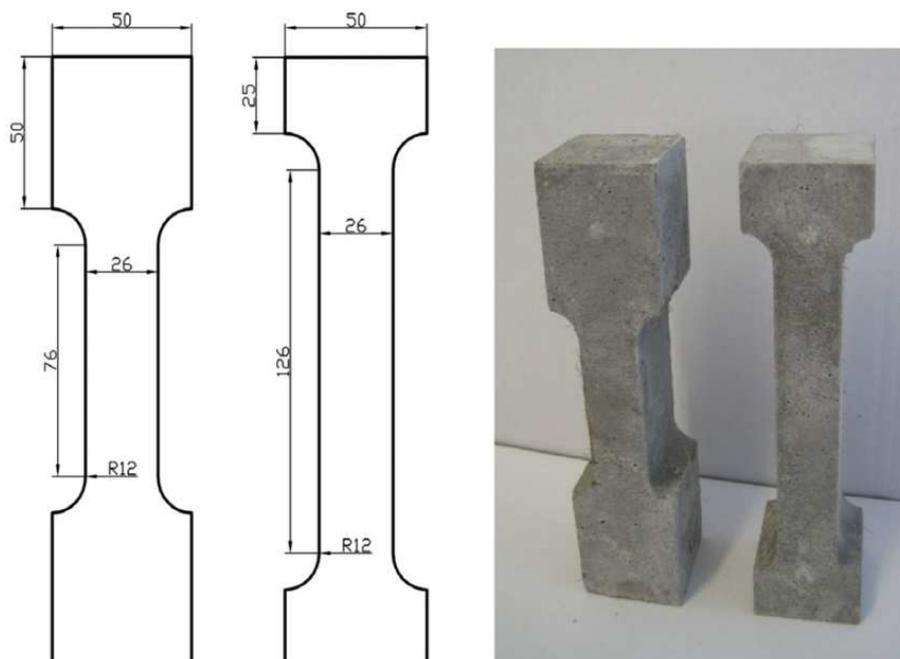


Figura 2.12: Detalles geométricos de las piezas ensayadas. Fuente: [Hassan et al. 2012](#), [17]

->Ensayo a compresión: se hicieron 3 tipos de ensayos, el primero por control de carga  $0,5\text{MPa/s}$ , el segundo por control de desplazamiento con la ayuda de LVDT's a  $0,04\text{ mm/min}$ , y por último se propuso uno en el cual se añadían otros 2 LVDT's entre los platos de carga para medir mejor cuando rompía.

Las probetas eran cilíndricas de 50 mm de diámetro y 100 mm de altura para el caso de la compresión.

Este autor como conclusión refleja que los métodos de ensayo convencionales resultaron ser de poca confianza sobretodo a la hora de medir el comportamiento post-fisuración del UHPFRC.

Las conclusiones de los demás autores se hará posteriormente en el apartado correspondiente a la resistencia a compresión 2.3.1.

### 2.2.2. Resistencia a flexo-tracción.

A continuación se presentan una serie de autores cuyos trabajos sirvieron para la redacción del apartado referente a la resistencia a flexo-tracción expuesto más adelante 2.3.2.

[Shin et al. 2013](#), [18] pretenden estudiar la efectividad de la utilización de FRCC's de bajo coste para mejorar el comportamiento sísmico de las columnas huecas de los puentes. FRCC's fabricados con fibras "no caras" se usaron para construir las zonas plásticas de las columnas huecas utilizadas en el estudio.

Se hicieron 5 columnas huecas de escala aproximadamente 1/4. Cuatro de ellas se hicieron con FRCC's y una con hormigón convencional como referencia.

Para todos los especímenes se tenían las siguientes medidas: exterior 900x600 mm e interior 640x340 mm.

La base era maciza de 1200x1500x600 mm, y en la zona de carga se hizo un bloque macizo de 900x600 mm.

El FRCC tenía una altura de 600 mm desde la parte superior de la base.

Las principales variables estudiadas fueron:

- Cuantía volumétrica de fibras  $v_f$ : 0, 1, ó 2 %.
- Presencia de árido grueso en FRCC's.
- El ratio  $l/h$ : 2 ó 3 según la orientación de la carga.

La resistencia a compresión estaban entre 25 y 30 MPa, mientras que a tracción estaba entre 1,3 y 2,5 MPa.

Por último señalan que en los 4 especímenes tuvieron un fallo a cortante-flexión combinado con el pandeo de las armaduras después de haber alcanzado unos desplazamientos relativamente grandes. Mientras que el espécimen de referencia tuvo un fallo prematuro de cortante.



Los FRCC's son efectivos para sostener aberturas de fisuras inclinadas, por otra parte la exclusión del árido grueso no mejora la ductilidad de las columnas huecas.

En la figura 2.13 se muestra los detalles geométricos de los soportes ensayados.

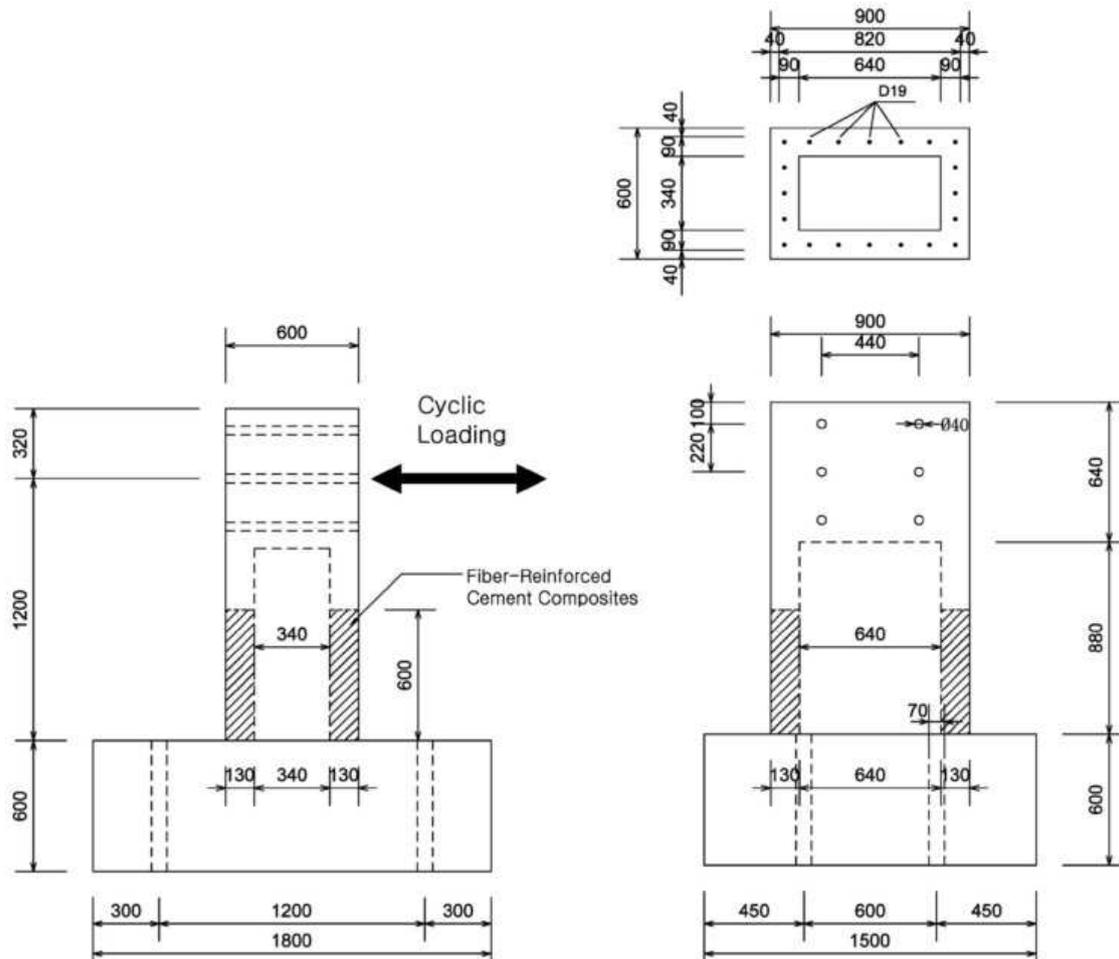


Figura 2.13: Detalles geométricos de los soportes ensayados. Fuente: Shin et al. 2013, [18]

Para el 1% de volumen de fibras utilizadas no se obtuvo un resultado satisfactorio para controlar la fisuración.

Los especímenes con mayor contenido en fibras restringen mejor el crecimiento de las fisuras, reduciendo así la distorsión de cortante, por otra parte la exclusión del árido grueso en el FRCC con 1% de fibras no reduce notablemente la distorsión de cortante.

Dong and Feng 2013, [19] trataron de descubrir cuál es la mejor composición de volumen de fibras y lugar de colocación de refuerzo de armadura; teniendo en cuenta la cuantía de refuerzo longitudinal, contenido de fibras, y el desplazamiento en el punto medio de la viga.

Se utilizaron 15 especímenes para el estudio, en los cuales se variaba el contenido de fibras en porcentaje de volumen ( $v_f = 0-0,7-1-1,5-2\%$ ), la cuantía de la armadura longitudinal de la sección ( $\rho_l = 0,93-4,16-7,4-9,25\%$ ).

La longitud total de los especímenes fue de 2,5 m con una longitud efectiva de 2,1 m. La sección era cuadrada de 200x200 mm.

Las fibras utilizadas fueron de 13 mm de longitud y 0,2 mm de diámetro.

La resistencia teórica del UHPC era de 180 MPa, pero la resistencia real en laboratorio fue de 155 MPa.

Por último se dice que con el incremento de la cuantía de armadura longitudinal se produce un incremento de la carga de fisuración.

Las fibras mejoran la ductilidad de las vigas.

Después de que el acero se plastifica la fractura ocurre fácilmente.

Para obtener una buena ductilidad el contenido en fibras debe de ser mayor a 0,7%; Cuando el contenido en fibras es 2% y la cuantía de armadura longitudinal menor a 4%, dicha cuantía puede afectar a la carga de fisuración, pero si es mayor a 4% no se obtiene mejora.

Cuando el porcentaje de fibras es 0,7%, (2%) y la cuantía longitudinal 9,25%, (4%) se producen los mejores resultados.

Ding et al. 2011, [20] analiza la posibilidad de reemplazar estribos por fibras metálicas, estudiar el efecto híbrido de las fibras metálicas y los estribos en el comportamiento mecánico de las vigas y analizar la influencia de las fibras metálicas en el modo de fallo y en la resistencia a cortante.

Estos autores fabricaron una serie de 9 probetas con una sección  $b \times h = 200 \times 300$  mm y una longitud de 2400 mm con una luz entre apoyos de 2100 mm, teniendo así un ratio de luz/canto  $a/d = 3$ .

Se variaba la cantidad de fibras  $v_f = 0 - 25 - 50 \text{ kg/m}^3$ , y la separación entre estribos (0 - 150 - 250 mm).

El refuerzo longitudinal  $\rho_l = 2,8\%$ .

Se ensayó a flexión a 4 puntos teniendo una distancia entre puntos de aplicación de la carga de 540 mm.

La resistencia característica del hormigón a 28 días fue de 36 MPa aproximadamente y a 120 días fue de entorno a los 50 MPa.

Como conclusiones destacan que la inclusión de las fibras aumentó la carga de fisuración por cortante y la carga última.

La rotura frágil por fisura diagonal de cortante para vigas con cuantía de armadura transversal menor a 0,413% cambia a un fallo principalmente dúctil a flexión cuando el contenido en fibras es de  $60 \text{ kg/m}^3$ .



La adición de fibras puede reducir el número de estribos necesarios.

La combinación de fibras y estribos tiene un efecto positivo en cuanto a la resistencia a cortante.

La fórmula propuesta estima bien la capacidad de resistir cortante de una viga de hormi-gón autocompactante con fibras.

En la figura 2.14 se muestran algunos de los resultados obtenidos por los investigadores.

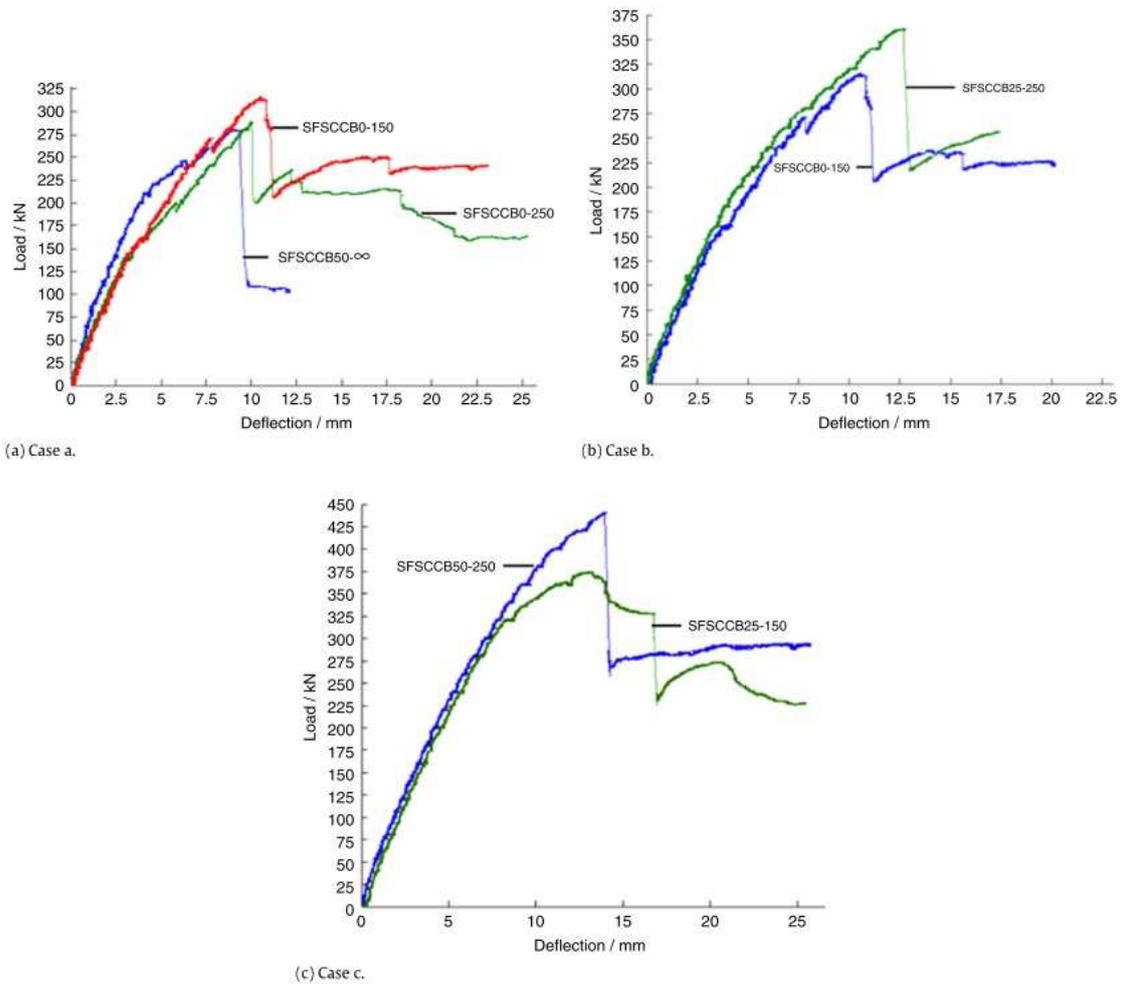


Figura 2.14: Resultados de las vigas ensayadas. Fuente: Ding et al. 2011, [20]

### 2.2.3. Resistencia a cortante.

A continuación se presentan una serie de autores cuyos trabajos sirvieron para la redacción del apartado referente a la resistencia a cortante expuesto más adelante 2.3.7.

Arslan 2014, [21]; estudia el cortante en vigas simplemente apoyadas con sección rectangular, armadura longitudinal sin estribos y sometida a cargas concentradas. Se busca una

formulación que permita predecir la resistencia a cortante que va a tener la pieza.

Para la formulación se utiliza la división del cortante resistido según los distintos tipos de sistemas desarrollados dentro de una pieza de hormigón, teniendo  $V_{cc}$ : resistencia a cortante del hormigón sin fisurar,  $V_{agg}$ : resistencia a cortante debida al engranamiento de áridos,  $V_{fb}$ : resistencia aportada por las fibras al formar puentes entre las caras de una fisura, y  $V_d$ : resistencia referida a la armadura longitudinal y a las fibras en su conjunto.

La verificación y calibración de la fórmula se llevó a cabo mediante la aplicación de la misma a 170 especímenes que habían sido estudiados por otros autores, los cuales proponían otra serie de formulaciones.

Los especímenes tienen los siguientes rangos de variación de parámetros:

$$20,6 \leq f_c \leq 68,6 \text{ MPa.}$$

$$2,5 \leq \frac{a}{d} \leq 5,0.$$

$$125 \leq d \leq 610 \text{ mm.}$$

$$0,79 \leq \rho_l \leq 5,72 \text{ \%}.$$

$$45 \leq \frac{L_f}{D_f} \leq 133.$$

$$0,22 \leq V_f \leq 3,00 \text{ \%}.$$

18 test fueron para  $f_c \leq 30$  MPa y 22 test para  $f_c \geq 50$  MPa.

Como conclusión dice que la ecuación propuesta tiene menos variación en comparación con las propuestas por otros autores, aunque se recomienda un estudio más avanzando para piezas de alta resistencia y una relación de esbeltez  $> 4$ . En la figura 2.15 se muestra la formulación obtenida por el autor.

$$v_u = \left( 0,2f_c^{2/3} \left( \frac{c}{d} \right) (1 + 0,032f_c^{1/6}) + \sqrt{\rho(1+4F)}f_c \right) \left( \frac{3,0}{a/d} \right)^{1/3}$$

$$v_u = \left( 0,2f_c^{2/3} \left( \frac{c}{d} \right) + \sqrt{\rho(1+4F)}f_c \right) \left( \frac{3,0}{a/d} \right)^{1/3}$$

**Figura 2.15:** Fórmula y fórmula simplificada para el cálculo de cortante sin estribos. **Fuente:** Arslan 2014,[21]

Baby et al. 2013, [22]; pretenden cuantificar el margen de seguridad de una estructura de UHPFRC sometida a cortante, teniendo en cuenta los resultados de una campaña experimental y los datos de la literatura existente hasta el momento.

Tratan de realizar una comparativa entre las formulaciones existentes, como la francesa y otras internacionales (figura 2.16), tanto para la determinación del cortante de fisuración como del cortante último resistido, proponiendo una formulación para el cálculo que viene definida como  $V_u = V_c + V_f + V_s$ , donde  $V_c$  = aportación del hormigón (calculado igual que la



norma francesa),  $V_f$  = aportación de las fibras (propone formulación nueva) y  $V_s$  = aportación de los estribos.

**Table 3.** Ultimate Shear Strength, Tested Formulas

Tested models	Ultimate shear strength
$F_I$ model (International 2010a, b)	$V_u = \{0.18 \cdot k \cdot [100 \cdot \rho_l \cdot (1 + 7.5 \cdot \frac{L_{fu}}{f_j}) \cdot f_c]^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d$
$F_{II}$ model (Vandewalle 2003)	$V_u = V_c + V_F + V_S$ , with $V_c = V_{concrete} = [0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ $-V_F = V_{fibers} = 0.7 \cdot k_f \cdot k \cdot \tau_f \cdot b_w \cdot d$ , with $k_f = 1 + n \cdot (\frac{h_f}{b_w}) \cdot (\frac{h_f}{d}) \leq 1.5$ ; $n = \frac{b_f - b_w}{h_f} \leq \min(\frac{3 \cdot b_c}{h_f}; 3)$ $\tau_f = 0.12 \cdot f_{Rk,4}$ $V_S = V_{stirrups} = \frac{A_{st}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_y \cdot (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$
$F_{III}$ model, French recommendations on UHPFRC (AFGC-Sétra 2002)	$V_u = V_c + V_F + V_S$ , with $V_c = V_{concrete} = 0.24 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z$ $z = 0.9 \cdot d$ for reinforced UHPFRC $z = l/\mu$ , elastic lever-arm for prestressed UHPFRC $V_F = V_{fibers} = \frac{S \cdot \sigma_p}{\tan \theta}$ $\sigma_p = \frac{1}{k} \cdot \frac{1}{w_{lim}} \times \int_0^{w_{lim}} \sigma(w) \cdot dw$ avec $w_{lim} = \max, w_u; 0.3 \text{ mm}, 0.012 \text{ in.}$ $S = 0.9 \cdot b_w \cdot d$ for a T or rectangular cross section $V_S = V_{stirrups} = z \cdot \frac{A_{st}}{s} \cdot f_y \cdot \frac{1}{\tan \theta}$
$F_{IV}$ model, adapted to pi-shaped or I-shaped beams (Baby 2012)	$V_c = V_{concrete} = V_{concrete} \text{ (AFGC-Sétra 2002)}$ $V_F = \left\{ \left[ \int_{\frac{y_G}{w_{max}}}^{w_{max}} \sigma_f(w) \cdot dw \right] \cdot b_w \cdot \frac{y_G}{w_{max}} + \left[ \int_0^{w_{max}} \sigma_f(w) \cdot dw \right] \cdot b_w \cdot \frac{y_s - y_G}{w_{max}} + \left[ \int_0^{y_G} \sigma_f(w) \cdot w \cdot dw \right] \cdot \frac{b_w - b_f}{y_f} \cdot \frac{y_G^2}{w_{max}^2} \right.$ $\left. + \left[ \int_0^{y_G} \sigma_f(w) \cdot dw \right] \cdot b_f \cdot \frac{y_G}{w_{max}} \right\} \times \frac{1}{K(\theta_{ij})} \times \cot an(\theta_{ij})$ $V_s = V_{stirrups} = z \cdot \frac{A_{st}}{s} \cdot f_y \cdot \frac{1}{\tan \theta_{ij}}$

**Figura 2.16:** Comparativa entre formulaciones. Fuente: Baby et al. 2013, [22]

Estas fórmulas se validan con la aplicación de las mismas a la campaña experimental realizada por ellos además de hacer una comparativa con las demás fórmulas propuestas.

Para concluir los autores señalan que la norma francesa es conservadora para los casos estudiados.

Para el cortante último, el modelo propuesto para vigas de sección en I proporciona resultados similares a la norma francesa, ambas son conservadoras aunque para la fisuración es más realista el modelo propuesto.

Por ultimo si se utiliza formulaciones internacionales son muy conservadoras ya que no consideran el efecto de las fibras a la hora prevenir la abertura de fisura excesiva, aunque alguna permite el estudio de modelos físicos para obtener resultados más cercanos a la realidad.

En otro estudio realizado por los mismos autores Baby et al. 2013,[23]; pretenden cuantificar el margen de seguridad de una estructura de UHPFRC sometida a cortante, teniendo en cuenta la presencia o no de fibras en la matriz, estribos para el confinamiento de la armadura transversal, o la presencia de armadura pretesa. Por otra parte se caracteriza muy bien los materiales a utilizar.

Se estudiaron 11 vigas con una sección en I (figura 2.17) (canto = 380 mm, ancho superior = 270 mm y ancho inferior = 230 mm), que tiene 3 m de longitud, y distancia entre apoyos de 2 m.

El procedimiento de ensayo es el de flexión a 4 puntos.

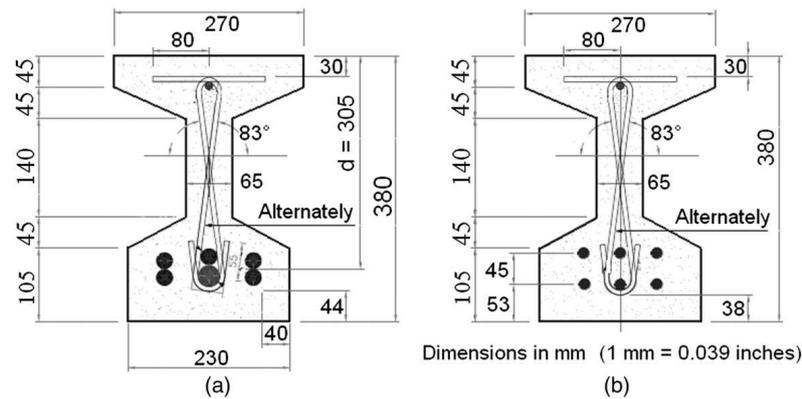


Figura 2.17: Sección tipo. Fuente: Baby et al. 2013, [23]

El material utilizado fue UHPC con fibras (metálicas u orgánicas), y sin fibras; además de un tipo comerciable tanto en EEUU como en Europa y el otro solo en Europa; teniendo una combinación de 4 tipos distintos de material (UHPFRC-A, UHPC-A-NE, UHPFRC-B, UHPFRC-B-OF). Las variaciones que se hicieron fueron Reforzado/Pretensado, Con estribos/Sin estribos; teniendo 5 pretensados de los cuales 2 llevaban estribos y 6 reforzados de los cuales 2 llevan estribos.

En este trabajo los autores obtienen como conclusión que excepto en las 2 vigas de UHPFRC reforzado con estribos, en todas se produjo un fallo por cortante, en las otras 2 se produjo el fallo por flexión aunque con un daño significativo producido por el cortante.

Además que los estribos son efectivos cuando cosen la fisura que se produce.

Chalioris 2013, [24]; investiga la influencia de las fibras metálicas en el cortante último de vigas de HA sometidas a cargas monotónicas y cíclicas.

El programa experimental consta de 7 vigas pequeñas sometidas al ensayo de curvatura en 4 puntos (2 con carga monotónica y 5 con carga cíclica), 3 especímenes de referencia (sin fibras), y 4 especímenes con fibras ( $v_f$  0,5% y 0,75%); Además hay 2 especímenes que llevan estribos.

La viga tiene las siguientes dimensiones: 1,6 m de largo, 0,3x0,1 m de sección, con un refuerzo de 6 redondos del 8 (3 en cada lado) y estribos del 8 cada 0,2 m, como se puede ver en la figura 2.18.

La relación de esbeltez es de 2.

El autor concluye que como ya se había afirmado en otros estudios la inclusión de fibras en la matriz del hormigón convierte el comportamiento frágil de éste en uno más dúctil.

La utilización de hormigón con fibras en vigas supone una mejora en el comportamiento de la misma frente a cortante, aumentando la resistencia última y el retraso en la aparición de la primera fisura, se pueden alcanzar drift mayores en cargas cíclicas y aumenta la formación

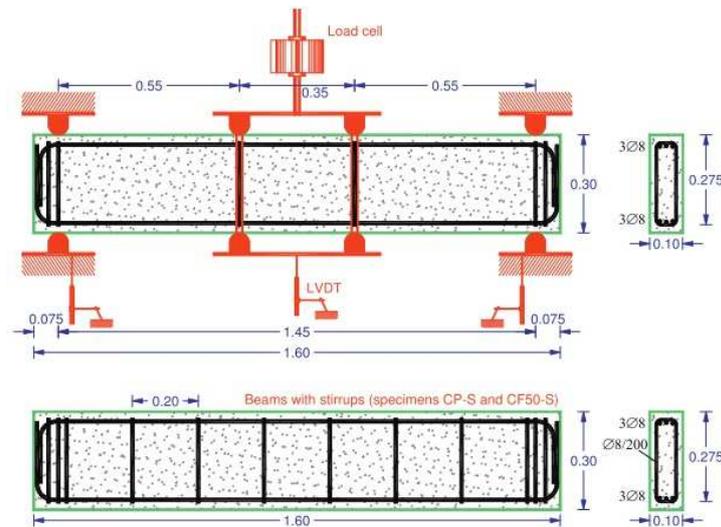


Figura 2.18: Descripción geométrica de la probeta. Fuente: Chaliotis 2013, [24]

de fisuras a la vez que mejora la capacidad de disipación de energía en comparación con las vigas de referencia.

El hormigón con fibras es capaz de disipar bien la energía cuando es sometido a cargas cíclicas.

Las vigas ensayadas con la cantidad de fibras propuesta y sin estribos no evita el fallo por cortante, mientras que la combinación con estribos hace que tenga un comportamiento dúctil.

El modelo analítico para el comportamiento frente a tensión del hormigón con fibras está muy acertado en comparación con los resultados obtenidos (para vigas de esbeltez de cortante = 2).

Bedirhanoglu et al. 2013,[25]; estudiaron el comportamiento frente a sismo de las uniones viga-pilar construidas con hormigón de baja resistencia y bloques exteriores en el nudo y reforzado con paneles de HPFRCC, antes y después del refuerzo.

Se estudia la resistencia a tracción de los paneles aplicándole la carga en diagonal.

Primero se estudió a pequeña escala con paneles de hormigón de baja resistencia de 400x400x100 mm, antes y después del refuerzo con paneles de HPFRCC con un ancho de 40 mm. La resistencia a compresión media y el módulo de elasticidad fue 8 MPa y 14 GPa respectivamente, mientras que en los paneles de HPFRCC fue de 135 MPa y 17 GPa respectivamente.

Se hicieron dos clases de uniones, una con resina epoxy y la otra mediante anclajes.

El análisis por elementos finitos se hizo con la ayuda de ABAQUS.

Para el HPFRCC se utilizó la fibra de 30 mm de longitud añadida en un 4% del volumen.

En el ensayo a escala real se utilizaron cuatro tipos de especímenes:

JO figura 2.19: referencia sin refuerzo ni soldadura ni mortero de reparación.

JW figura 2.19: referencias sin refuerzo pero con soldadura y mortero de reparación.

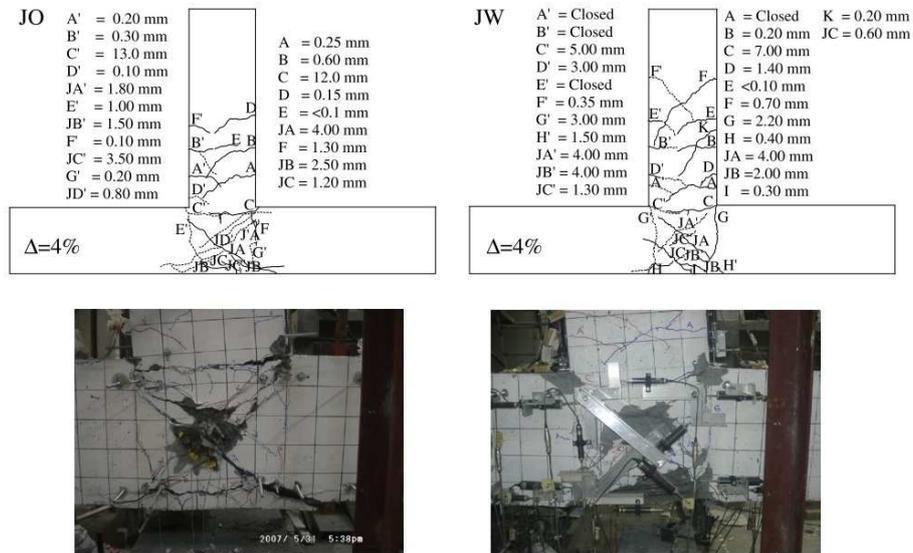


Fig. 12. Cracking patterns at 4% drift ratio and damage photos at the end of the tests (JO and JW).

Figura 2.19: Patrón de fisuración JO JW. Fuente: [Bedirhanoglu et al. 2013,\[25\]](#)

JH figura 2.20: con refuerzo de HPFRCC sin soldadura ni mortero de reparación.

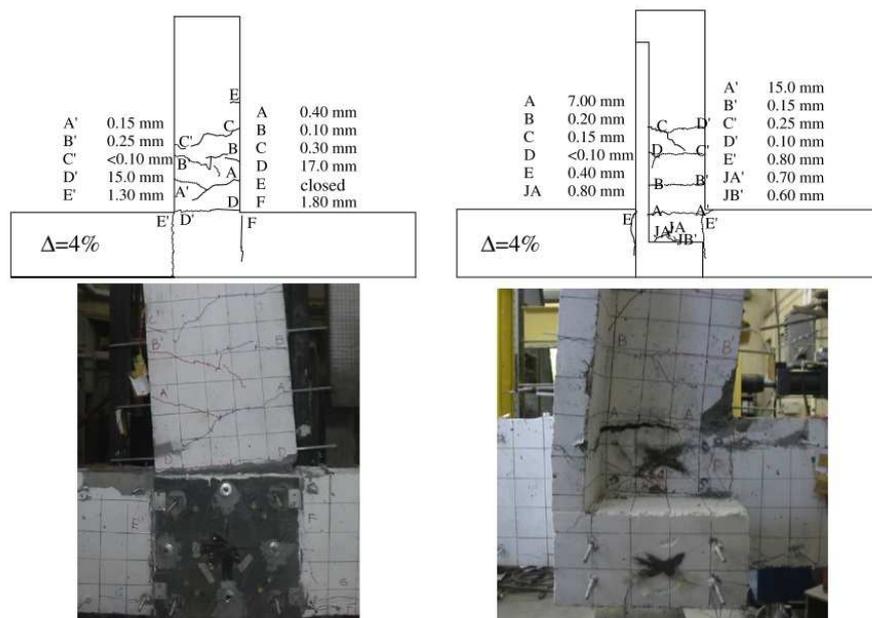


Fig. 13. Cracking patterns at 4% drift ratio and damage photos at the end of the tests (JH).

Figura 2.20: Patrón de fisuración JH. Fuente: [Bedirhanoglu et al. 2013,\[25\]](#)



JWH figura 2.21: con refuerzo de HPFRCC con soldadura y con mortero de reparación.

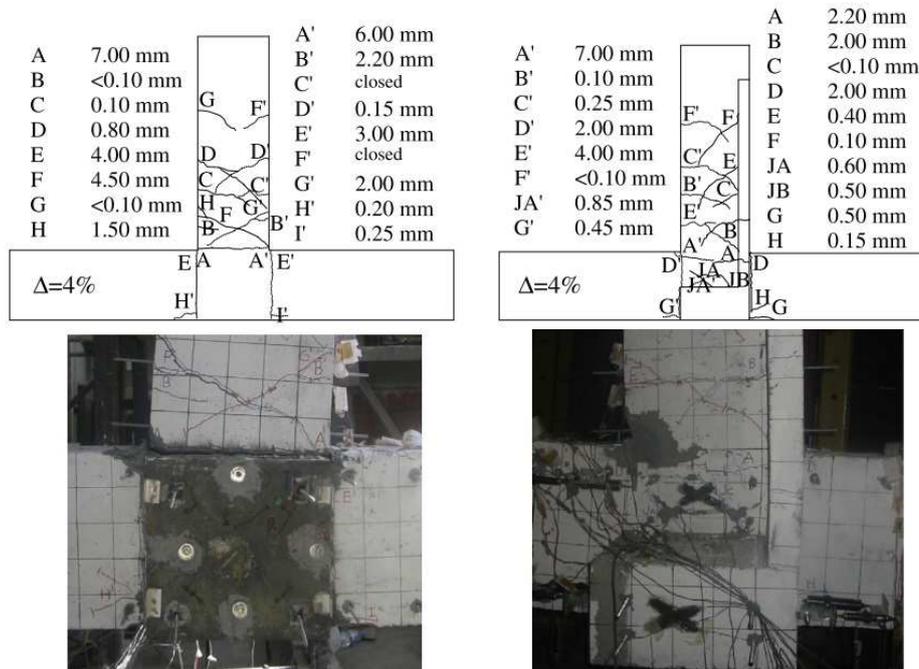


Fig. 14. Cracking patterns at 4% drift ratio and damage photos at the end of the tests (JWH).

Figura 2.21: Patrón de fisuración JWH. Fuente: [Bedirhanoglu et al. 2013,\[25\]](#)

Todo esto se llevó a cabo para estudiar el comportamiento antes y después del refuerzo bajo diferentes condiciones de anclaje y para investigar la soldadura y el reemplazo del hormigón de baja resistencia por mortero para mejorar los nudos que tienen barras de anclaje insuficiente.

La resistencia a cortante del nudo se ve disminuida debido al daño que va sufriendo durante el ensayo, para ello aplica unos coeficientes en función del drift y obtenidos durante los ensayos del JW y el JWH.

Para concluir los autores señalan que la utilización del HPFRCC produce una mejora de la resistencia a cortante del nudo considerable, además limita la deformación por cortante en el centro del nudo y por tanto retrasa el daño debido al mismo.

[Hung et al. 2013, \[26\]](#); introducen diferentes estrategias para modelizar numéricamente el comportamiento aleatorio que tiene el HPFRCC en elementos estructurales. Además se introduce un nuevo modelo para prever la respuesta a cortante del HPFRCC bajo cargas cíclicas.

Se comparan 3 modelos diferentes:

RCM: Rotating crack method.

FCM: Fixed crack method.

MFCM: Modified fixed crack method.

La figura 2.22 muestra una comparación entre el comportamiento HPFRCCs (Hormigones

de muy altas prestaciones) y los FRCCs convencionales.

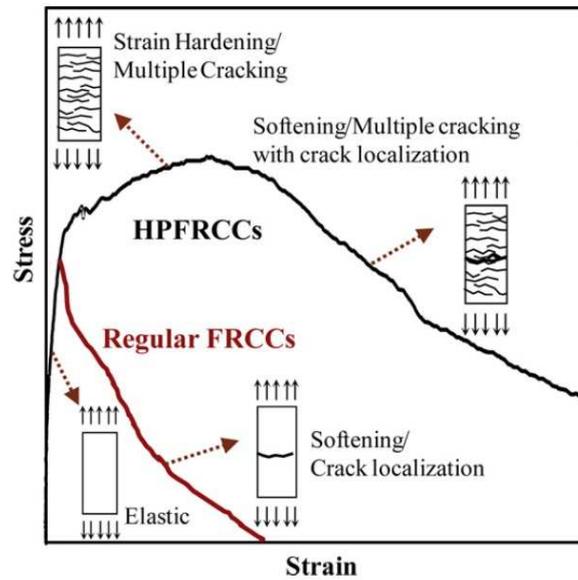


Fig. 1. Comparison between HPFRCCs and regular FRCCs [1].

Figura 2.22: Comparación entre HPFRCCs y FRCCs. Fuente: Hung et al. 2013, [26]

El método numérico se compara con estudios hechos previamente, en concreto lo compara con (Deformation capacity and shear strength of fiber reinforced cement composite flexural members subjected to displacement reversals.)

En la figura 2.23 se presenta la metodología utilizada en la programación.

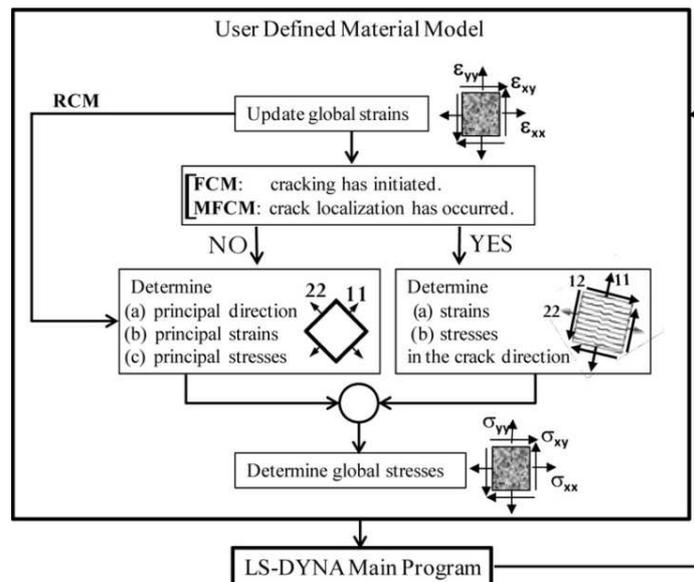


Fig. 2. Implementation procedures for the various crack modeling schemes.

Figura 2.23: Modelo de programación. Fuente: Hung et al. 2013, [26]



Los autores señalaron que el método RCM no es capaz de hacer una simulación aceptable.

En el método FCM la orientación de la fisura se fija en cuanto se inicia la fisuración.

Los mejores resultados se dieron con MFCM, ya que este último libera la restricción de la orientación de la fisura.

El éxito de este último está en la correlación entre el cortante predicho y el real, incluyendo la distorsión de cortante, la degradación por cortante, patrón de fisuras, y modos de fallo.

Slater et al. 2012, [27]; desarrollaron unas herramientas/ecuaciones que permitan predecir de una manera eficiente la capacidad a cortante de vigas de SFRC y que puedan ser implementadas en códigos de diseño.

Los parámetros que afectan al cortante son: Resistencia a compresión del hormigón  $f'_c$ , cuantía de armadura, ratio luz-canto, ratio de aspecto de fibra  $l_f/d_f$ , y la cantidad de fibras  $v_f$ .

Las vigas objeto del estudio son 222 vigas estudiadas por otros autores previamente.

Las ecuaciones propuestas se dividen en lineales y no lineales, a su vez se subdividen por el ratio luz-canto  $a/d < 3$  y  $a/d > 3$ , y dentro de esto en resistencia a compresión del hormigón  $f'_c > 50MPa$  y  $f'_c < 50MPa$ , además para el hormigón de baja resistencia se divide en el tipo de fibra.

Los autores concluyen que al utilizar una serie de probetas tan grandes y con diferentes procedencias, las ecuaciones propuestas abarcan una gran serie de tipos de vigas hechas con SFRC de una manera muy próxima a la realidad. Aunque propone que se debe de seguir investigando sobre el tema para dar una mayor fiabilidad a las ecuaciones.

Ding et al. 2012,[28]; examinaron la viabilidad de aplicar la Modified Compression Field Theory (MCFT) para el estudio racional de la resistencia a cortante en vigas de Steel Fiber Reinforced Self-Compacting Concrete (SFRSCC) (hormigón autocompactante reforzado con fibra metálica), además comprobando con un programa experimental la teoría.

En el programa experimental se estudia el comportamiento de las vigas de SFRSCC con barras longitudinales y estribos, además se estudia el comportamiento híbrido de estribos y fibras.

En la tabla 1 se puede ver el resumen de las ecuaciones que componen el método, además aporta una ecuación para calcular el cortante (23).

Todas las vigas tienen unas dimensiones  $B \times H \times L$  : 100x150x1400 mm, ensayadas con un vano de 1140 mm. Las vigas tienen 3,35% de cuantía de armadura longitudinal y cuantías de armadura transversal diferente (0, 0,138, 0,275, 0,413%) correspondientes a distintos espaciamiento (1400, 480, 240, 160 mm).

La relación de esbeltez fue de 4.

La cantidad de fibras añadidas fue 0, 20, 40 y 60  $kg/m^3$ .

La resistencia del hormigón estuvo entre los 30 y 40 MPa.

Los autores señalan que la inclusión de las fibras aumentó la carga de fisuración por cortante y la carga última.

La rotura frágil por fisura diagonal de cortante para vigas con cuantía de armadura transversal menor a 0,413% cambia a un fallo principalmente dúctil a flexión cuando el contenido en fibras es de  $60 \text{ kg/m}^3$ .

La adición de fibras puede reducir el número de estribos necesarios.

La combinación de fibras y estribos tiene un efecto positivo en cuanto a la resistencia a cortante.

La fórmula propuesta estima bien la capacidad de resistir cortante de una viga de hormigón autocompactante con fibras.

#### 2.2.4. Salto de recubrimiento y pandeo.

A continuación se presenta un trabajo que sirvió para la redacción del apartado referente al salto de recubrimiento y pandeo expuesto más adelante 2.3.8.

[Caballero-Morrison et al. 2012, \[29\]](#); estudiaron el comportamiento de columnas esbeltas de hormigón convencional sometidas a una carga axial constante y una carga lateral cíclica, analizando también el efecto confinador de las fibras.

Las principales variables estudiadas fueron la carga axial aplicada y la relación de esbeltez de la columna. Además se estudio la efectividad de confinamiento de la armadura, y el contenido en fibras metálicas.

Los valores de los parámetros estudiados fueron:

-Resistencia del hormigón  $f_c$ : 30 MPa.

-Esbeltez a cortante  $\lambda$  : 5,77 y 10,71.

-Carga axial relativa: 0,1, 0,35, y 0,55.

-Cuantía de armadura longitudinal: 1,44% si  $\lambda = 10,71$  y 1,74% si  $\lambda = 5,77$ .

-Cuantía mecánica volumétrica efectiva de confinamiento: 0,12, 0,04 y 0,01.

-Contenido en fibras: 30 (60)  $\text{kg/m}^3$   $\rightarrow$  0,38 (0,76) % de volumen tipo DRAMIX RC – 65/35.

Se hicieron un total de 14 especímenes en los cuales se iban variando distintos aspectos.



Los autores señalan para concluir que la inclusión de fibras metálicas en el hormigón retrasa el salto de recubrimiento y el pandeo de la armadura longitudinal en compresión, reduce la longitud de la región crítica, y por tanto provocando un daño menor en el área donde se desarrolla la rótula plástica, mejora la curvatura por ductilidad aumentando la capacidad de disipar energía.

No se aumenta la resistencia a compresión con la inclusión de las fibras, por tanto sugiere que la resistencia a flexión  $f_{R3}$  disminuye con carga cíclica.

Para asegurar la disipación de energía en la rótula plástica es necesario prevenir el pandeo de la armadura y por tanto es necesario asegurar una buena disposición de armadura transversal en esta zona.

El anclaje de la armadura a  $135^\circ$  fue efectivo.

### 2.2.5. Cargas cíclicas.

Aviram 2014, [30]; pretendieron caracterizar la respuesta de una columna de sección circular de HPFRC utilizada en puentes frente a cargas cíclicas y comparar la respuesta con un HA convencional. Además de evaluar la mejora de la tolerancia al daño reduciendo el coste de reparación después de un terremoto y la reducción de la armadura transversal debido a la acción confinadora de las fibras además de su aportación a la resistencia a cortante.

La columna se representa mediante la mitad inferior de una real, a escala 1/4, asumiendo que se produce un punto de inflexión a media altura en una columna real.

Las columnas tienen un diámetro de 400 mm y una longitud de 1625 mm con una esbeltez de 4, el diseño de la sección fue hecho según la recomendación de Caltrans para diseño sísmico.

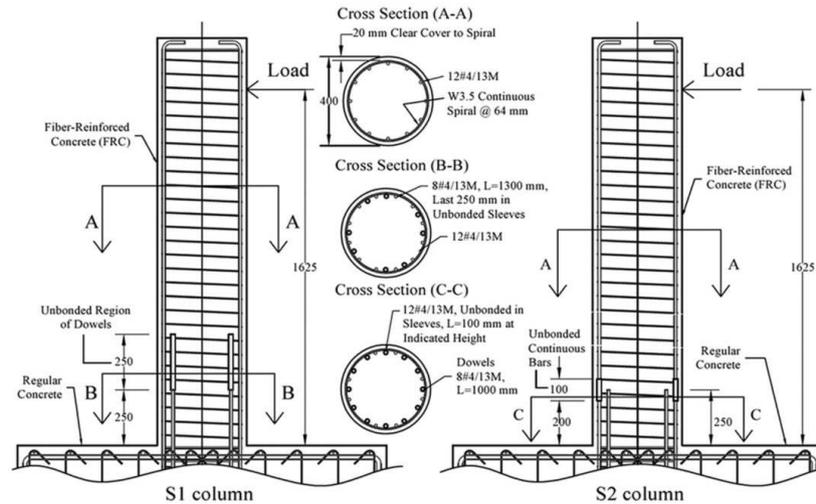
Para el HPFRC se puso la mitad de armadura transversal que la que recomendaba caltrans.

Además se diseñaron 2 tipos de uniones a la base que es de HA convencional, para que el material plastificara en la columna y no en la unión.

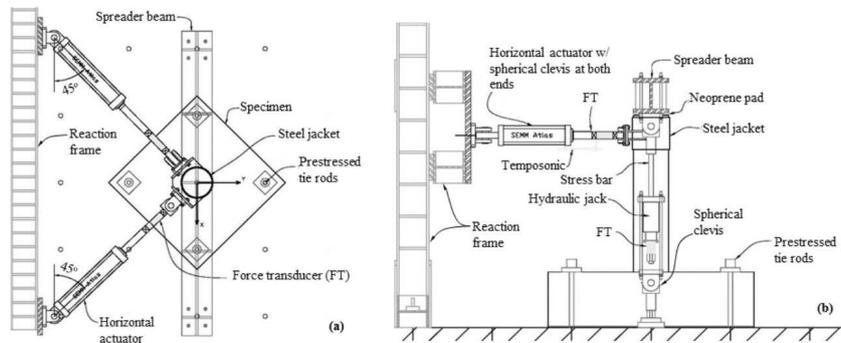
Por tanto se tienen 3 especímenes, 2 de HPFRC, cada uno con una unión diferente a la base, y otro de HA para su comparación.

El hormigón con fibras tiene una resistencia de 34,5 MPa a los 28 días con 1,5% de fibras.

En la figura 2.24 se puede ver la sección y la metodología de ensayo utilizada.



(a)



(b)

Figura 2.24: Sección y modo de ensayo. Fuente: Aviram 2014, [30]

Como conclusión a su trabajo el autor dice que el HPFRC resiste bien el cortante cuando se ve sometido a un esfuerzo de flexión alto, además se debe estudiar más a fondo la formación de la rótula plástica en este tipo de material en especímenes sometidos a flexión, ya que puede reducir el coste de reparación post-terremoto.

En Puentes se puede utilizar este material para el diseño de regiones críticas, ya que simplifica su construcción al poder ampliar la distancia entre estribos, pero se recomienda ir con cuidado a la hora de diseñar, ya que se debe demostrar la eficiencia de este material para confinar la armadura transversal.

Tavallali et al. 2012, [31]; estudiaron la capacidad de deformación de vigas de UHSS-RC (Hormigón reforzado con armadura de alto límite elástico) sometidas a cargas cíclicas. Además se incluyen especímenes de HPFRC.

Las variables incluidas en el test fueron:

-Límite elástico de la armadura longitudinal  $f_y = 410 - 670 - 830 MPa$ .

-Fuerza axial aplicada  $P = 020\% \text{ de } f'_c \cdot A_g$ .



-Volumen de fibras  $V_f = 01,5\%$ .

-Sección.

El número total de piezas ensayadas fue de 6.

El protocolo de carga constaba de 12 pasos en cada uno de los cuales se hacían dos ciclos de carga (0,15; 0,2; 0,3; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,5; 2,0; 3,0; 4,0; 5,0 % del “drift”). En la figura 2.25 se muestran dos probetas al 5 % de “drift” durante los ensayos.



**Fig. 5.** Specimen #2 at 5% drift



**Fig. 6.** Specimen #3 at 5% drift

**Figura 2.25:** Probetas durante el ensayo. **Fuente:** [Tavallali et al. 2012, \[31\]](#)

Para concluir los autores dicen que:

1.- Para vigas y columnas sin fibras:

-Reemplazar la armadura longitudinal convencional por una cuantía menor de armadura de alto límite elástico, mantiene la resistencia a flexión pero no disminuye la capacidad de deformación.

-Reducir la cuantía del refuerzo longitudinal y aumentar la  $f_y$  del acero reduce la rigidez post-fisuración y aumenta la deformación plástica.

2.-Para vigas y columnas de HPFRC:

-Reducir la cuantía de armadura transversal a la mitad de la cuantía de los especímenes sin fibras no reducen la capacidad de deformación.

-La pérdida de rigidez asociada a aumento de deformación cíclica fue menos pronunciado en elemento de HPFRC.

## 2.3. Comportamiento de los elementos de hormigón con fibras y de muy altas prestaciones.

### 2.3.1. Resistencia a compresión.

Para la redacción de este apartado se han tenido en cuenta los trabajos de [Yoo et al. 2014](#), [32]; el cual se expondrá un poco más adelante, además de los trabajos realizados por [Bae et al. 2012](#), [11]; [Ou et al. 2011](#), [14]; y [Hassan et al. 2012](#), [17]; cuyos trabajos se han expuesto con anterioridad.

Por otra parte en este apartado referente a la resistencia a compresión se hace una diferenciación entre los hormigones de baja resistencia o convencionales  $f_c < 50\text{MPa}$  y los de muy altas prestaciones. Aunque este criterio hace referencia únicamente a la resistencia a compresión, los hormigones de muy altas prestaciones cumplen otros requisitos como mayor ductilidad, mayor capacidad de disipación de energía entre otros, por tanto se deja de lado la resistencia a compresión, sin perder importancia, para dar paso a cualidades del hormigón que mejoren su comportamiento frente a determinadas sollicitaciones y amplíen su campo de aplicación.

#### Hormigón de baja resistencia con y sin fibras.

En el estudio realizado por [Ou et al. 2011](#), [14] dedicado a la resistencia a compresión de hormigón autocompactante con fibras se hicieron un total de 40 probetas cilíndricas en las cuales se iba variando el tipo de fibras metálicas y dentro de cada tipo la cantidad, llegando hasta el 3,4% de fracción de volumen ( $v_f$ ), se obtuvieron las siguientes conclusiones (1) La adición de fibras metálicas produce un pequeño incremento tanto de la resistencia como de la deformación en el esfuerzo pico, aunque para la fracción de volumen del  $V_f = 2\%$  este aumento deja de producirse manteniéndose constante a partir de ese volumen de fibras. (2) La adición de fibras metálicas tiene poca influencia en el módulo de elasticidad. (3) El hormigón con fibra larga fue el más resistente.

#### Hormigón de muy altas prestaciones.

En estos hormigones a diferencia de los anteriores la resistencia a compresión no varía cuando se varía la longitud de la fibra [Yoo et al. 2014](#), [32] aunque el módulo de elasticidad sí que lo hace, siendo mayores los correspondientes a las longitudes de fibra 13 y 30 mm llegando hasta 50,3 GPa.

Por otra parte, tal y como afirma [Bae et al. 2012](#), [11] en su estudio, este material al no estar compuesto por árido grueso tiene un comportamiento lineal en la relación tensión deformación, pero tiene una rotura frágil. Por tanto la relación tensión deformación está definida por un modulo de elasticidad muy elevado, con una relación lineal y una caída brusca en la resistencia, (en la figura 2.26 se muestran las gráficas y ecuaciones utilizadas durante el estudio), refiriéndose al UHSC (Ultra High Strength Concrete) que es un material de muy alta resistencia, pero no de altas prestaciones ya que la caída de resistencia no debe de ser brusca. Por último este autor concluye que la resistencia a compresión del hormigón se ve afectada por la carga lateral de una manera relativamente lineal.

En la investigación llevada a cabo por [Hassan et al. 2012](#), [17] sobre los métodos de ensayo para la determinación de la resistencia a compresión de este material, se concluye que la



mejor forma dada su resistencia, es utilizar un control de desplazamiento mediante LVDT's a  $0,04mm/min$ , y añadir otros 2 LVDT's entre los platos de carga para medir mejor la deformación en rotura y poder determinar la resistencia y módulo de elasticidad con mayor precisión.

Researcher	Equations
Obata(2003)	$\sigma = E_c \varepsilon + (E_c - \varepsilon_m)(\varepsilon / \varepsilon_m)^2$ , $E = 33.5(\lambda / 2.4)^2 (\sigma_B / 60)^{1/3}$ [MPa]
Graybeal(2007)	$f_c = \varepsilon_c E (1 - \alpha)$ , $E = 3840 \sqrt{f_c}$ , $\alpha = 0.001 e^{\frac{\varepsilon_c E}{0.24 f_c}} - 0.001$ [MPa]
JSCE(2008)	$\sigma_c = \varepsilon'_c E_c$ for $\varepsilon'_c < 0.85 f'_{ck} / E_c \gamma_c$ , $\varepsilon'_{cu} = 0.0035$ $E_c$ could be decided by appropriated test, 50000 MPa could be used for the general case
AFGC, Setra(2002)	$f'_b = \varepsilon'_{b,el} E_c$ , $E_c$ could be decided by appropriated test, $\varepsilon'_{b,u} = 0.0035$

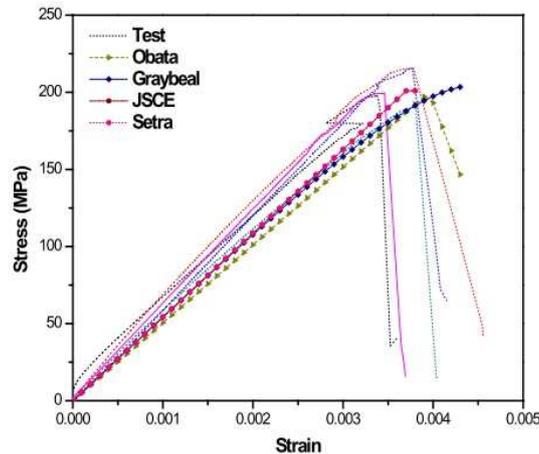


Figura 2.26: Fórmulas y gráficas utilizadas y obtenidas durante el ensayo. Fuente: Bae et al. 2012, [11]

### 2.3.2. Resistencia a flexo-tracción.

Para la redacción de este apartado se tienen en cuenta las conclusiones obtenidas en los estudios de Zhang et al. 2013, [16]; Kamal et al. 2013, [6]; Cho et al. 2012, [12]; Bae et al. 2012, [11]; Hassan et al. 2012, [17]; y Campione and Letizia Mangiavillano 2008, [15], expuestos en apartados anteriores, así como los trabajos de Shin et al. 2013, [18]; Dong and Feng 2013, [19]; y Ding et al. 2011, [20].

Además al igual que en el subapartado anterior se hace una diferenciación entre los hormigones de baja resistencia  $f_c < 50MPa$  y los de muy altas prestaciones.

#### Hormigón de baja resistencia con fibras.

La inclusión de fibras dentro de la matriz del hormigón de baja resistencia mejora el comportamiento general de la estructura cuando se somete a esfuerzos de flexión Zhang et al. 2013, Cho et al. 2012, [12, 16] ya que se controla la fisuración haciendo que la abertura y la separación entre fisuras sea menor Ding et al. 2011, [20] y mejorando así su capacidad portante Campione and Letizia Mangiavillano 2008, [15]; todo lo anterior es válido para un correcto porcentaje de fibras ( $v_f$ ) incluido en la matriz.

Según Shin et al. 2013, [18] cuando se somete una pieza a flexión en la cual este esfuerzo interactúa con el esfuerzo cortante, para  $v_f = 1\%$  no se obtiene un resultado satisfactorio para

controlar la fisuración. Mientras que para  $v_f = 2\%$  se restringe mejor el crecimiento de las fisuras, reduciendo así la distorsión de cortante, además apunta a que las fibras son efectivas para controlar la abertura de fisura inclinada.

**Hormigón muy altas prestaciones.**

Las fibras se utilizan para compensar el mal comportamiento del hormigón a tracción, mejorando así el comportamiento tanto a tracción directa como a flexión, especialmente previniendo la rotura frágil del hormigón [Bae et al. 2012](#), [11]. En la figura 2.27 se muestran las gráficas y ecuaciones utilizadas durante el estudio para la evaluación de la tracción.

Researcher	Equations
RILEM(2003)	$\sigma_1 = 0.7 f_{cb,fc} (1.6 - d)$ , $\sigma_2 = 0.45 f_{R1} k_h$ , $\sigma_3 = 0.37 f_{R4} k_h$ , $E_c = 9500 (f_{cm})^{1/3}$ $\epsilon_1 = \sigma_1 / E_c$ , $\epsilon_2 = \epsilon_1 + 0.0001$ , $\epsilon_3 = 0.025$
JSCE(2008)	$\sigma_3$ and $\sigma_1 = f_{tk} / \gamma_c$ , $\sigma_2 = 0$ $\epsilon_{cr} = (f_{tk} / \gamma_c) / E_c$ , $\epsilon_1 = \epsilon_{cr} + w_{1k} / L_{eq}$ , $\epsilon_2 = w_{2k} / L_{eq}$ , $L_{eq} / h = 0.8 \left\{ 1 - \frac{1}{(1.05 + 6h / L_{ch})^4} \right\}$
AFGC, Setra(2002)	$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_{ch}}$ , $L_{ch} = 2H / 3$ , $\epsilon_{b,el} = f_{b,el} / E$ , $\epsilon_{b,w1} = w_1 / L_{ch}$ , $\epsilon_{b,w2} = w_2 / L_{ch}$ , $\epsilon_{b,w3} = l_f / 3L_{ch}$

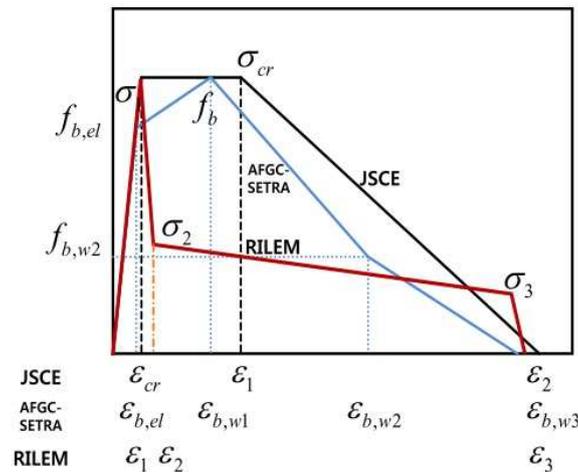


Figura 2.27: Fórmulas y gráficas utilizadas y obtenidas durante el ensayo. Fuente: [Bae et al. 2012](#), [11]

Si se compara un hormigón de alta resistencia (sin fibras) con otro de altas prestaciones (con fibras) se puede observar que las fibras son eficientes a la hora de incrementar la carga de fisuración y la carga última resistida [Kamal et al. 2013](#), [6] además de la ductilidad [Dong and Feng 2013](#), [19]. En la figura 2.28 se muestran las gráficas obtenidas durante el estudio para la evaluación de la tracción por parte de [Hassan et al. 2012](#), [17].

Si además de las fibras se incluye armadura en el hormigón, tal y como estudió [Dong and Feng 2013](#), [19]; resulta que con el incremento de la cuantía de armadura longitudinal se produce un incremento de la carga de fisuración. Por último, concluye que para obtener una buena ductilidad el contenido en fibras debe de ser mayor a 0,7%; Cuando el contenido en fibras es 2% y la cuantía de armadura longitudinal es menor a 4%, dicha cuantía puede afectar



a la carga de fisuración, pero si es mayor a 4% no existe variación. Y cuando los siguientes pares de condiciones se cumplen, porcentaje de fibras 0,7% (2%) y cuantía longitudinal 9,25% (4%) se producen los mejores resultados.

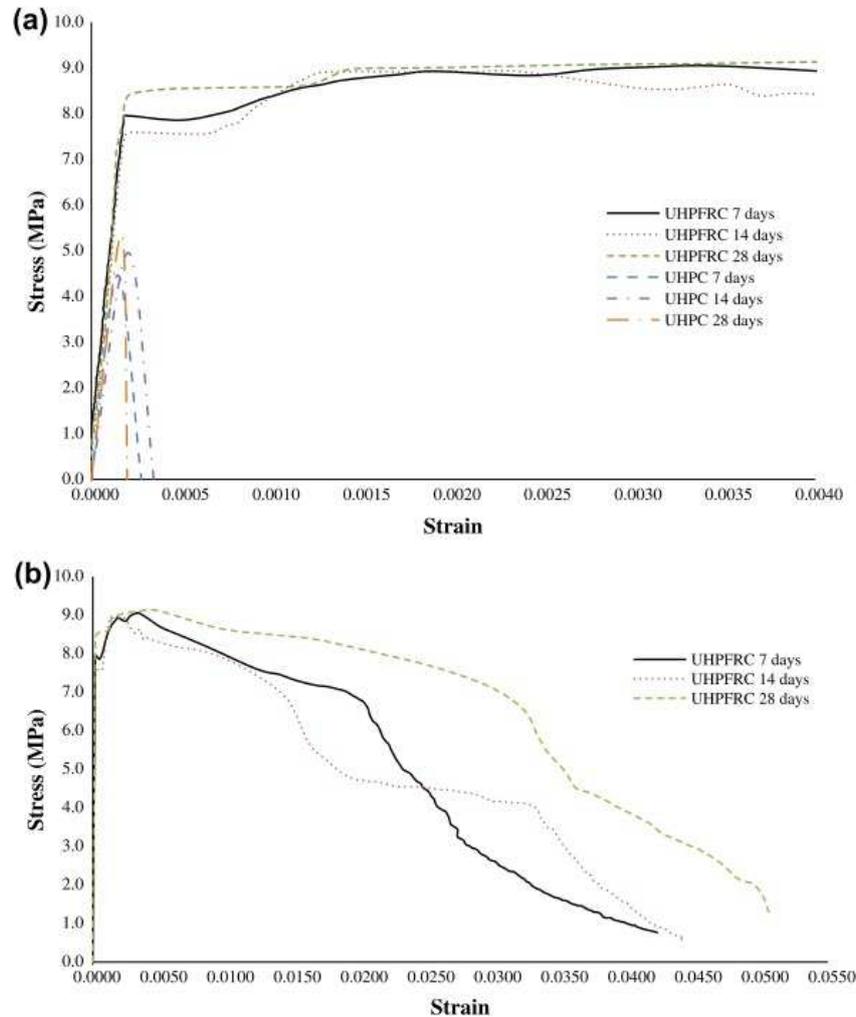


Figura 2.28: Gráficas obtenidas durante los ensayos. Fuente: Hassan et al. 2012, [17]

### 2.3.3. Longitud de las fibras.

Yoo et al. 2014, [32] estudiaron el efecto de la longitud de fibra y el método de puesta en obra en el comportamiento a flexión.

Se utilizaron 4 longitudes de fibra diferentes: 13, 16,3, 19,5 y 30 mm puestas en un volumen del 2%.

El hormigonado se hizo de 2 formas diferentes, la primera desde el medio y dejando fluir el hormigón hacia los lados; y la segunda, desde un lado y dejando fluir hacia el otro extremo. En la figura 2.29 se muestra los detalles geométricos de las probetas ensayadas.

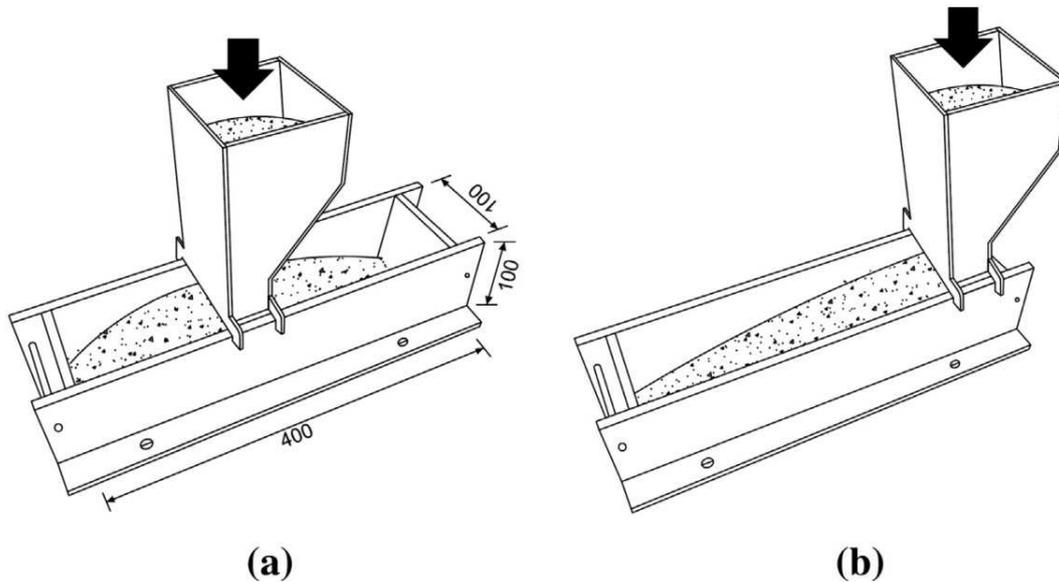


Figura 2.29: Detalles geométricos de las probetas ensayadas. Fuente: Yoo et al. 2014, [32]

Para cada longitud de fibra se fabricaron al menos 3 especímenes para tener una aproximación mayor a la media.

La resistencia a compresión estaba alrededor de 200 MPa; para la obtención de dicha resistencia se usaron probetas cilíndrica de 200 mm de altura y 100 mm de diámetro.

Estos autores concluyeron que la longitud de las fibras no afecta a la resistencia a compresión obtenida, pero sí el módulo de elasticidad del hormigón siendo mayor en las probetas con fibras de 13 y 30 mm, alcanzando hasta 50,3 GPa un 9 % más que en las probetas con fibras de 16,3 y 19,5 mm.

Por otra parte estos mismos autores llegaron a la conclusión que la tensión de fisuración no se ve afectada por la longitud de fibra utilizada para la fabricación del material. Además, para la fibra larga (30 mm) se obtuvieron peores resultados a flexión, ya que se distribuyó peor por la matriz.

#### 2.3.4. Orientación de las fibras.

Teniendo en cuenta el estudio llevado a cabo por Yoo et al. 2014, [32] descrito en el apartado anterior además de los estudios que se describen posteriormente realizados por Kang and Kim 2012, [33] y Yang et al. 2010, [34]; se puede decir que la orientación de las fibras dentro de la matriz es muy importante, ya que de esto depende la resistencia que se alcance. Como norma general se busca que la orientación de las fibras sea lo más perpendicular que se pueda a las previsibles fisuras que se van a producir, para que las cosas y evite deformaciones excesivas a la vez que grandes aberturas que permitan el paso de sustancias perjudiciales para el hormigón.

En este sentido Yoo et al. 2014, [32] afirman que la puesta en obra es muy importante para la orientación de las fibras; en su estudio en el cual se investiga el comportamiento a flexión de vigas obtiene como resultados que las mayores resistencias, y por tanto mejores orientaciones,



se produce con el vertido del hormigón desde el centro y dejando fluir el hormigón hacia los extremos.

Kang and Kim 2012, [33]; investigaron el efecto de la distribución y orientación de las fibras en el comportamiento a flexión del UHPCC; además, propusieron un modelo analítico para poder predecir el comportamiento a flexión acorde con la distribución y orientación de las fibras.

En la figura 2.30 se muestran el tipo de probeta utilizada para el ensayo así como un esquema de la forma de vertido, mientras que en la figura 2.31 se muestran los resultados obtenidos en los ensayos de flexotracción realizados por Kang and Kim 2012, [33].

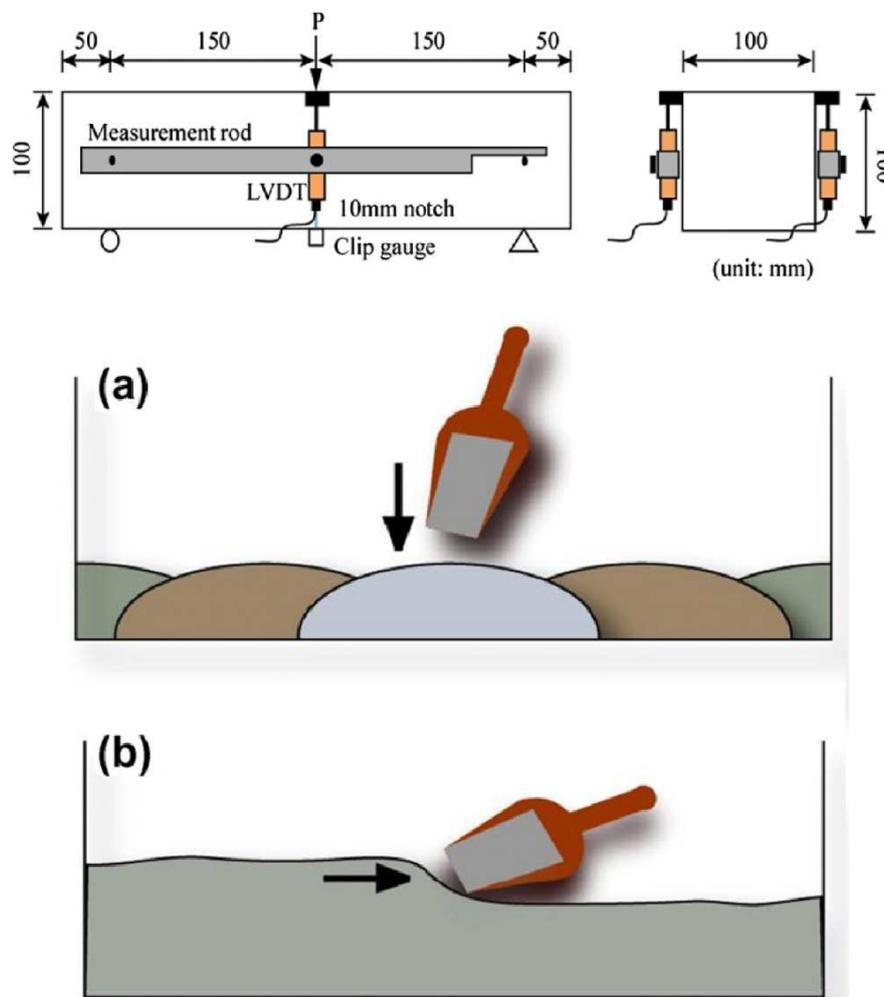


Figura 2.30: Tipo de probeta utilizada para el ensayo y esquema de la forma de vertido. Fuente: Kang and Kim 2012, [33]

En este estudio se hormigonó de dos maneras diferentes las piezas para ser ensayadas a flexión a 3 puntos.

La resistencia a compresión media obtenida fue de 200 MPa, con un volumen de fibras  $v_f=2\%$ .

Con la ayuda de un analizador de imágenes se contaron las fibras que cosen la fisura y se determinó la distribución y orientación de las mismas.

Se demostró que para la aparición de la primera fisura no es muy importante la puesta en obra, ya que se obtuvieron resistencias muy parecidas, mientras que para las resistencias últimas existía una diferencia del 30% entre realizar la puesta en obra paralelamente (PL) a la dirección del esfuerzo de tracción o perpendicularmente (TL), obteniéndose los mejores resultados para la puesta en obra perpendicularmente a la dirección del esfuerzo.

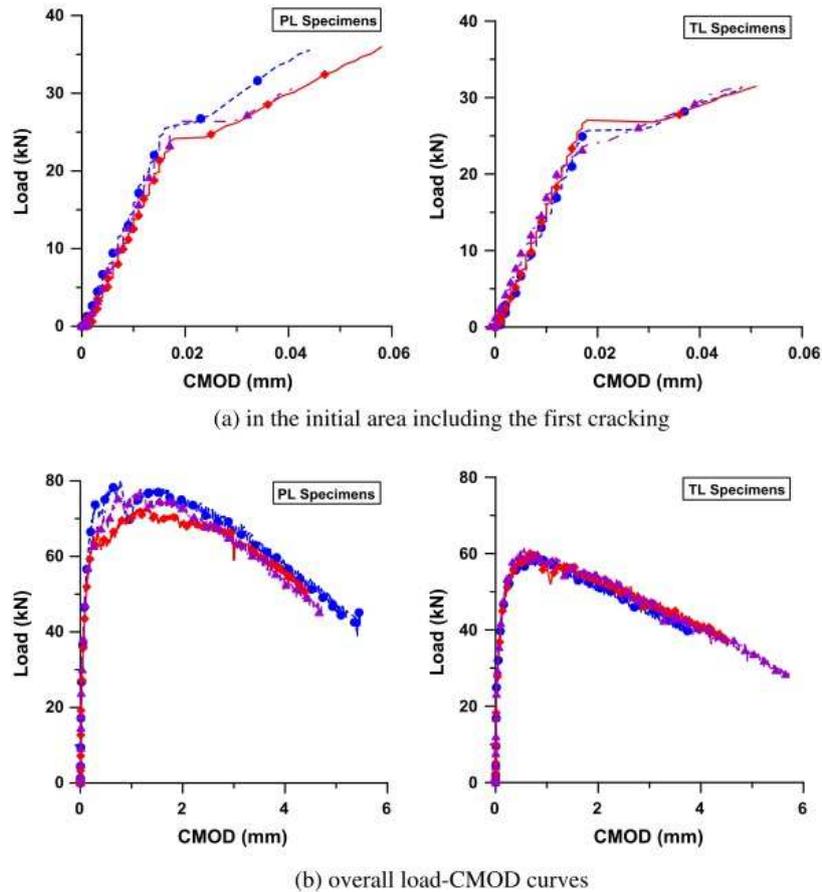


Fig. 4. Flexural tensile test results according to the placing direction (in the load-CMOD curve).

Figura 2.31: Gráficas carga - abertura de fisura. Fuente: Kang and Kim 2012, [33]

La distribución y orientación de las fibras tiene un fuerte impacto en el comportamiento a flexión, especialmente en el comportamiento del endurecimiento por deflexión.

Por otra parte y contrariamente a los dos autores anteriores Yang et al. 2010, [34]; analizan las propiedades básicas del comportamiento de vigas de UHPC con refuerzo longitudinal.

Estos autores utilizaron un UHPC con fibras metálicas, cuya fracción volumétrica  $v_f$  era del 2%.

Las resistencias obtenidas a compresión fueron del entorno a 190 MPa.



Estos autores analizaron la importancia del vertido del hormigón en las probetas, ya que la orientación de las fibras influye en la resistencia finalmente obtenida; dichos autores comprobaron, contrariamente a [Yoo et al. 2014, \[32\]](#); que para la flexión es mejor verter el hormigón desde un lateral para que en el centro las fibras estén lo más horizontales posible.

En el programa experimental se ensayaron distintos tipos de vigas en relación a las cuantías de armadura y a la distribución de estas dentro de la sección.

### 2.3.5. Influencia de la geometría de la pieza.

Algunos autores como [Nguyen et al. 2014](#), ó [Mahmud et al. 2013, \[35, 36\]](#) han estudiado la influencia de la geometría de la pieza a la hora de resistir esfuerzos.

[Nguyen et al. 2014, \[35\]](#); estudian el efecto que tiene el tamaño y la geometría en el diagrama tensión deformación del UHPFRC. En especial se estudió la influencia de la longitud de la zona de ensayo de la probeta, la influencia del área de la sección, la influencia del volumen y la influencia del espesor en el comportamiento a tracción del UHPFRC.

Se hicieron 6 series de ensayos con una media de 6 especímenes por serie, la dosificación estaba preparada para obtener 180 MPa de resistencia a compresión. En la figura 2.32 se muestra los detalles geométricos de las probetas ensayadas.

El ensayo se realizó por control por desplazamiento a una velocidad de 1 *mm/min* y la frecuencia de adquisición de datos fue de 1Hz.

Las fibras utilizadas fueron una mezcla de fibras largas (30 mm) y fibras cortas (13 mm) con un porcentaje de volumen de 1 % cada tipo, la matriz estaba compuesta por arena sílicea de diámetro menor a 0,5 mm, polvo de vidrio (síliceo) con una media de diámetro de 0,01 mm y densidad 2,6 *gr/cm<sup>3</sup>*, además de humo de sílice y cemento.

El curado se realizó sumergiéndolo en agua a 90 C durante 3 días, y posteriormente secado en una cámara a alta temperatura.

Para la detección de las fisuras se puso una capa de poliuretano. El ensayo se realizó en condición seca a la edad de 14 días.

La figura 2.33 muestra los fallos para las distintas probetas.

Estos autores concluyeron en su estudio que a medida que la longitud, el área de la sección transversal y el volumen de la pieza aumenta se produce una ligera reducción en la resistencia después de la fisuración, mientras que la resistencia y la capacidad de absorción de energía decrece considerablemente; además aumenta la separación entre fisuras.

También concluyeron que a medida que crece el ancho se produce un ligero aumento de resistencia post-fisuración, y un aumento considerable en la resistencia y absorción de energía además de una reducción de la separación entre fisuras.

Por otra parte, la resistencia post-fisuración cambia ligeramente cuando el tamaño y la geometría del espécimen varía.

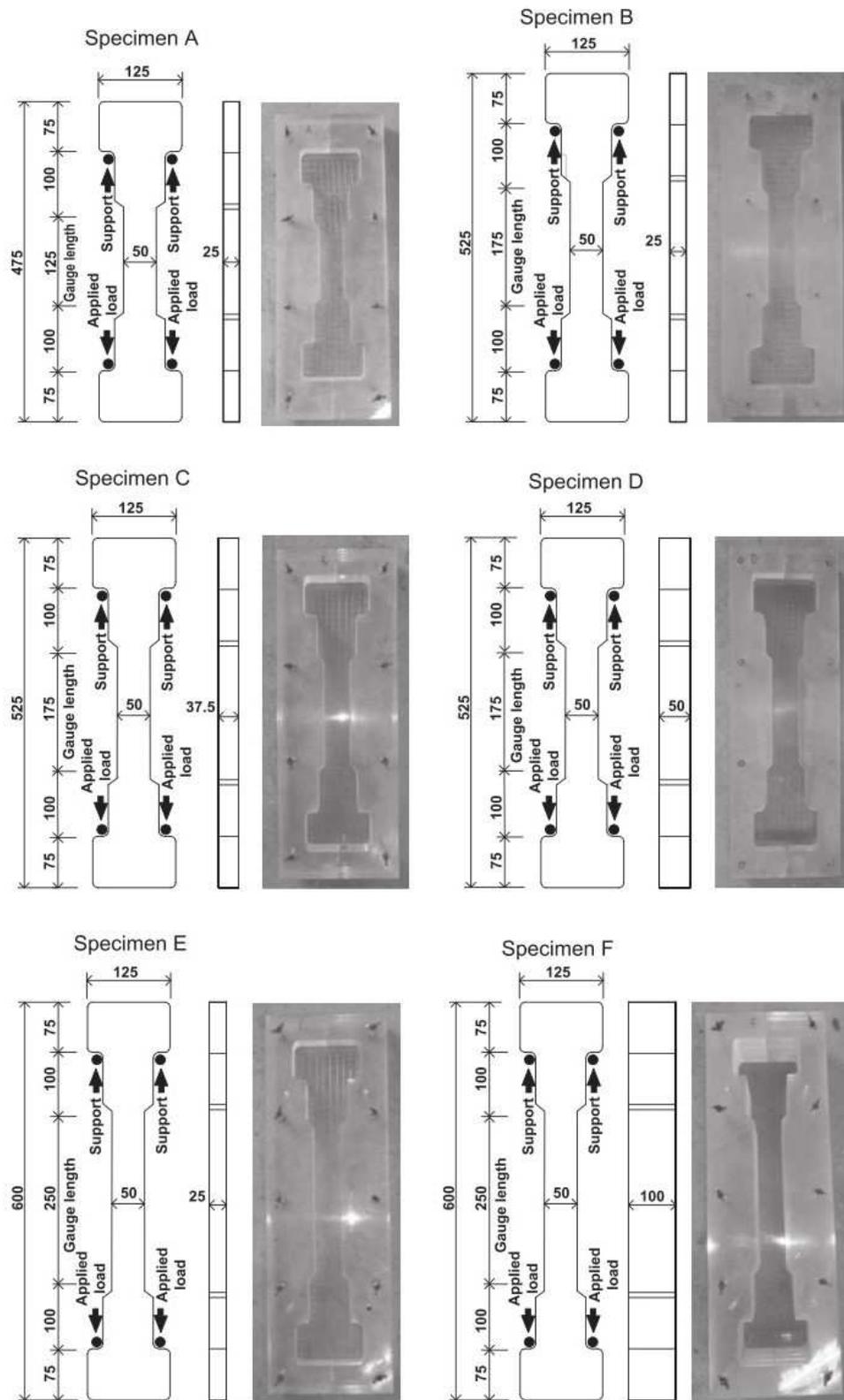


Figura 2.32: Detalles geométricos de las probetas ensayadas. Fuente: Nguyen et al. 2014, [35]

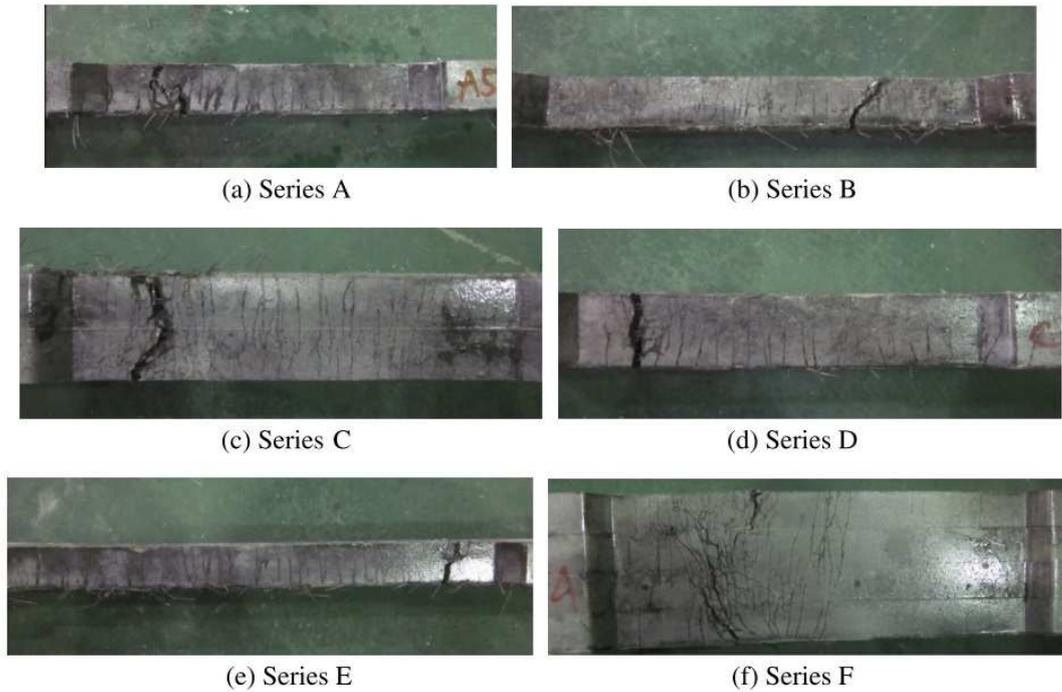


Figura 2.33: Tipos de rotura. Fuente: [Nguyen et al. 2014, \[35\]](#)

Y por último, indicaron que la separación entre fisuras fue el parámetro que más cambió a medida que se iban variando los distintos parámetros.

[Mahmud et al. 2013, \[36\]](#) analizaron el efecto que tiene el tamaño en vigas de UHPFRC sometidas a ensayo a flexión a tres puntos. Se hizo un análisis experimental y un análisis analítico mediante elementos finitos.

La campaña experimental estuvo compuesta por 15 vigas de geometría similar en la que se variaba el canto entre 30 y 150 mm (30, 60, 90, 120, y 150 mm), mismo ancho  $b = 150$  mm y largo  $L = 550$  mm con una distancia entre apoyos de  $l = 500$  mm y las cuales eran ensayadas por el método de flexión a 3 puntos.

El contenido en fibras de la matriz fue de 2% sobre el volumen, con una longitud de fibra 13 mm y un diámetro de 0,2 mm.

Para cada canto se hizo un total de 3 probetas, a las cuales se le hizo una muesca en el centro con una profundidad  $d_n = d/6$ ; donde  $d$  es el canto de la pieza.

Las propiedades mecánicas básicas obtenidas fueron resistencia a compresión  $f_c = 150$  MPa, Resistencia a tracción directa  $f_t = 9$  MPa y módulo de elasticidad  $E = 45$  GPa. En la figura 2.34 se muestran los ensayos y gráficas de resultados de los ensayos de caracterización del material.

Para el modelo numérico se utilizó el programa ABAQUS con un modelo CPD (Concrete Damage Plasticity) el cual después de ser calibrado con los datos experimentales obtenidos previamente se procedió a ensayar con cantos de 180, 210, 240, y 300 mm.

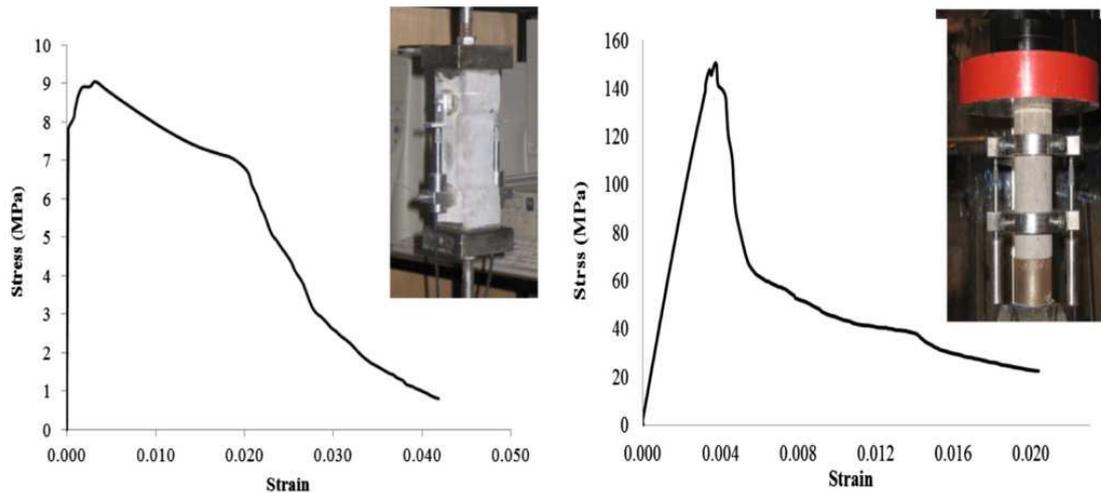


Figura 2.34: Ensayos de caracterización. Fuente: Mahmud et al. 2013, [36]

A la vista de los resultados obtenidos, los autores concluyeron que el efecto del tamaño en resistencia nominal a flexión es muy poco significativo. Además, después de realizar un estudio paramétrico afirmaron que para vigas con cantos mayores a 300 mm el efecto del tamaño es ínfimo; aunque también indican que es necesario ampliar la campaña experimental con distintos tamaños para confirmar las conclusiones obtenidas.

Aunque parece que ambos autores se contradicen hay que tener en cuenta que Nguyen et al. 2014, [35] habla de la influencia de la geometría de la pieza sobre la resistencia a tracción, mientras que Mahmud et al. 2013, [36] lo hace sobre la flexión.

### 2.3.6. Aspectos relativos a la ductilidad, durabilidad, trabajabilidad y sostenibilidad.

#### Ductilidad.

“Gracias al alto contenido en fibras que cosen las fisuras y forman puentes entre sus caras, el hormigón de altas y muy altas prestaciones mejora notablemente la ductilidad respecto al hormigón convencional con o sin fibras”. Según Nematollahi et al. 2012, [1]. Como se comentó en un apartado anterior 2.2 las fibras aportan ductilidad al hormigón, siendo ratificado por la afirmación que se hace en el artículo expuesto anteriormente.

Y según Yang et al. 2010, [34] debido a la adición de fibras al hormigón se produce un comportamiento dúctil post-fisuración y por tanto se produce un control en la fisuración.

#### Durabilidad.

Otro aspecto importante es la durabilidad de los hormigones con fibras, en especial los de muy altas prestaciones, ya que interesa que con el paso del tiempo no se vean influenciados por condiciones atmosféricas u otras que le puedan afectar, es decir, se pretende que en estos hormigones no se disminuya la capacidad mecánica con el paso del tiempo. Esto se consigue debido a su baja y discontinua porosidad, además de porque resiste bien a la abrasión y al ataque de iones clorhídricos y sulfatos Nematollahi et al. 2012, [1].



### Trabajabilidad.

Una de las características en estado fresco más importantes de este material es la trabajabilidad y a pesar de la baja relación agua-cemento, que permite la reducción de poros y por tanto mejora la impermeabilidad que a su vez mejora la durabilidad y la resistencia, el hormigón de muy altas prestaciones tiene muy buena trabajabilidad debido al alto contenido en superplastificantes [Nematollahi et al. 2012, \[1\]](#).

### Sostenibilidad.

Hoy en día se debe tener muy en cuenta la sostenibilidad y en este caso para un hormigón de muy altas prestaciones al poderse diseñar con secciones más esbeltas, y por tanto usando menos hormigón y por consiguiente menos cemento podemos contribuir a minorar la emisión de  $CO_2$ . Y si además consideramos la vida útil del material, ya que la durabilidad es mucho mayor a la de un hormigón convencional, este ahorro o contribución al ahorro se hace más patente [Nematollahi et al. 2012, \[1\]](#).

#### 2.3.7. Resistencia a cortante.

Han sido numerosos los autores que han estudiado la resistencia a cortante de piezas de hormigón entre otras cosas, de los expuestos anteriormente están [Cho et al. 2012, \[12\]](#); [Ding et al. 2011, \[20\]](#); [Yang et al. 2010, \[34\]](#); además los autores que estudiaron la resistencia a cortante principalmente fueron [Arslan 2014, \[21\]](#); [Baby et al. 2013, \[22\]](#); [Baby et al. 2013, \[23\]](#); [Chalioris 2013, \[24\]](#); [Bedirhanoglu et al. 2013, \[25\]](#); [Hung et al. 2013, \[26\]](#); [Slater et al. 2012, \[27\]](#); y [Ding et al. 2012, \[28\]](#).

A continuación se procede al análisis de las conclusiones obtenidas por los autores:

En este apartado además de distinguir entre hormigones de baja resistencia con fibras y hormigones de muy altas prestaciones además se distingue entre la aportación que hacen las fibras a la resistencia a cortante, así como los estribos, y la actuación en conjunto de ambos factores.

Para el cálculo del cortante resistido se hace la siguiente división según los distintos tipos de sistemas desarrollados dentro de una pieza de hormigón, teniendo  $V_{cc}$ : resistencia a cortante del hormigón sin fisurar,  $V_{agg}$ : resistencia a cortante debida al engranamiento de áridos,  $V_{fb}$ : resistencia aportada por las fibras al formar puentes entre las caras de una fisura, y  $V_d$ : resistencia referida a la armadura longitudinal y a las fibras en su conjunto [Arslan 2014, \[21\]](#) (figuras 2.35 y 2.36). Aunque también existen otras variantes como la que viene definida como  $V_u = V_c + V_f + V_s$ , donde  $V_c$  = aportación del hormigón (calculado igual que la norma francesa),  $V_f$  = aportación de las fibras (propone formulación nueva) y  $V_s$  = aportación de los estribos [Baby et al. 2013, \[22, 23\]](#).

En el estudio realizado por [Slater et al. 2012, \[27, pág. 6\]](#) cuyo objeto de estudio son 222 vigas estudiadas por otros autores previamente, propone una serie de ecuaciones que se dividen en: lineales y no lineales, por la relación de esbeltez luz-canto ( $a/d < 3$  y  $a/d > 3$ ), y dentro de esto en resistencia a compresión del hormigón ( $f'_c > 50MPa$  y  $f'_c < 50MPa$ ), además para el hormigón de baja resistencia se divide en el tipo de fibra, en la figura 2.37 se pueden ver las formulaciones propuestas.

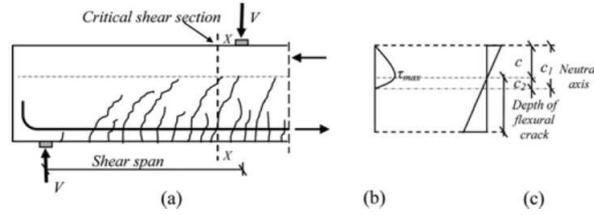


Fig. 1. Shear Stress and Strain Distribution in a RC Beam with Flexural Cracks: (a) Typical Crack Pattern, (b) Shear Stress Distribution, (c) Longitudinal Strain Distribution

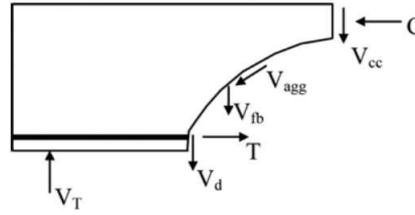


Fig. 2. Components of Shear Resistance

Figura 2.35: Componentes de la resistencia a cortante. Fuente: Arslan 2014,[21]

$$v_u = \left( 0.2f_c^{2/3} \left( \frac{c}{d} \right) (1 + 0.032f_c^{1/6}) + \sqrt{\rho(1+4F)}f_c \right) \left( \frac{3.0}{a/d} \right)^{1/3}$$

$$v_u = \left( 0.2f_c^{2/3} \left( \frac{c}{d} \right) + \sqrt{\rho(1+4F)}f_c \right) \left( \frac{3.0}{a/d} \right)^{1/3}$$

Figura 2.36: Fórmula y fórmula simplificada para el cálculo de cortante sin estribos. Fuente: Arslan 2014,[21]

**Table 4**  
Proposed equations for shear strength of SFRC beams from linear regression.

Shear span-depth ratio	Concrete strength	Fiber type	Proposed equations
$\frac{a}{d} \geq 3$	High	All	$v_u = 4.385 + 4.35 \times 10^{-3} f_c' + 0.24 \rho - 0.6 \frac{a}{d} + 0.0214 \rho \frac{a}{d} + 0.00299 F$ (4)
	Low	Hooked	$v_u = -175.35 + 0.087 f_c' + 982.44 \rho + 50.97 \frac{a}{d} + 2.62 \frac{V_f}{d} - 6.97 f_c' v_f - 338.95 \rho \frac{a}{d} + 17787.2 \rho v_f - 0.75 \frac{a}{d} \frac{V_f}{d}$ (5)
		Plain or crimped	$v_u = -4 + \frac{3}{2} f_c' + 280 \rho + 246.5 V_f - 152 \rho \frac{a}{d} - 93 \rho \frac{V_f}{d} + 0.007 \frac{a}{d} \frac{V_f}{d} - 38 \frac{a}{d} V_f$ (6)
$\frac{a}{d} < 3$	High	All	$v_u = 1 + \frac{9}{100} f_c' + \frac{3}{2} f_c' \rho - 7.4 \times 10^{-4} f_c' \frac{a}{d} - 136 \rho \frac{a}{d} + 11 \rho \frac{V_f}{d} + 2 F$ (7)
		Hooked	$v_u = \frac{138}{25} - \frac{3}{25} f_c' - \frac{266}{5} \rho - \frac{447}{10} \rho \frac{a}{d} + 44,455 \rho V_f - 209 \frac{a}{d} V_f - \frac{84}{25} F$ (8)
		Plain or crimped	$v_u = \frac{3}{25} + \frac{1}{25} f_c' + \frac{227}{2} \rho + \frac{1}{150} \frac{a}{d} + \frac{33}{10} f_c' \rho + \frac{123}{50} f_c' V_f - \frac{297}{2} \rho \frac{a}{d}$ (9)

\* F(Fiber factor) =  $V_f \frac{a}{d}$ .

**Table 5**  
Proposed equations for shear strength of SFRC beams from non-linear regression.

Shear span-depth ratio	Concrete strength	Fiber type	Proposed equations	
$\frac{a}{d} \geq 3$	High	All	$v_u = 4.46 - 0.002 f_c' - 0.26 \rho - 0.34 \frac{a}{d} - 0.009 \frac{V_f}{d} + 1.148 V_f + 3.0 \times 10^{-5} f_c'^2 + 0.086 \rho^2 - 0.024 \left( \frac{a}{d} \right)^2 + 5.0 \times 10^{-5} \left( \frac{V_f}{d} \right)^2 - 0.0265 V_f^2$ (10)	
		Low	Hooked	$v_u = 161.5 + 1.27 f_c' - 801.94 \rho - 91.0 \frac{a}{d} - 0.62 \frac{V_f}{d} - 692.51 V_f - 0.0164 f_c'^2 + 208880.67 \rho^2 + 12.81 \left( \frac{a}{d} \right)^2 + 0.0051 \left( \frac{V_f}{d} \right)^2 - 24416.1 V_f^2$ (11)
			Plain or crimped	$v_u = -\frac{1}{10} \left( \left( \frac{f_c'}{\left( \frac{V_f}{d} \right)^{0.25}} \right) - \frac{23}{2} + F \right) \rho \left( \frac{a}{d} \right)^{0.5}$ (12)
$\frac{a}{d} < 3$	High	All	$v_u = -\frac{7}{10} + \frac{2}{5} (f_c')^{0.67} + \frac{9}{5} \rho - \frac{8}{5} + 128 \rho \frac{a}{d} - \frac{48}{5} F^{-10}$ (13)	
		Low	Hooked	$v_u = \frac{7}{500} + \frac{126}{5} (f_c')^{-0.33} + \frac{11}{50} \rho^{-0.55} + 545 \rho \frac{a}{d} - \frac{23}{5} F^{-0.25}$ (14)
			Plain or crimped	$v_u = \frac{7}{100} \left( \left( \frac{f_c'}{\left( \frac{V_f}{d} \right)^{0.25}} \right) - 7 + F^{0.5} \right) + 129 \rho \left( \frac{a}{d} \right)$ (15)

\* F(Fiber factor) =  $V_f \frac{a}{d}$ .

Figura 2.37: Ecuaciones propuestas. Fuente: Slater et al. 2012, [27]



En el estudio realizado por Chalioris 2013, [24] sobre vigas de hormigón de baja resistencia reforzado con fibras se da un volumen crítico de fibras para el cual el valor de la resistencia post-fisuración se aumenta. Por otra parte hace un resumen de las formulaciones hasta el momento para el cálculo del cortante resistido por una viga al igual que se hace en los artículos Arslan 2014, [21] (figura 2.38; Baby et al. 2013, [22, 23] (figura 2.39. Y por último, dice que la utilización de hormigón con fibras en vigas supone una mejora en el comportamiento de la misma frente a cortante, aumentando la resistencia última y la de aparición de la primera fisura, se pueden alcanzar drift mayores en cargas cíclicas y aumenta la formación de fisuras a la vez que mejora la capacidad de disipación de energía en comparación con las vigas de referencia Chalioris 2013, [24]; Ding et al. 2012, [28]; Yang et al. 2010, [34].

Reference	Shear strength models (MPa)
Sharma (1986)	$v_u = kf_c(d/a)^{0.25}$ $k = 1 \text{ and } 2/3 \text{ for direct and indirect tension tests, respectively;}$ $k = 4/9 \text{ if } f_c \text{ is obtained using modulus of rupture; or } f_c = 0.79f_c^{0.5}$
Narayanan and Darwish (1987)	$v_u = e[0.24f_{sp} + 80\rho d/a] + v_{bs}, f_{sp} = f_{cu}/(20 - \sqrt{F}) + 0.7 + 1.0\sqrt{F}$ $v_{bs} = 0.41\tau F, e = 1 \text{ for } a/d > 2.8, e = 2.8 d/a \text{ for } a/d \leq 2.8$ $d_f = 0.5 \text{ for round, 0.75 for crimped, 1.0 for indented fibers.}$
Ashour et al. (1992)	$v_u = (2.11f_c^{1.3} + 7F)(\rho d/a)^{1/3} \text{ for } (a/d) \geq 2.5$
Swamy et al. (1993)	$v_u = 0.37\tau V_f L_f/D_f + 0.167\sqrt{f_c}$
Imam et al. (1997)	$v_u = 0.6 \frac{1 + \sqrt{(5.08/d_s)}}{\sqrt{1 + d/(25d_s)}} \sqrt[3]{\rho(1 + 4F)} \left[ f_c^{0.44} + 275 \sqrt{\frac{\rho(1 + 4F)}{(a/d)^5}} \right]$ $d_f = 0.50 \text{ for smooth, 0.9 for deformed, 1.0 for hooked fibers.}$
Khuntia et al. (1999)	$v_u = (0.167 + 0.25F)\sqrt{f_c}$ $d_f = 2/3 \text{ for plain and round, 1.0 for hooked or crimped fibers.}$
Kwak et al. (2002)	$v_u = 2.1e f_{sp}^{0.7} (\rho d/a)^{0.22} + 0.8(0.41\tau F)^{0.97}$ $e = 1 \text{ for } a/d > 3.5; e = 3.5d/a \text{ for } a/d \leq 3.5$
RILEM (2003)	$v_{Rd,s} = v_{cd} + v_{fs}, v_{cd} = 0.12k(100\rho f_c)^{1/3}, k = (1 + \sqrt{200/d}) \leq 2, \rho \leq 0.02,$ $v_{fd} = 0.7k_f k_1 \tau_{fd}, k_1 = (1600 - d)/1000 \geq 1, \tau_{fd} = 0.12f_{eqk,3}$ $f_{eqk,3} = \text{characteristic value of the equivalent tensile strength, } k_f = 1 \text{ for rectangular sections}$
Yakoub (2011)	$v_u = \beta \sqrt{f_c} (1 + 0.70V_f L_f d_f/D_f) \text{ for } a/d \geq 2.5$ $\beta = \frac{0.40}{1 + 1500\varepsilon_s/1000 + s_{se}}, \varepsilon_s = \frac{M/d_s + V}{2E_s A_s} s_{se} = \frac{35s_s}{16 + d_s} \geq 0.85s_s$ $M \text{ and } V \text{ are the external failure moment and shear acting on the section, } s_s = \text{crack spacing parameter}$ $(\cong d_s, \text{ flexural lever arm}), d_s = 0.9d \text{ or } d_s = 0.72h, \varepsilon_s = \text{longitudinal strain at the middepth, } d_f = 0.83$ $\text{for crimped, 0.89 for duoform, 1.00 for hooked, 0.91 for rounded fibers.}$
Gandomi et al. (2011)	$v_u = \frac{2d}{a}(\rho f_c + v_b) + \frac{d}{2a(288\rho - 11)^4} + 2$
Dinh et al. (2011)	$v_u = 0.13\rho f_c + 1.2 \left( \frac{V_f}{0.0075} \right)^{1/4} \left( 1 - \frac{c}{d} \right), c = 0.1h$

$f_{sp}$  = computed value of split-cylinder strength of fiber concrete;  $f_{cu}$  = cube strength of fiber concrete;  $d_s$  = maximum aggregate size;  $h$  = beam height;  $F$  = fiber factor ( $= L_f V_f d_f/D_f$ );  $v_u$  = ultimate shear strength;  $v_c$  = shear resistance of concrete,  $v_{bs}$  = contribution of steel fibers to shear strength;  $\tau$  = average interfacial bond stress of fiber matrix;  $\tau_{fd}$  = design shear stress;  $e$  = arch action factor.

Figura 2.38: Recopilación de la formulación de la resistencia a cortante. Fuente: Arslan 2014,[21]

Por otra parte Chalioris 2013, Ding et al. 2012, [24, 28] también concluyen que las vigas ensayadas con la cantidad de fibras propuesta y sin estribos no evita el fallo por cortante, mientras que la combinación con estribos hace que tenga un comportamiento dúctil siempre que tengamos un porcentaje mínimo de fibras ( $v_f$ ) que suele estar en torno al 1,5 %.

En nudos de estructuras, la utilización de hormigón de muy altas prestaciones produce

**Table 3.** Ultimate Shear Strength, Tested Formulas

Tested models	Ultimate shear strength
$F_I$ model (International 2010a, b)	$V_u = \{0.18 \cdot k \cdot [100 \cdot \rho_l \cdot (1 + 7.5 \cdot \frac{f_{fu}}{f_c}) \cdot f_c]^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d$
$F_{II}$ model (Vandewalle 2003)	$V_u = V_c + V_F + V_S$ , with $V_c = V_{concrete} = [0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ $-V_F = V_{fibers} = 0.7 \cdot k_f \cdot k \cdot \tau_f \cdot b_w \cdot d$ , with $k_f = 1 + n \cdot (\frac{b_f}{b_w}) \cdot (\frac{h_f}{d}) \leq 1.5$ ; $n = \frac{b_f - b_w}{h_f} \leq \min(\frac{3 \cdot b_w}{h_f}; 3)$ $\tau_f = 0.12 \cdot f_{Rk,4}$ $V_S = V_{stirrups} = \frac{A_s}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_y \cdot (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$
$F_{III}$ model, French recommendations on UHPFRC (AFGC-Sétra 2002)	$V_u = V_c + V_F + V_S$ , with $V_c = V_{concrete} = 0.24 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z$ $z = 0.9 \cdot d$ for reinforced UHPFRC $z = I/\mu$ , elastic lever-arm for prestressed UHPFRC $V_F = V_{fibers} = \frac{S \cdot \sigma_p}{\tan \theta}$ $\sigma_p = \frac{1}{K} \cdot \frac{1}{w_{lim}} \times \int_0^{w_{lim}} \sigma(w) \cdot dw$ avec $w_{lim} = \max, w_u$ ; 0.3 mm, 0.012 in. $S = 0.9 \cdot b_w \cdot d$ for a T or rectangular cross section $V_S = V_{stirrups} = z \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_y \cdot \frac{1}{\tan \theta}$
$F_{IV}$ model, adapted to pi-shaped or I-shaped beams (Baby 2012)	$V_c = V_{concrete} = V_{concrete} \text{ (AFGC-Sétra 2002)}$ $V_F = \left\{ \left[ \int_0^{w_{max}^G} \sigma_f(w) \cdot dw \right] \cdot b_w \cdot \frac{y_G}{w_{max}} + \left[ \int_0^{w_{max}^G} \sigma_f(w) \cdot dw \right] \cdot b_w \cdot \frac{y_S - y_G}{w_{max}} + \left[ \int_0^{w_{max}^G} \sigma_f(w) \cdot w \cdot dw \right] \cdot \frac{b_w - b_f}{y_f} \cdot \frac{y_G}{w_{max}} \right.$ $\left. + \left[ \int_0^{w_{max}^G} \sigma_f(w) \cdot dw \right] \cdot b_f \cdot \frac{y_G}{w_{max}} \right\} \times \frac{1}{K(\theta_{ij})} \times \cot \alpha n(\theta_{ij})$ $V_S = V_{stirrups} = z \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_y \cdot \frac{1}{\tan \theta_{ij}}$

**Figura 2.39:** Comparativa entre formulaciones. Fuente: Baby et al. 2013, [22]

una mejora de la resistencia a cortante del nudo considerable, además limita la deformación por cortante en el centro del nudo y por tanto retrasa el daño debido al mismo [Bedirhanoglu et al. 2013, \[25\]](#) y también es efectivo a la hora de controlar las fisuras de cortante y de momento en la zona de la rótula plástica en la zona crítica de la pieza [Cho et al. 2012, \[12\]](#).

En esta misma línea [Ding et al. 2011, \[20\]](#) dice que la combinación de estribos y fibras metálicas demuestra un efecto híbrido positivo en el comportamiento mecánico, y es una de las opciones óptimas para mejorar la resistencia a cortante. En su estudio para cada ratio de armadura transversal, las fibras metálicas pueden incrementar la carga última, la resistencia a cortante, y la deformabilidad correspondiente a la carga última.  $25kg/m^3$  de fibras puede reemplazar parcialmente los estribos aumentando el espaciamiento de 150 a 250 mm. Y  $50kg/m^3$  de fibras puede transformar la rotura frágil a cortante de una viga sin fibras en una rotura dúctil a flexión.

Si se quiere modelizar el comportamiento a cortante, se puede utilizar la herramienta desarrollada por [Hung et al. 2013, \[26\]](#) *MFCM: Modified Fixed Crack Method*; ya que en el cálculo libera la restricción de la orientación de la fisura obteniendo así una muy buena correlación entre el cortante predicho y el real, incluyendo la distorsión de cortante, la degradación por cortante, patrón de fisuras, y modos de fallo.

### 2.3.8. Salto de recubrimiento y pandeo.

Los autores que hacen referencia a este fenómeno en sus estudios son [Osorio et al. 2014, \[5\]](#); [Mier et al. 2013, \[8\]](#); y [Caballero-Morrison et al. 2012, \[29\]](#).

A partir del análisis de las conclusiones expuestas en estos estudios se puede decir que:

La inclusión de fibras en el hormigón previene el salto de recubrimiento con cargas bajas, es decir, retrasa el salto del recubrimiento y en ocasiones lo evita, provocando así una ayuda para que la armadura longitudinal no pandee durante más tiempo [Mier et al. 2013, \[8\]](#) y además reduce la longitud de la región crítica en estructuras sometidas a cargas cíclicas



Caballero-Morrison et al. 2012, [29] Osorio et al. 2014, [5].

La figura 2.40 muestra los tipos de rotura que se obtuvieron en los ensayos realizados por Mier et al. 2013, [8], donde el salto de recubrimiento viene representado por el (Cover spalling) y la zona de rotura (Fractured zone), que es donde el hormigón está más deteriorado y donde previsiblemente se produzca el pandeo; además en la figura 2.41 se muestran las fotografías de una pareja de probetas para ver el efecto que tienen las fibras en la prevención del salto de recubrimiento y el pandeo de las armaduras longitudinales ya que aunque se produce daño, las armaduras siguen teniendo recubrimiento.

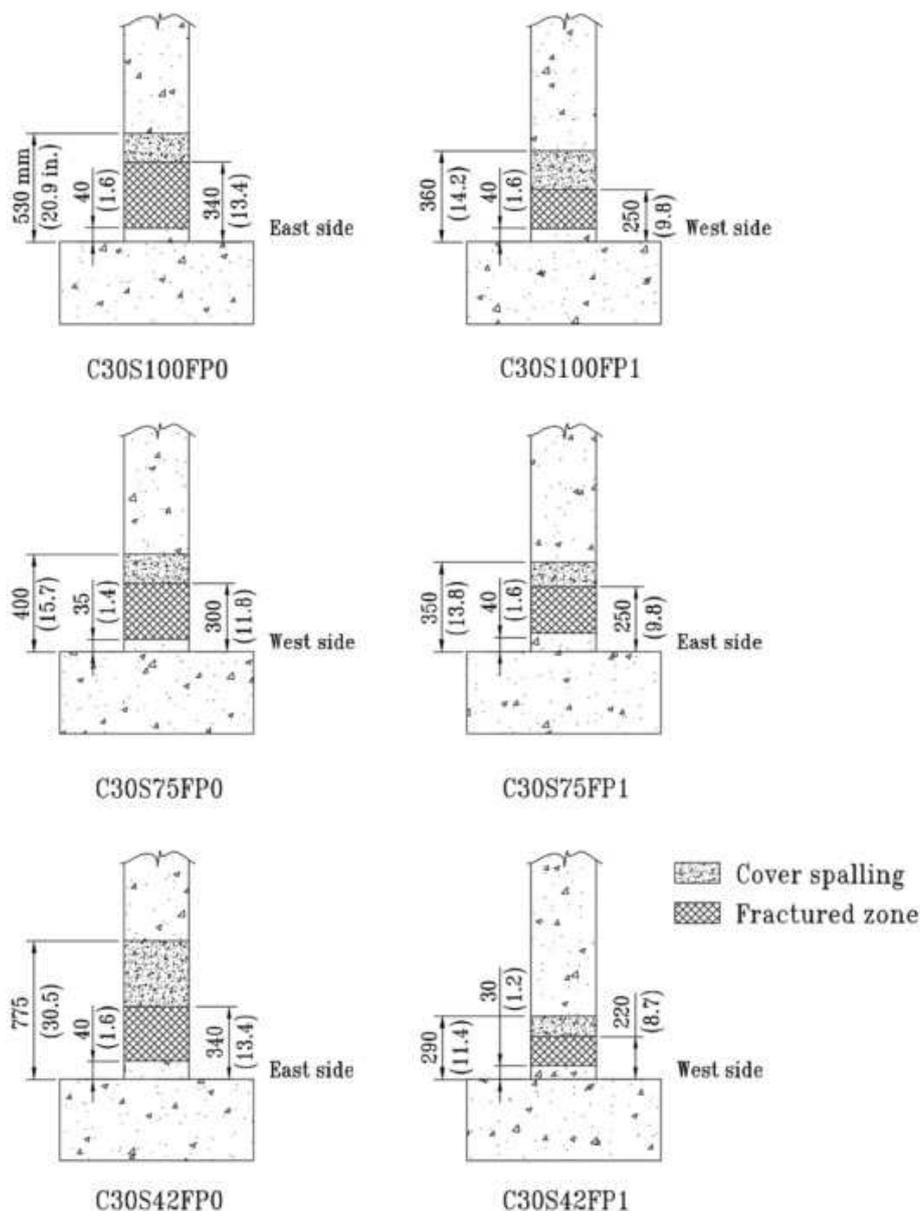


Figura 2.40: Tipos de rotura en las probetas. Fuente: Mier et al. 2013, [8]



Figura 2.41: Fotos de rotura de probetas. Fuente: Mier et al. 2013, [8]

### 2.3.9. Cargas cíclicas.

Analizando las conclusiones y ordenando las ideas de los artículos expuestos anteriormente, se puede decir que:

Añadiendo fibras a la mezcla la ductilidad se mejora notablemente y el proceso de formación de la rótula plástica se retrasa, lo cual evita la rotura frágil en un terremoto [Cai et al. 2012](#), [Campione and Letizia Mangiavillano 2008](#), [10, 15].

El confinamiento aportado por las fibras frente a diseño sísmico, permite una disminución de la cuantía de armadura que proponen los códigos actualmente [Osorio et al. 2014](#), [Zhang et al. 2013](#), [5, 16]; por tanto si provocamos la plastificación de la misma podemos hacer un ajuste de la cuantía necesaria [Bae et al. 2012](#), [11]; También permite alcanzar drift mayores (5–6%) [Chalioris 2013](#), [24], aunque debemos tener cuidado con el exceso de espaciamiento entre estribos [Mier et al. 2013](#), [8].

En un hormigón convencional podemos convertir el modo de fallo simplemente añadiéndole fibras a la mezcla, pasando de tener un fallo por cortante a uno por flexión [Shin et al. 2013](#), [18] lo cual evita roturas frágiles que son catastróficas y sin previo aviso.

Cuando se tiene presencia de cargas cíclicas, el hormigón de muy altas prestaciones puede ser de gran ayuda ya que resiste bien el cortante cuando se ve sometido a un esfuerzo de flexión alto [Aviram 2014](#), [30] y además añade que se debe estudiar más a fondo la formación de la rótula plástica en este tipo de material en especímenes sometidos a flexión, ya que puede reducir el coste de reparación post-terremoto. También dice que en puentes se puede utilizar este material para el diseño de regiones críticas, ya que simplifica su construcción al poder ampliar la distancia entre estribos, pero recomienda ser precavido a la hora de diseñar, ya que



se debe demostrar la eficiencia de este material para confinar la armadura transversal.

La resistencia a cortante de un nudo de una estructura cuando está sometido a carga cíclica ensayada en laboratorio se ve disminuida debido al daño que va sufriendo durante el ensayo, por este motivo se deben aplicar unos coeficientes en función del drift para saber el cortante que se puede resistir en cada momento [Bedirhanoglu et al. 2013](#), [25].

Es importante tener en cuenta el aspecto de la pérdida de rigidez. Con la fibras podemos controlar dicha pérdida de rigidez asociada al aumento de deformación cíclica siendo menos pronunciada en elementos hechos con hormigones de muy altas prestaciones [Tavallali et al. 2012](#), [Cho et al. 2012](#), [12, 31].

### 2.3.10. Disipación de energía.

Durante la aplicación de cargas cíclicas a una estructura uno de los aspectos más importantes es la capacidad de disipación de energía que tiene dicha estructura, la cual se puede aumentar incluyendo fibras en el hormigón [Chalioris 2013](#), [Cho et al. 2012](#), [12, 24], aunque debemos tener en cuenta que este fenómeno se produce con una cantidad mínima de fibras ( $v_f$ ), que suele estar en torno al 1,5% [Zhang et al. 2013](#), [16]. El hormigón con fibras metálicas posee la mayor capacidad de disipación de energía en comparación con la utilización de otro tipo de fibras [Cai et al. 2012](#), [10].

Para asegurar la disipación de energía en la rótula plástica es necesario prevenir el pandeo de la armadura y por tanto es necesario asegurar una buena disposición de armadura transversal en esta zona [Caballero-Morrison et al. 2012](#), [29].

## 2.4. Uniones híbridas de hormigones.

Cuando se une el hormigón convencional a un hormigón con mejores características podemos aumentar las capacidades mecánicas de la pieza en su conjunto, se comprueba que la profundidad de la fisura se puede controlar con el SHCC (strain hardening cementitious composite) (Kim et al. 2014, [37]) o de UHPFRC (UltraHigh Performance Fiber Reinforced Concrete) Noshiravani and Brühwiler 2013, Popa et al. 2013, [38, 39] al someter la pieza a flexión. En otras ocasiones el material con mayores prestaciones se coloca en las zonas más críticas de la estructura Aviram 2014, [30].

La figura 2.42 muestra una sección tipo de hormigón híbrido perteneciente al estudio realizado por Kim et al. 2014, [37] en la figura 2.43 se muestra el proceso de fabricación de la probeta, y por último en la figura 2.44 se muestra el diagrama momento - curvatura para cada tipo de sección.

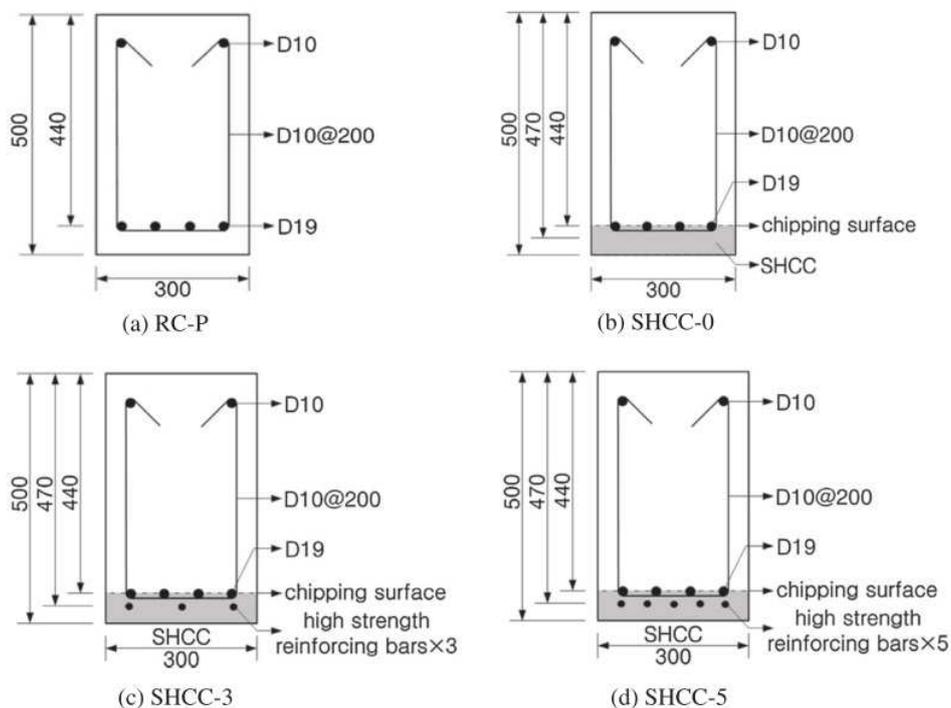


Fig. 3. Sectional view of specimens.

Figura 2.42: Tipos de sección. Fuente: Kim et al. 2014, [37]

Los elementos formados por una capa de hormigón convencional y otra de UHPFRC son denominados R-UHPFRC o simplemente RU. En estos elementos en el centro de vano el UHPFRC actúa como un borde fuerte a compresión, localizándose el eje neutral dentro del grosor del RU, por ello se incrementa la resistencia y la capacidad de rotación de la pieza. Además, los esfuerzos inclinados de compresión de la capa contribuyen a la resistencia a cortante. La capa del RU da continuidad al elemento, haciendo que el sistema estructural vaya perdiendo gradualmente la capacidad de resistir la carga, que a su vez permite una mayor degradación antes de la carga última Noshiravani and Brühwiler 2013, [40]. La aplicación de la capa aumenta la resistencia última hasta 2.77 veces de la resistencia de la viga de HA, además del considerable aumento de la resistencia a cortante Noshiravani and Bruhwiler 2013, [41].



Figura 2.43: Proceso de fabricación. Fuente: Kim et al. 2014, [37]

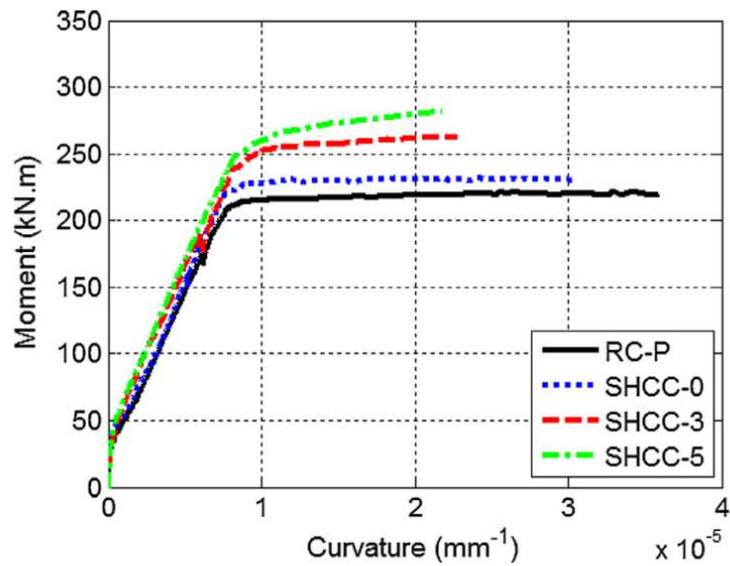
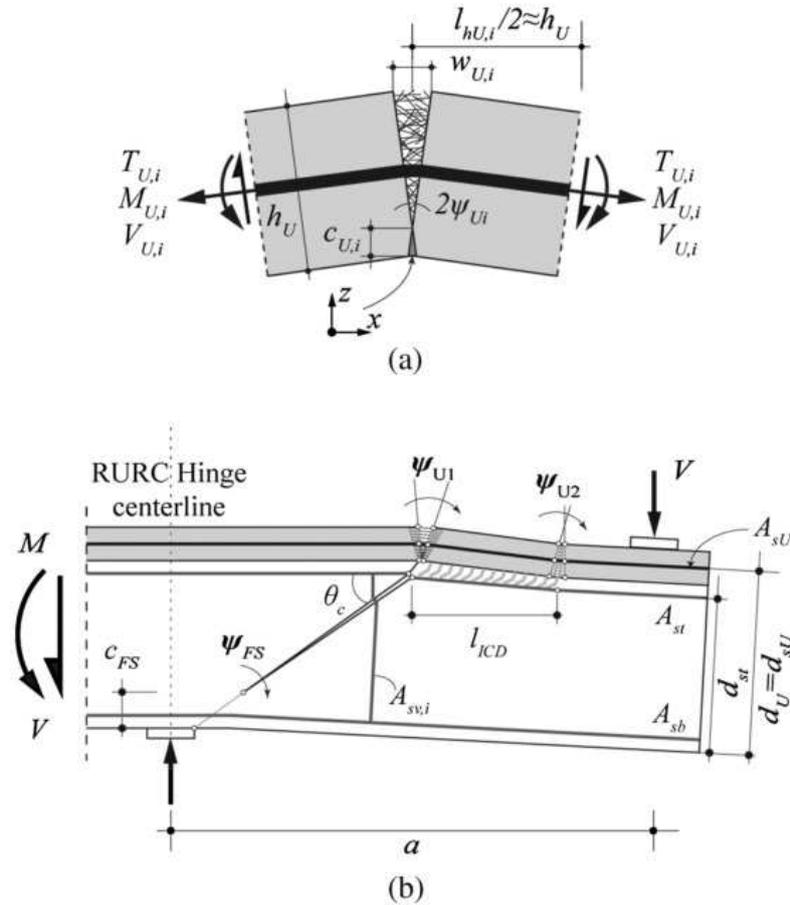


Fig. 9. Moment-curvature curves at midspan.

Figura 2.44: Diagrama Momento - Curvatura. Fuente: Kim et al. 2014, [37]

La figura 2.45 muestra el modelo para la rótula plástica desarrollada en el elemento estudiado por Noshiravani and Brühwiler 2013, [40] teniendo en cuenta tanto la capa de UHPFRC y la rótula en general.



**Fig. 7.** (a) R-UHPFRC hinge; (b) flexure-shear crack defining the member failure (adapted from Noshiravani 2012)

Figura 2.45: Rótula plástica. Noshiravani and Brühwiler 2013, [40]

En ocasiones se puede colocar en la capa de refuerzo, refuerzos de barras como en Hussein et al. 2012, [42], en donde se confirmó que el desarrollo de la fisuración en el hormigón puede producir una concentración de puntos con mayores esfuerzos en la capa de UHP-SCHH, induciendo un fallo local; sin embargo, cuando se pone armadura de refuerzo ayuda a retrasar la fisuración en la nueva capa. Y también que la adición de la armadura de refuerzo mejora el comportamiento post-fisuración, por tanto reduce la degradación de la capa de refuerzo de UHP-SHCC causada por la fisuración.

---

## CAPÍTULO 3

---

### PLANTEAMIENTO.

#### 3.1. Importancia de la investigación.

Después de realizar un análisis del estado actual del conocimiento a la vista de los estudios expuestos y desarrollados en el capítulo 2, se puede observar que en cuanto a la utilización del hormigón de muy altas prestaciones en diseño sísmico no hay prácticamente nada estudiado, sin embargo, si hay suficiente información de hormigones convencionales de baja resistencia con fibras o sin ellas sometidos a cargas cíclicas, por este motivo se decide realizar un estudio en el que se pueda dar a conocer las mejoras que puede suponer la utilización de este material en elementos de una estructura resistente a sismo.

La realización de este estudio supone acercarse o cruzar la frontera del conocimiento en cuanto a materiales de muy altas prestaciones, principalmente en el caso de hormigones, los cuales desde el punto de vista del autor de este proyecto son muy importantes dentro de la profesión de Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ya que debido a la versatilidad del hormigón y a las nuevas prestaciones que se van desarrollando cada día, su utilización va en aumento a nivel mundial.

Con este trabajo se estudia el hormigón como material estructural, es decir, se busca la aplicación práctica de este material a estructuras diseñadas para soportar cargas cíclicas, siempre teniendo en cuenta no solamente la economía de la estructura (fabricación, mantenimiento, durabilidad) sino también la huella de  $CO_2$  que es un aspecto que preocupa hoy en día debido a la tendencia hacia una construcción sostenible en el ámbito de la ingeniería civil.

Por otra parte, se pretende la profundización por parte del autor en el proceso de fabricación, ensayo, control y análisis de resultados que pueda ser útil para su futuro desarrollo profesional una vez termine los estudios y empiece su vida laboral como Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.



### 3.2. Objetivos específicos.

Tras la exposición de los objetivos generales hecha en el apartado 1.3, en este apartado se exponen los objetivos específicos derivados y necesarios para la consecución de los objetivos generales.

El primer objetivo específico que se plantea es recopilar y analizar la literatura existente sobre el tema de estudio, el cual se ha venido desarrollando hasta el momento.

El segundo objetivo específico es verificar, y en su caso diseñar, un modelo de ensayo que permita el estudio de los parámetros y variables que no se han estudiado hasta el momento, por ende se debe verificar, y en su caso modificar, el ensayo propuesto por [Caballero-Morrison et al. 2012](#), [29]; modificado en cuanto a instrumentación por [Romero-Garcia et al. 2013](#), [43] para el análisis del comportamiento de soportes sometidos a compresión constante y carga lateral cíclica siendo este el tercer objetivo específico.

El cuarto objetivo específico es proponer un programa experimental de ensayos que permita analizar el comportamiento de soportes de hormigones de muy altas prestaciones, con el objetivo de estudiar la influencia en el tipo de fibras metálicas y la separación entre armadura transversal.

El quinto objetivo específico es aportar datos experimentales en el campo de soportes construidos con hormigón de muy altas prestaciones sometidos a cargas cíclicas.

El sexto objetivo específico es presentar un análisis de los resultados obtenidos.

El séptimo objetivo específico es la aplicación práctica en el diseño de la unión tipo vainas soporte-cimentación en elementos prefabricados mediante la utilización de una conexión híbrida hormigón convencional-hormigón de muy altas prestaciones, específicamente a la unión soporte cimentación de la nave almacén en el termino municipal de Massalavés en la provincia de Valencia.



### 3.3. Metodología.

En apartados anteriores se ha llevado a cabo una revisión de la documentación existente relacionada con los soportes de hormigón sometidos a cargas cíclicas, fijándose en las características del hormigón que lo componen y los resultados obtenidos según las variables de cada estudio.

A continuación en este trabajo se plantea el desarrollo de un programa experimental que permita obtener, por un lado, información acerca de los efectos locales que se desarrollan dentro de la rótula plástica, y, por otro lado, obtener resultados del comportamiento real de soportes esbeltos de hormigón de muy altas prestaciones. Dichos resultados son utilizados para caracterizar el comportamiento del soporte a nivel del elemento estructural, a nivel de la rótula plástica como parte de dicho elemento y a nivel de la sección, mediante la valoración de los respectivos índices de capacidad de deformación y ductilidad.

Esto permitirá analizar de un modo general la influencia de los parámetros de estudio en el comportamiento de los soportes. Adicionalmente, los resultados serán utilizados para comprobar algunos métodos propuestos para evaluar la capacidad de deformación.

Por último se realizará una aplicación práctica con el fin de demostrar la viabilidad de la utilización del hormigón de muy altas prestaciones en elementos estructurales cuya estructura esté sometida a cargas cíclicas, haciendo una comparativa con la solución de fabricarlos con hormigón convencional, atendiendo no solamente a datos económicos, sino también medioambientales como la huella de  $CO_2$  que deja el cemento durante su fabricación.



### 3.3. Metodología.

---

## CAPÍTULO 4

---

### PROGRAMA EXPERIMENTAL.

#### 4.1. Objetivos del programa experimental.

En este apartado se expondrá de una manera general el procedimiento llevado a cabo para la realización de este proyecto final de carrera. El estudio que se está desarrollando trata sobre la mejora del comportamiento de las zonas críticas en estructuras de hormigón sometidas a cargas cíclicas, tales como las que se producen durante un sismo o un terremoto.

Es importante destacar que cuando se hace un diseño frente a sismo de una estructura en general, lo que se busca es que dicha estructura sea capaz de absorber la energía producida durante el movimiento telúrico, y la disipe de tal manera que los daños producidos estén localizados en determinados elementos, y por consiguiente que no se produzca el colapso de la estructura, sino que por el contrario, aunque la estructura quede inservible se produzcan las pérdidas económicas mínimas y sobretodo que se eviten pérdidas humanas.

Con la investigación llevada a cabo se pretende estudiar el comportamiento de un nuevo hormigón de muy altas prestaciones que forme parte de los elementos de una estructura de hormigón que previsiblemente vayan a ser afectados durante un sismo, en concreto en las zonas denominadas como críticas. Estas zonas serán donde se desarrollarán las rótulas plásticas, y normalmente estarán cerca de los nudos, pudiendo estar dentro de ellos, por ejemplo en las uniones viga-pilar, o pilar-cimentación.

Este hormigón de muy altas prestaciones puede suponer una mejora en cuanto a la ductilidad, no sólo de la zona donde sea puesto, sino que también mejorará la ductilidad de toda la estructura, además disminuirá los daños ocasionados por el sismo en comparación con el hormigón convencional, lo que facilita una posterior reparación.

Lo primero que se debe buscar es una dosificación que permita la fabricación del hormi-



gón de muy altas prestaciones. Por ello se utiliza una dosificación desarrollada por el grupo de investigación y la cual está referenciada en el reporte interno de [Pereiro et al. 2014](#).

Para el diseño de las características de la probeta se deberá tener en cuenta las normas sismorresistentes, así como los parámetros que se quieran estudiar, que a su vez determinarán las variables de ensayo.

En cuanto al ensayo, una vez se sepan las características de la probeta tipo y las variables a estudiar, se debe definir el procedimiento de ensayo conforme a las normas establecidas, además de la instrumentación que se colocará en la probeta para que junto con los resultados obtenidos se puedan interpretar los resultados y sacar conclusiones del trabajo realizado.



## 4.2. Definición de los parámetros de estudio a considerar en la experimentación.

Los parámetros de estudio que se van a estudiar son la influencia de la separación transversal  $s_t$  entre armaduras, y la influencia del tipo de fibras.

Para ello se diseña una serie que consta de 6 probetas, que se dividen en 2 subseries de 3 probetas que se fabricarán con un tipo de hormigón cada una en el que se variará el tipo de fibras como se puede ver en la tabla 4.1, y dentro de las cuales se fabrica una probeta con una separación entre armadura transversal diferente ( $s_t = 30cm$ ,  $s_t = 20cm$ ,  $s_t = 10cm$ ).

Dosificación $Kg/m^3$	Hormigón de muy altas prestaciones		
	$l/\phi$	Tipo I	Tipo II
CEM 42,5 SR		1000	1000
Agua		184	184
Humo de sílice densificado		150	150
Arena 0,4		310	310
Arena 0,8		575	575
Sika 20 HE		28,5	28,5
Dramix OL 13/0.5	65	90	-
Dramix 80/30 BP	80	60	150
$RI_v$		1,42	1,6
Total de fibras		150	150

Tabla 4.1: Dosificación en  $kg/m^3$  para los hormigones tipo I y tipo II.

El índice de refuerzo  $RI_v$  se calcula a partir de la siguiente ecuación 4.1:

$$RI_v = v_f * \frac{l}{\phi} \quad (4.1)$$

En el tipo I, el  $v_f$  es 1,2% para las fibras cortas y 0,8% para las largas, mientras que en el tipo II,  $v_f$  es 2%.

En toda la serie hay una serie de variables que permanecen constantes:

- Nivel de axil.
- Esbeltez.
- Resistencia a compresión del hormigón  $f_c$ .
- Cuantía de armadura longitudinal  $\rho_l$ .
- Distribución de la armadura transversal.
- Volumen de fibras de acero  $v_f \cong 2\%$ .

Este va a ser un primer estudio preliminar en donde se analiza cuál es la dosificación en fibras más óptima y si existe con esta cuantía de fibras ( $150 kg/m^3$ ) influencia de la armadu-



ra transversal en cuanto al confinamiento del hormigón, además si se da el caso, frente a la resistencia a esfuerzo cortante o en su caso para evitar el pandeo de la armadura longitudinal comprimida.

En la tabla 4.2 se muestra de manera ordenada la serie de ensayos de la que consta la campaña experimental, la denominación para cada probeta será de la siguiente forma, ENS-1/ $S_t$ /Tipo, donde  $S_t$  es la separación entre estribos de la armadura transversal, y Tipo es el tipo de hormigón utilizado para su fabricación.

Serie de ensayos		
Nombre Probeta	$S_t$ (cm)	Tipo de hormigón
ENS-1/30/T-I	30	I
ENS-2/20/T-I	20	I
ENS-3/10/T-I	10	I
ENS-4/30/T-II	30	II
ENS-5/20/T-II	20	II
ENS-6/10/T-II	10	II

Tabla 4.2: Serie de ensayos.



### 4.3. Descripción geométrica del soporte.

El soporte es la modelización de la conexión rígida que simula la unión entre una viga y un pilar, una viga y forjado, ó un pilar y la cimentación. La zona de conexión tiene la capacidad resistente suficiente con un mayor confinamiento del hormigón.

El modelo de ensayo que se describe a continuación fue propuesto por [Barrera Puerto 2012](#) para carga monotónica, modificado por [Caballero-Morrison et al. 2012](#) para carga cíclica, y modificado en cuanto a instrumentación se refiere por ....

#### Geometría.

A continuación por un lado se presenta la geometría del soporte hormigonado y por el otro los detalles del armado que lo componen.

Como se puede ver en la figura 4.1, el espesor del soporte es de 15 cm, de largo mide 296 cm, aunque esta distancia puede variar levemente dependiendo de las armaduras y los perfiles UPN que lleva a cada lado para la fijación al pórtico de ensayo. La zona central mide 86 x 30 cm, y será la zona dónde actuará el gato para aplicar la carga lateral.

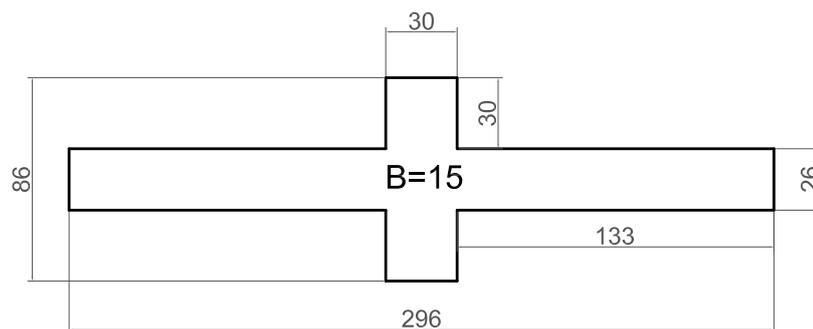


Figura 4.1: Geometría de la probeta de hormigón.

Para conseguir dicha geometría se utiliza el encofrado que se muestra en la figura 4.2, el cual está colocado sobre una mesa vibrante, que en caso de ser necesaria se puede utilizar para asegurar la correcta fabricación del soporte, como se haría en una empresa de prefabricados.



Figura 4.2: Encofrado de la probeta de hormigón.

**Descripción de las armaduras.**

En la figura 4.3 se muestra el alzado de la armadura incluida en el soporte. Para cada una de las probetas se va variando la separación entre estribos de la parte izquierda del nudo.

**Alzado**

Cotas en mm

TIPO: AS11

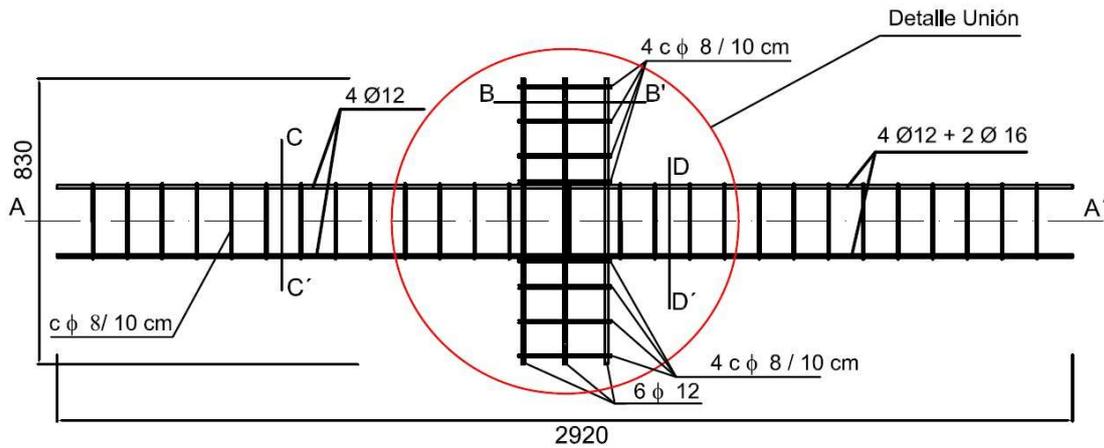


Figura 4.3: Detalle de alzado de la armadura del soporte.

En la figura 4.4 se muestra el detalle de la unión de la armadura.

**Detalle Unión**

Cotas en mm

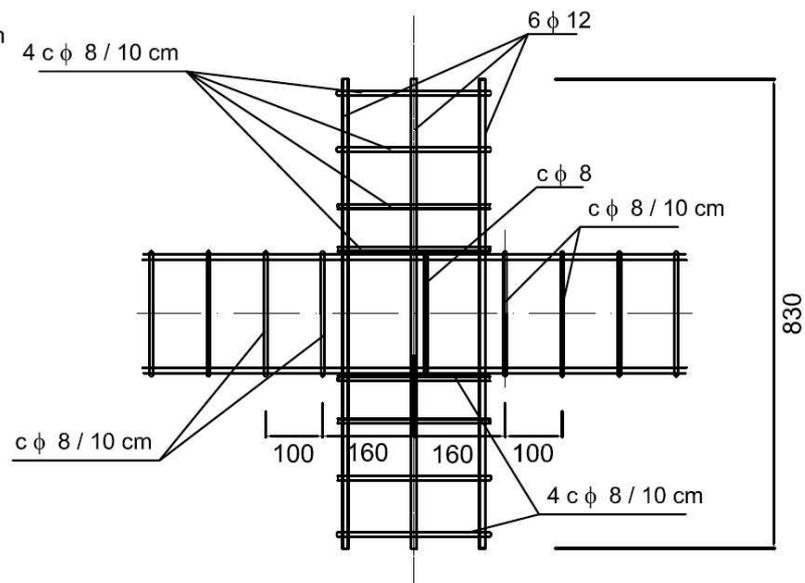
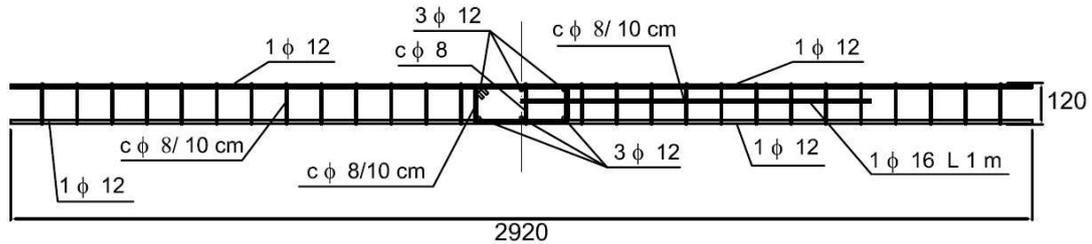


Figura 4.4: Detalle de la unión de la armadura del soporte.

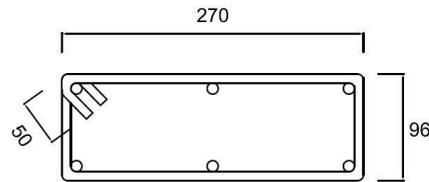
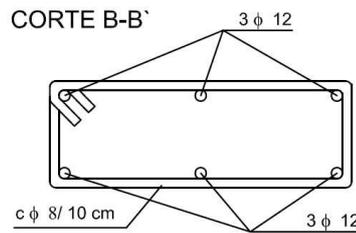


En la figura 4.5 se muestran los distintos cortes transversales del armado indicados en la figura 4.3.

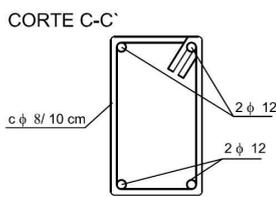
### Corte A-A'



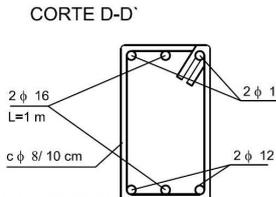
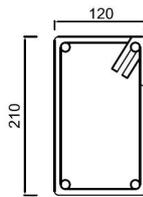
(a) Corte A-A'



(b) Corte B-B'



(c) Corte C-C'



(d) Corte D-D'

Figura 4.5: Detalles de los cortes de las armaduras

La cuantía de armadura longitudinal  $\rho_l$  calculada mediante la ecuación 4.2, como se puede ver en la figura 4.5 es distinta para ambos lados de la unión, la razón de este hecho es asegurar que el soporte rompa en el lado perteneciente al corte C-C', que es el mismo lado en donde se variará la separación de la armadura transversal  $s_t$ .

$$\rho_l = \frac{A_s}{A_c} \quad (4.2)$$

donde  $A_s$  es el área de la armadura longitudinal y  $A_c$  es el área bruta de la sección del soporte.

La cuantía de armadura longitudinal será 1,16% para el lado perteneciente al lado del corte C-C' y 2,19% para el lado perteneciente al corte D-D'. La justificación para este aumento de armadura longitudinal se puede ver en la figura 4.6, en la cual se puede ver que para una resistencia de 130 MPa se produce un aumento de resistencia en el diagrama axil - momento de  $\cong 20\%$  cuando se aplica un axil reducido del 10%.

Sección	N	Mu	Mu_reforzado	Seguridad
AS11	0	48.43	68.29	1.41
	507	93.60	113.05	1.21
	1014	134.22	153.18	1.14
	1521	160.56	180.33	1.12
	2028	169.18	187.04	1.11
	2535	163.57	177.93	1.09
	3042	147.01	161.50	1.10
	3549	119.03	135.09	1.13
	4056	85.54	101.83	1.19
	4563	52.42	67.43	1.29
	5070	17.59	33.25	1.89
	5316.552	0.00	0.00	

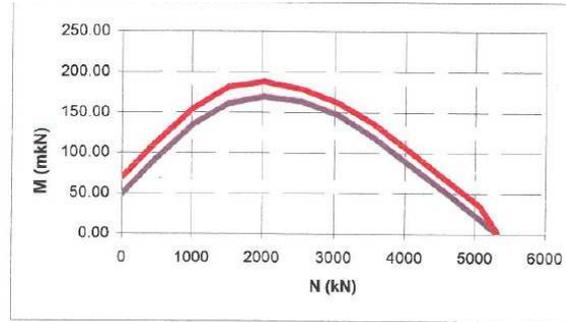


Figura 4.6: Justificación de aumento de  $\rho_l$ .



## 4.4. Caracterización de los materiales.

En este apartado se presentan las características y propiedades de los materiales utilizados en los ensayos experimentales. El conocimiento de las propiedades de los materiales de los ensayos es fundamental para delimitar las condiciones de la experimentación realizada, y conseguir así una óptima interpretación de los resultados.

Los materiales básicos empleados para la fabricación de los soportes son el hormigón de muy altas prestaciones y el acero.

### 4.4.1. Hormigón.

Para la realización de la campaña experimental se utilizan dos tipos de hormigón, el tipo I tiene una mezcla de fibras cortas (13 mm) y largas (30 mm), mientras que el tipo II solamente tiene fibras largas (30 mm) incluidas en su matriz.

Para la fabricación de los hormigones correspondientes a este estudio se utilizan los siguientes materiales:

#### **Cemento:**

CEM I 42.5 SR - Cemento que está disponible en sacos de 35 Kg.

#### **Humo de sílice:**

Humo de sílice densificado - está disponible en sacos de 25 Kg.

#### **Áridos:**

Arena 0,8 - Ensacada y seca en sacos de 30 Kg.

Arena 0,4 - Ensacada y seca en sacos de 30 Kg.

Este material al estar seco no es necesario hacer una corrección de humedad a la hora de hacer la dosificación.

#### **Aditivo:**

Superplastificante Sika 20 HE - disponible en bidones de 20 l.

#### **Fibras:**

Dramix OL 13/0.5 - fibras de 13 mm de longitud disponibles en sacos de 20 Kg.

Dramix 80/30 BP - fibras de 30 mm de longitud disponibles en sacos de 20 Kg.

### **Dosificación de los hormigones.**

A la hora de hacer la dosificación debemos tener en cuenta que la mezcladora utilizada para el amasado tiene una capacidad de 110 l; aunque, se limita a un máximo de 105 l.

El volumen necesario para fabricar el elemento objeto de ensayo es el siguiente:

Volumen del soporte:

$$2 \cdot 133 \cdot 26 \cdot 15 + 30 \cdot 15 \cdot 86 = 142440 \text{cm}^3 = 142,44 \text{l} \quad (4.3)$$

Volumen de las 3 probetas cilíndricas:

$$3 \cdot \pi \cdot \frac{15^2}{4} \cdot 30 = 15900 \text{cm}^3 = 15,9 \text{l} \quad (4.4)$$

Volumen de las 4 probetas cúbicas:

$$4 \cdot 10 \cdot 10 \cdot 10 = 4000 \text{cm}^3 = 4 \text{l} \quad (4.5)$$

Volumen de las 2 probetas prismáticas:

$$2 \cdot 15 \cdot 15 \cdot 55 = 24750 \text{cm}^3 = 24,75 \text{l} \quad (4.6)$$

El volumen total será aproximadamente 187 l y teniendo en cuenta que la amasadora no es 100 % eficiente, sino que se perderá algo de material se adopta un coeficiente de mayoración de 1.1. Por tanto el volumen total estará entorno a 206 l.

La dosificación para ambos tipos de hormigón es la que se presenta en la tabla 4.3 para el hormigón tipo I, y en la tabla 4.4 para el hormigón tipo II.

<b>Hormigón de muy altas prestaciones Tipo I</b>	
<b>Dosificación 105 l. (Kg)</b>	
CEM 42,5 SR	105
Agua	19,32
Humo de sílice densificado	15,75
Arena 0,4	32,55
Arena 0,8	60,38
Sika 20 HE	2,99
Dramix OL 13/0.5	9,45
Dramix 80/30 BP	6,3
Total de fibras	15,75

Tabla 4.3: Dosificación Tipo I.



<b>Hormigón de muy altas prestaciones Tipo II</b>	
<b>Dosificación 105 l. (Kg)</b>	
CEM 42,5 SR	105
Agua	19,32
Humo de sílice densificado	15,75
Arena 0,4	32,55
Arena 0,8	60,38
Sika 20 HE	2,99
Dramix 80/30 BP	15,75

**Tabla 4.4:** Dosificación Tipo II.

La cantidad de agua utilizada para la amasada 2 es diferente que para la amasada 1, este hecho es debido a que las amasadas se realizan de manera consecutiva sin hacer una limpieza de la amasadora entre ambas amasadas. La cantidad de agua que se deja de aportar en la amasada 2 es suplida por los restos de agua y aditivo que quedan en la amasadora después de la primera amasada, dicha cantidad fue calculada a estima durante la fabricación de la primera pieza.

En cuanto al protocolo de amasado, este se divide en tres partes: Preparación previa, amasado y limpieza.

La preparación previa consiste en acercar todo el material (arena, cemento, humo de sílice, fibras, etc.) a la amasadora; pesar el agua y el aditivo; acercar la cuba de amasadora para la posterior limpieza, además de los cepillos y otros instrumentos de limpieza como la manguera y la lana de acero; por último, acercar instrumentos de hormigonado, cono, plancha, plásticos, llanas, catalanas, picos, balde, metro, nivel, etc.

Para terminar se debe realizar la limpieza de la mezcladora. Una vez se acaba de sacar el hormigón de la mezcladora hay que pararla y desconectarla; Después con la ayuda de una espátula quitar la parte que está adherida a las paredes, palas y suelo de la amasadora, para posteriormente lavar con agua, cepillo y lana de acero; Y por último recoger todos los bártulos, limpiarlos debidamente y dejar en su lugar.

A continuación se presentan los resultados de los ensayos de control de calidad realizados a las probetas de acompañamiento

### **Módulo de Young (E).**

El módulo de Young (E) se obtiene mediante el ensayo que consiste en someter a una probeta cilíndrica de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura a una serie de cargas y descargas (hasta el 30% de  $f_c$  esperada), y con la medición de un anillo formado por 3 captadores de desplazamientos de 10 cm de largo unidos entre sí por la parte superior e inferior con sendas correas de manera que envuelven a la probeta, obtener el módulo de cada hormigón.

En la tabla 4.5 se presenta el módulo de Young (E) en GPa de cada uno de los hormigones ensayados, así como la media de los 3 primeros ensayos correspondientes a la dosificación con

fibra mixta y su coeficiente de variación CV (%), la media de los 3 siguientes correspondientes a la dosificación con fibra larga y su coeficiente de variación CV (%) y la media de todos los ensayos y su coeficiente de variación CV (%).

**Módulo de Young (E) en GPa**

ENS-1/30/T-I	45,328
ENS-2/20/T-I	43,446
ENS-3/10/T-I	45,636
ENS-4/30/T-II	43,592
ENS-5/20/T-II	43,891
ENS-6/10/T-II	45,170
<b>Media T-I</b>	<b>44,803</b>
<b>CV T-I</b>	<b>2,646</b>
<b>Media T-II</b>	<b>44,218</b>
<b>CV T-II</b>	<b>1,896</b>
<b>Media</b>	<b>44,511</b>
<b>CV</b>	<b>2,185</b>

Tabla 4.5: Módulo de Young (E) en GPa.

El módulo de young de estos materiales está entre 43,5–45,5 GPa lo cual es coherente con los estudios realizados por otros autores hasta el momento, que proponen un módulo de Young para este material de 45 GPa. Además los coeficientes de variación nos indican lo estable que son los resultados obtenidos.

La figura 4.7 muestra una gráfica tipo Tensión - Deformación para la obtención del módulo de Young. En el anejo de resultados A se muestran todas las gráficas correspondientes al módulo del hormigón de cada uno de los ensayos así como algunos comentarios sobre las mismas si ha lugar.

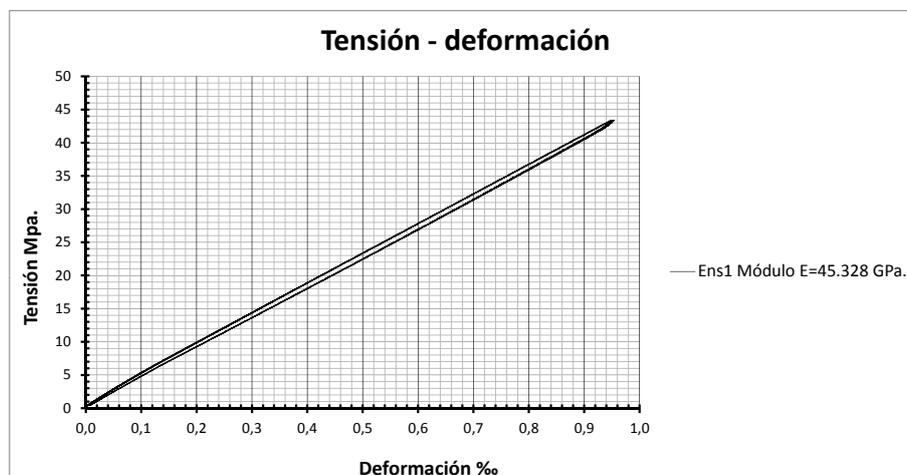


Figura 4.7: Gráfica Tensión - Deformación para el módulo de Young (E).



### Resistencia a compresión.

Para la resistencia a compresión se utilizaron 2 tipos de probetas, las cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura (3 para cada ensayo), y las cúbicas de 10 cm de lado (4 para cada ensayo). La velocidad de carga fue de  $0,5\text{MPa/s}$  en ambos casos.

La tabla 4.6 refleja los resultados obtenidos para cada probeta, así como la media del ensayo para cada tipo de probeta, la media para los 3 primeros ensayos para cada tipo de probeta correspondientes a la dosificación con fibra mixta, la media de los 3 siguientes para cada tipo de probeta correspondientes a la dosificación con fibra larga y la media de todos los ensayos para cada tipo de probeta.

Resistencia a compresión Mpa								
Fabricación			Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3	Probeta 4	Media	CV
17/06/14	ENS-1/30/T-I	$f_c$	129,99	140,95	127,04	-	132,66	5,52
		$f_{cc}$	160,87	164,28	138,32	151,43	153,73	7,56
19/06/14	ENS-2/20/T-I	$f_c$	131,69	133,50	126,05	-	130,41	2,98
		$f_{cc}$	149,47	156,50	154,25	157,12	154,34	2,25
24/06/14	ENS-3/10/T-I	$f_c$	121,42	120,80	115,83	-	119,35	2,57
		$f_{cc}$	149,58	153,42	152,82	150,37	151,55	1,23
26/06/14	ENS-4/30/T-II	$f_c$	131,51	123,80	120,27	-	125,19	4,59
		$f_{cc}$	137,68	143,13	140,77	146,35	141,98	2,58
30/06/14	ENS-5/20/T-II	$f_c$	113,43	122,88	130,45	-	122,25	6,97
		$f_{cc}$	141,33	147,00	145,76	145,96	145,01	1,73
02/07/14	ENS-6/10/T-II	$f_c$	124,00	119,26	110,98	-	118,08	5,58
		$f_{cc}$	136,34	143,57	137,58	146,13	140,90	3,34
<b>Media T-I</b>		$f_{cm}$	127,47					5,96
		$f_{ccm}$	153,20					4,26
<b>Media T-II</b>		$f_{cm}$	121,84					5,62
		$f_{ccm}$	142,63					2,69
<b>Media</b>		$f_{cm}$	124,66					6,09
		$f_{ccm}$	147,92					5,08

Tabla 4.6: Resistencia a compresión: Probeta cilíndrica  $f_c$ , probeta cúbica  $f_{cc}$ .

Todas las dosificaciones se hicieron para un hormigón de resistencia 130 MPa independientemente de la inclusión de fibras mixtas o fibras largas, ya que este factor no influye en la resistencia a compresión, aunque como se puede ver en la tabla los hormigones con fibra larga exclusivamente tienen un poco menos de resistencia, este hecho no se puede decir que sea debido únicamente al tipo de fibra sino que pudieron influir otros factores como la temperatura ambiente de cada día, fallos humanos tanto en la medida de los pesos como en el protocolo de amasado ó en la fabricación de las propias probetas, entre otros.

En general, se puede decir que la dosificación fue buena y que las resistencias obtenidas son válidas, excepto en algún caso concreto que se comentará en el anejo de resultados A. Por otra parte cabe destacar que la con el hormigón del tipo I el cual está formado por fibra mixta se alcanza una mejor resistencia a compresión que en el hormigón de tipo II que está formado

por fibra larga; esto puede ser debido a que la fibra corta ayuda a controlar la microfisuración cuando se rompe la probeta de hormigón.

A continuación en la figura 4.8 se pueden ver dos ejemplos de rotura de las probetas cilíndricas a compresión, por una parte una rotura de una probeta de hormigón tipo I y por otra una probeta de hormigón tipo II, se puede ver que en la probeta de hormigón tipo II se produce una fisuración mayor con mayor abertura de fisuras.



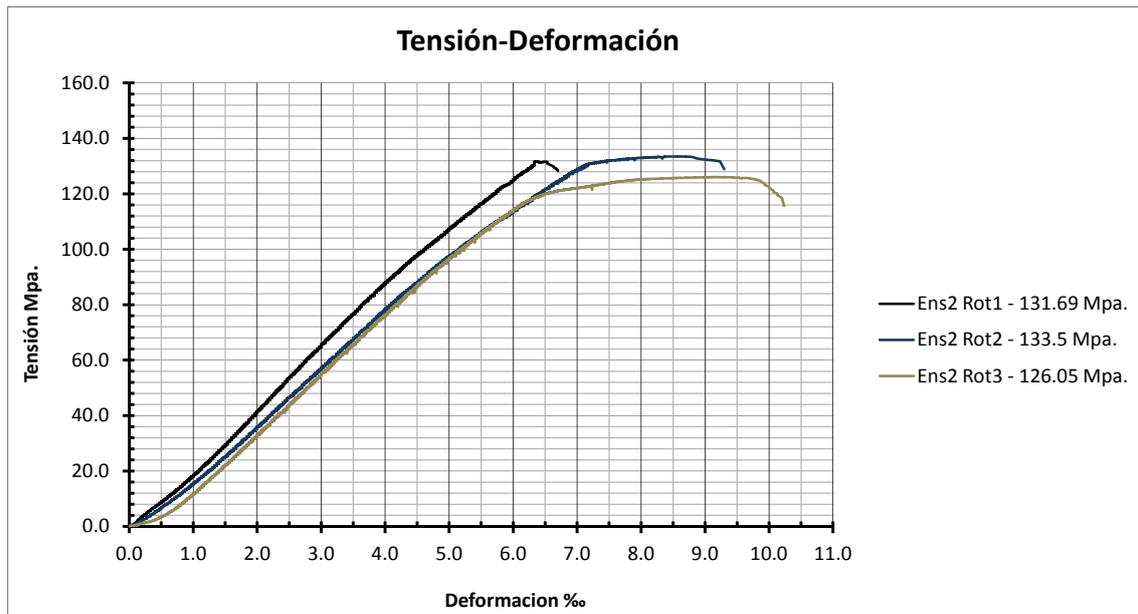
(a) Hormigón tipo I.



(b) Hormigón tipo II.

**Figura 4.8:** Roturas típicas de las probetas de hormigón cilíndricas.

Las figuras 4.9 muestran un ejemplo de las gráficas obtenidas tanto para la resistencia a compresión de las probetas cilíndricas como para las probetas cúbicas. En el anejo de resultados A se presentan todas las gráficas con comentarios en algunas de ellas cuando es necesario.



(a) Cilíndricas



(b) Cúbicas

Figura 4.9: Gráficas Tensión - Deformación para la obtención de resistencias a compresión.

### Resistencia a flexotracción.

Los ensayos de flexotracción fueron realizados por miembros del grupo investigador pertenecientes al laboratorio de Ingeniería de la Edificación de la Universidad Politécnica de Valencia. La probeta tiene una sección de  $15 \times 15 \text{ cm}^2$  y mide  $55 \text{ cm}$  de larga.

En la tabla 4.7 se muestran los resultados obtenidos a partir de las tablas de excel facilitadas por los compañeros, el método de ensayo, así como los resultados fueron obtenidos acorde a la norma española UNE-EN 14651 [46]. En dicha tabla se muestra las resistencia  $f_{R1}$ ,  $f_{R2}$ ,  $f_{R3}$ , así como las medias de cada ensayo, y de cada tipo de hormigón.

<b>Resistencia a flexotracción MPa</b>				
		$f_{R1}$	$f_{R2}$	$f_{R3}$
<b>ENS-1/30/T-I</b>	Probeta 1	17,51	13,23	4,61
	Probeta 2	19,78	12,16	5,92
	Media	18,64	12,69	5,27
	CV	8,60	5,96	17,68
<b>ENS-2/20/T-I</b>	Probeta 1	17,40	9,01	5,16
	Probeta 2	19,78	11,60	5,59
	Media	18,59	10,31	5,38
	CV	9,03	17,75	5,67
<b>ENS-3/10/T-I</b>	Probeta 1	19,49	15,29	6,32
	Probeta 2	16,52	6,60	4,81
	Media	18,01	10,95	5,56
	CV	11,70	56,14	19,23
<b>ENS-4/30/T-II</b>	Probeta 1	18,77	17,86	10,04
	Probeta 2	16,31	14,29	8,76
	Media	17,54	16,07	9,40
	CV	9,92	15,71	9,60
<b>ENS-5/20/T-II</b>	Probeta 1	16,51	17,18	7,54
	Probeta 2	16,87	18,27	10,07
	Media	16,69	17,72	8,81
	CV	1,53	4,36	20,27
<b>ENS-6/10/T-II</b>	Probeta 1	16,93	18,61	17,81
	Probeta 2	20,05	21,46	11,42
	Media	18,49	20,04	14,62
	CV	11,92	10,06	30,93
<b>Media T-I</b>		18,41	11,32	5,40
	CV	7,81	27,32	12,26
<b>Media T-II</b>		17,57	17,94	10,94
	CV	8,52	12,93	33,05

Tabla 4.7: Resistencia a flexotracción para cada uno de los ensayos.

Todos los valores obtenidos se encuentran en los valores en torno a los esperados, aunque para la probeta 1 del ensayo 6 se obtiene una  $f_{R3}$  muy superior a las demás, lo que indica que el ensayo no se realizó correctamente, o que esta probeta era defectuosa. Por otra parte como norma general el hormigón tipo II (fibras largas) tiene mejor comportamiento post-pico, lo cual ratifica el hecho de que las fibras largas sirven para controlar la macrofisuración.

La figura 4.10 muestran un ejemplo del tipo de gráficas obtenidas para la resistencia a



flexotracción. En el anejo de resultados A se presentan todas las gráficas con comentarios en algunas de ellas cuando es necesario.

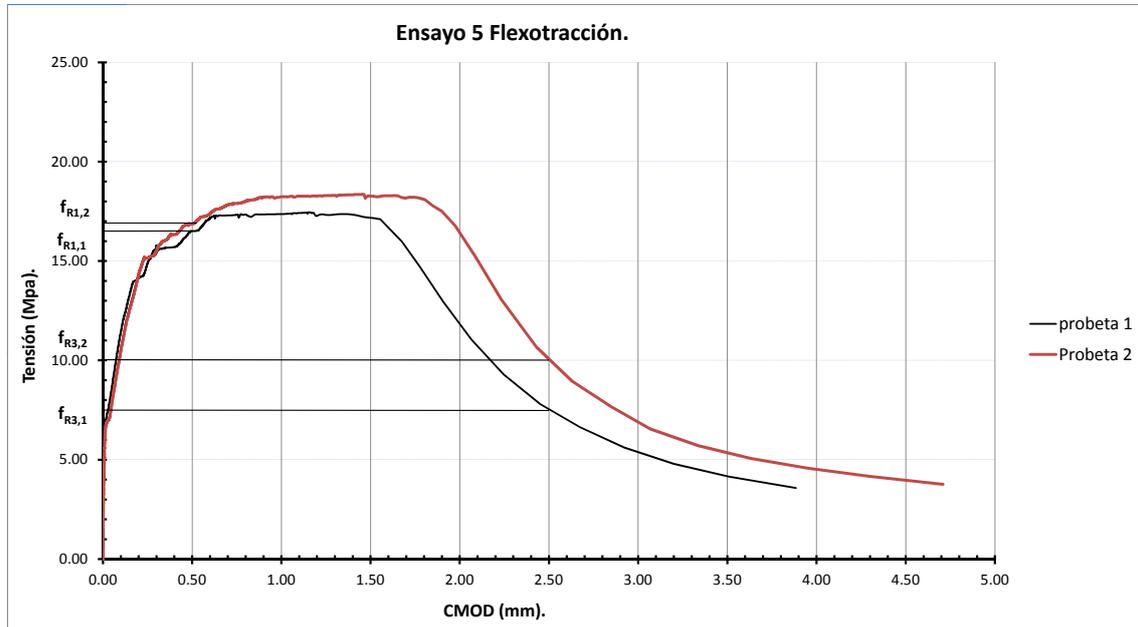


Figura 4.10: Gráfica Tensión - CMOD para la obtención de la resistencia a flexotracción.

#### 4.4.2. Acero.

El acero utilizado para la fabricación de los soportes ensayados son del tipo B 500 SD. Las barras utilizadas en el armado longitudinal tienen diámetros de 12 y 16 mm, mientras que en la armadura transversal se utilizaron barras con diámetros de 8 mm.

Con el propósito de obtener las propiedades reales del acero utilizado en los soportes, se realizan pruebas de tracción simple, de acuerdo con el procedimiento recomendado en las normas UNE-EN 10002-1 [47]. Estos ensayos fueron realizados en el laboratorio de materiales de la Escuela de Ingeniería de la Edificación. Para cada diámetro de barra longitudinal se llevaron a cabo 3 ensayos, cuyos resultados se resumen en la tabla 4.8.

Control de calidad para el acero								
	12.1	12.2	12.3	Media 12	16.1	16.2	16.3	Media 16
Límite elástico $f_y$ (MPa)	532,5	535,7	535,2	534,5	539,3	540,2	536,2	538,6
Resistencia a tracción $f_u$ (MPa)	647,8	646,8	644,6	646,4	648,9	647,0	649,4	648,4
$f_u/f_y$	1,22	1,21	1,20	1,21	1,20	1,20	1,21	1,20
Módulo de elasticidad E (GPa)	222,4	205,0	179,0	202,1	196,3	190,3	209,5	198,7

Tabla 4.8: Resultados ensayos a tracción control de calidad de las armaduras.

## 4.5. Desarrollo del ensayo.

### 4.5.1. Descripción del pórtico de ensayo.

El pórtico utilizado en los ensayos fue inicialmente diseñado en un proyecto del Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia [Barrera Puerto 2012, \[45\]](#) modificado por [Caballero Morrison 2012, \[48\]](#) y posteriormente por [Romero-García et al. 2013, \[43\]](#)

En la figura 4.11 se presenta el pórtico y se resalta los sistemas de carga vertical y horizontal así como el arriostramiento lateral, el cual se encuentra en la parte inferior izquierda de la figura. Este sistema de arriostramiento lateral ha sido muy eficaz y ha prevenido la rotura frágil por pandeo lateral, siendo una modificación muy adecuada del sistema de carga.



Figura 4.11: Pórtico de ensayo.

### 4.5.2. Instrumentación.

La instrumentación es muy importante para la realización del ensayo y posterior obtención de resultados, por este motivo ha sido seleccionada con especial atención, con la finalidad de obtener la respuesta del comportamiento estructural, tanto a nivel del elemento completo (carga-desplazamiento; deformada), como en las secciones críticas (distribuciones de deformación de la armadura de tracción y de compresión).

En general, la instrumentación se ha dispuesto con el propósito de obtener información relativa a los siguientes cuatro aspectos específicos del ensayo: (1) valorar la deformabilidad dentro de la zona crítica; (2) medir la deformada global del elemento; (3) controlar y medir las condiciones de carga del ensayo; y, por último, (4) desarrollar el control propio en la ejecución del ensayo.



Para caracterizar las rótulas plásticas es necesario tener la distribución de curvaturas a lo largo del soporte, durante el ensayo las curvaturas son obtenidas experimentalmente a partir de las deformaciones en la armadura traccionada y comprimida para las secciones que se encuentren dentro de la zona crítica. Para medir las deformaciones en la armadura se utilizan las bandas extensiométricas o galgas dispuestas en secciones con una separación de 5 cm y 10 cm; la primera banda se localiza a 2 cm del borde del elemento rigidizador, se colocaron un total de 14 galgas para cada uno de los soportes o 15 para el caso de los soportes con separación entre armadura transversal  $s_t = 10$  cm; como se muestra en la siguiente figura.

Las bandas extensiométricas se localizan en las armadura longitudinal en la zona de tracción y compresión en ambos lados del soporte, colocando 8 en una cara, 4 en la otra, y 2 ó 3 en los estribos. En la figura 4.12 se muestra la distribución de las galgas en las armaduras del soporte.

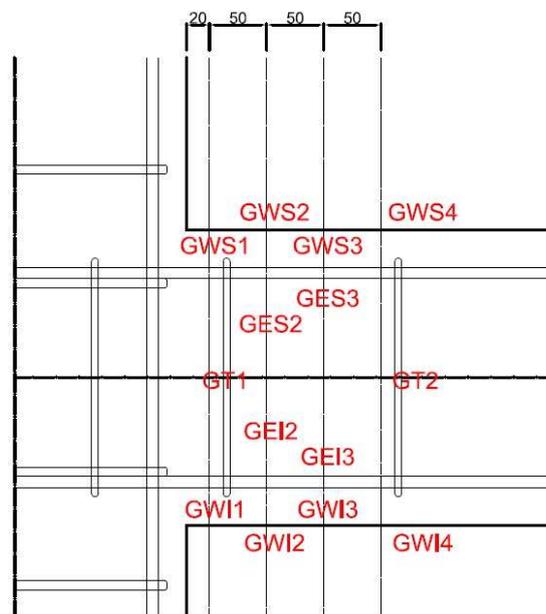


Figura 4.12: Distribución de las galgas colocadas en el soporte.

Por otra parte se colocan captadores de desplazamiento de distintas longitudes (5, 15 y 30 cm) a lo largo del soporte, con el fin de obtener las medidas de los desplazamientos en los puntos determinados en el mismo; y por consiguiente evaluar los efectos de segundo orden (efecto  $P-\Delta$ ).

Los captadores se pueden dividir en 3 grupos según su disposición, los horizontales, que se pusieron 10; Los verticales, que se pusieron 13; Y el de pandeo, que también es horizontal, pero se pone perpendicular a la probeta, este captador es únicamente de control durante el ensayo. En la figura 4.13.

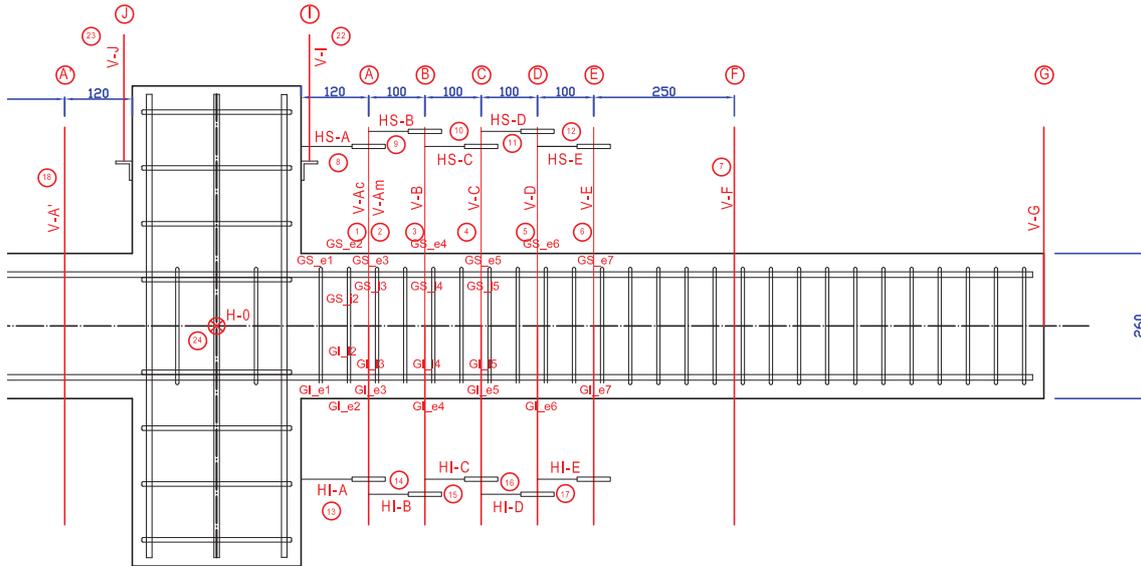


Figura 4.13: Distribución de los captadores colocados en el soporte.

Por último, se realizan fotografías para cada uno de los ensayos, se toman fotografías automáticamente cada 3 segundos para controlar todo el proceso y poder obtener desplazamientos absolutos o relativos entre diferentes puntos específicos del soporte. El proceso digital no ha sido procesado hasta la fecha. En la figura 4.14 se muestra a modo de ejemplo, los elementos que se colocan sobre el soporte en la zona crítica para el posterior procesamiento y análisis de la imágenes.

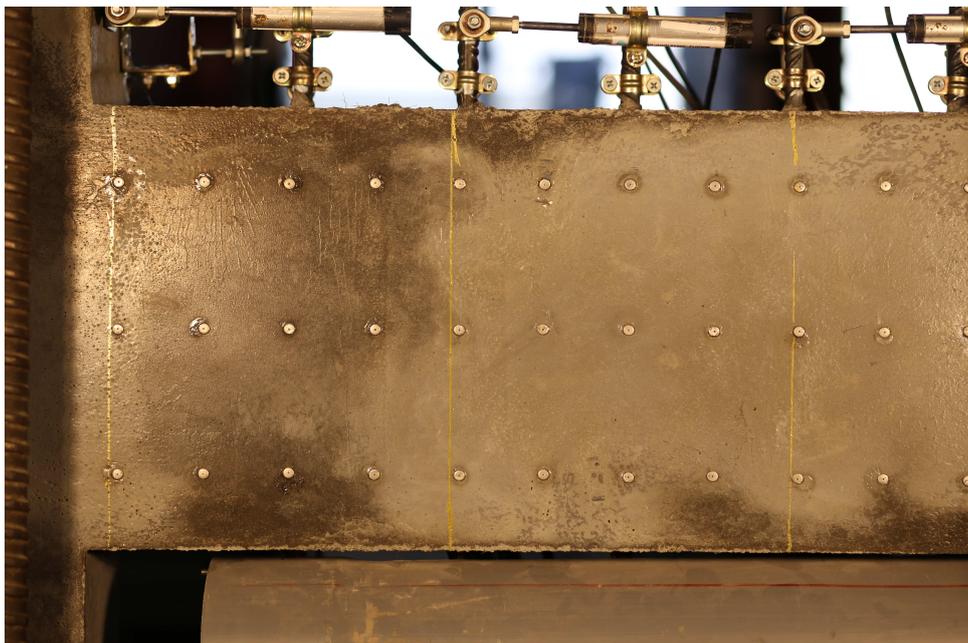


Figura 4.14: Distribución de los captadores colocados en el soporte.



### 4.5.3. Procedimiento de ensayo.

#### Preparación de la armadura.

El proceso de montaje de un soporte empieza por el encargo de la armadura de fábrica. En la figura 4.15 se muestra los planos enviados a la fábrica para la elaboración de la armadura.

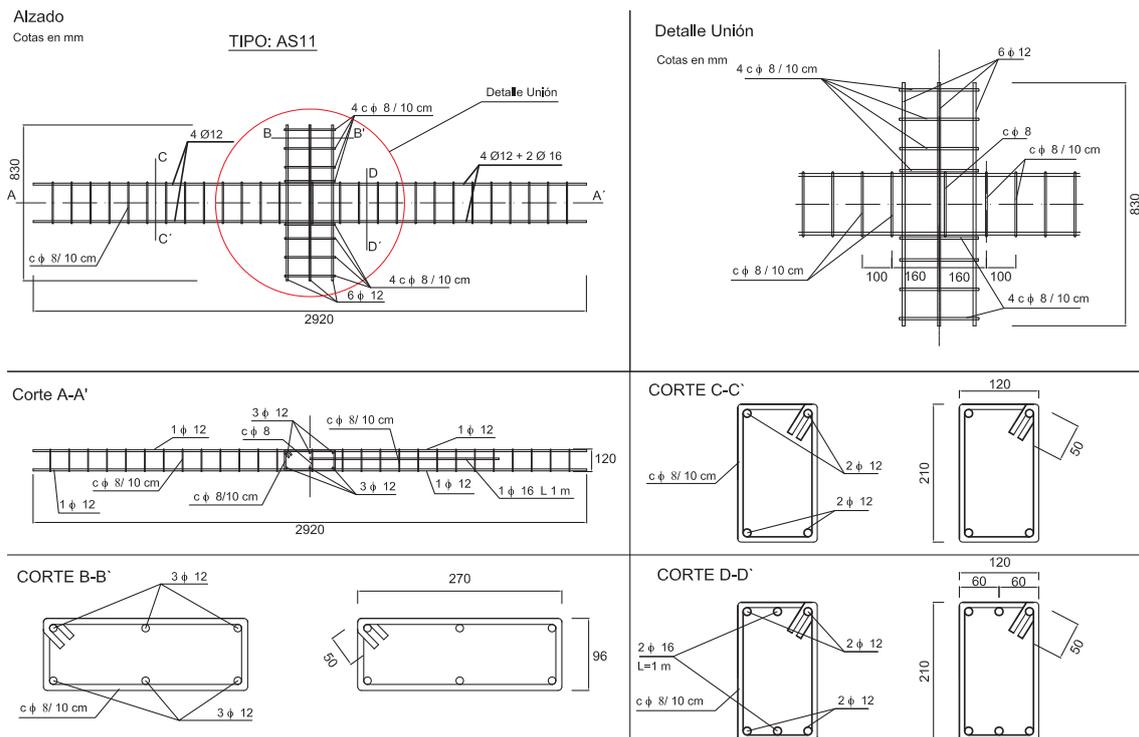


Figura 4.15: Plano de ferralla para el pedido a fábrica.

La armadura longitudinal de la sección de 15 x 26 cm está formada por 4 barras de acero longitudinal de 12 mm de diámetro, y la armadura transversal consta de barras de 8 mm de diámetro, espaciadas 10, 20 y 30 cm, para el soporte que corresponda.

Una vez se tienen las armaduras lo primero que hay que hacer es soldar 2 perfiles UPN en ambos extremos para garantizar la planicidad en los extremos del soporte, de tal manera que la distribución de carga axial sea uniforme en toda la sección. Por otra parte, los perfiles UPN posteriormente servirán de encofrado a la hora de la fabricación del soporte. En la figura 4.16 se muestra los detalles de los UPN.

Se ha previsto que los perfiles lleven 4 tornillos, que sirven para sujetar el soporte a las placas que forman la rótula; y así asegurar la estabilidad del soporte.

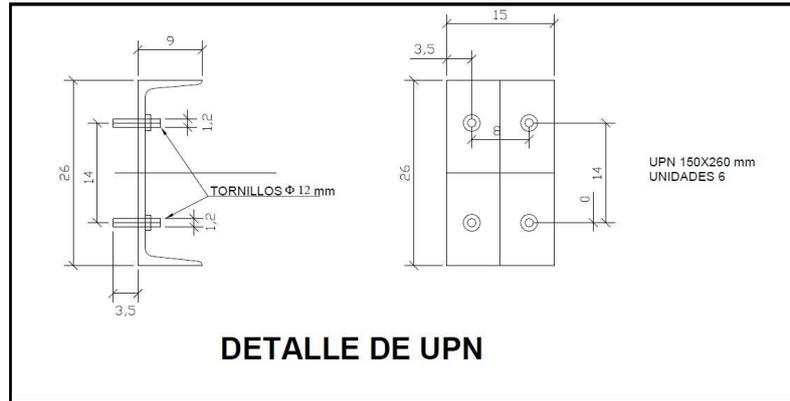


Figura 4.16: Plano de detalle de los UPN.

Posteriormente, sobre las barras longitudinales y los primeros estribos se marcan las distancias de las secciones que serán instrumentadas con la banda extensiométrica o galga encargada de medir la deformación, como se muestra en la figura 4.17. La zona donde se encuentran las secciones donde se colocan las bandas, está dentro de la longitud de un canto útil.



(a) Medidas de las armaduras



(b) Marcaje del emplazamiento de la galga.

Figura 4.17: Marcaje de la posición de las galgas.

Para el pegado de cada una de las bandas extensiométricas o galgas se debe seguir un procedimiento que consiste en los siguientes pasos:



-Quitar las corrugas en la región en la que se va a pegar la banda con una sierra de disco, en una longitud aproximadamente de 15 mm.

-Alisar la zona con una lima para quitar las imperfecciones.

-Limpiar la zona limada con acetona para garantizar que el pegamento suministrado por el fabricante se adhiera correctamente y la galga no se desprege durante el proceso de encofrado y puesta en obra del hormigón

-Manipular las bandas extensiométricas con cuidado utilizando celo para evitar el contacto con la parte que va adherida a la barra.

-Aplicar una pequeña cantidad del pegamento sobre la banda extensiométrica y otra sobre la superficie alisada, colocarla sobre la misma en la dirección de la barra longitudinal, teniendo el cuidado de centrar la banda con las marcas hechas anteriormente, para definir cada sección instrumentada.

-Presionar la banda por unos instantes hasta que la intensidad del pegado sea suficiente como para retirar el celo sin que la banda se desprege.

-Aplicar una masilla protectora suministrada por el fabricante sobre las bandas extensiométricas para protegerlas de las agresiones que puedan sufrir durante el transporte de la ferralla y el hormigonado del soporte.

-Etiquetar cada banda extensiométrica para la posible identificación de cada una tras el hormigonado de la pieza y a la hora de ensayar el soporte.

-Atar los cables de las bandas extensiométricas de cada barra con abrazaderas de plástico para evitar posibles tirones durante el transporte de la ferralla y el hormigonado de la pieza.

Una vez pegadas todas las bandas extensiométricas, se disponen los separadores para asegurar que la armadura esté en la posición correcta y que cumple con la medida del recubrimiento geométrico que va a tener el soporte. Debido a la gran longitud de la pieza, es necesario colocar separadores cada 60 cm con el fin de guardar las medidas correctas.

Y por último para facilitar el desmoldeo e izado del soporte, se colocan dos agarraderas, cada una en la mitad de los lados que conforman el soporte.

### **Preparación del encofrado.**

Después de la preparación de la armadura, se procede a la preparación del encofrado para el hormigonado de la pieza. El encofrado es compuesto por una mesa vibrante y por una serie de piezas metálicas conectadas entre sí mediante tornillos.

Antes de colocar la armadura en el encofrado, se debe aplicar una capa de desencofrante en cada pieza del encofrado para facilitar el desmoldeo de los soportes una vez el hormigón haya endurecido. Una vez aplicada esta capa de desencofrante, se monta el encofrado con las dimensiones adecuadas a la sección transversal, teniendo en cuenta que la pieza va a ser

atravesada por una serie de barras que posteriormente servirán para fijar la instrumentación. Cuando la ferralla ya está puesta en el encofrado, se coloca un gato en los extremos de la pieza, para garantizar de esta manera, la correcta dimensión de la sección del soporte y evitar también la pérdida de hormigón durante el vertido del mismo. Como se explicó anteriormente, el volumen de la pieza es muy grande en comparación con la capacidad de la amasadora utilizada para la fabricación, por este motivo se dispone de 2 compuertas hechas con madera para evitar que el hormigón se escurra y tener la zona de unión entre ambas amasadas controladas.

En la figura 4.18 se muestra el encofrado ya listo para ser hormigonado, con las barras auxiliares para la toma de datos y las compuertas para separar ambas amasadas.

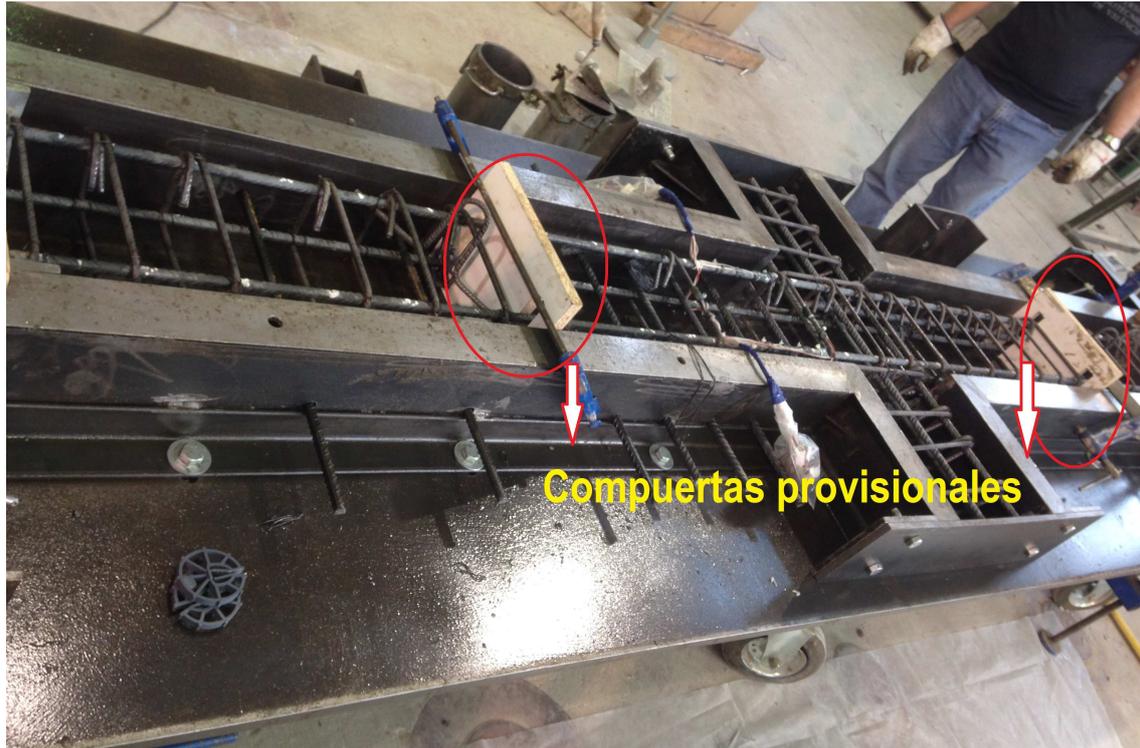


Figura 4.18: Encofrado preparado para ser hormigonado.

### Fabricación del hormigón y puesta en obra.

Durante esta etapa se distinguen distintas fases; siguiendo un orden cronológico este proceso consta de la preparación de los materiales, el amasado de los mismos, el vertido del hormigón fresco en el encofrado, el vibrado y la fabricación de las probetas de control (cilíndricas, cúbicas y prismáticas). A continuación se describen cada una de estas fases.

**Preparación de los materiales:** En esta fase, se pesan los materiales utilizados: los dos tipos de arena, las fibras, el humo de sílice densificado y el cemento separándolos e identificándolos para cada una de las amasadas. Todos estos materiales se almacenan en condiciones ensacadas y secas, por lo que no es necesario hacer una corrección de humedad de los mismo a la hora de pesar el agua. El agua y el aditivo se pesa el mismo día de la amasada, mientras que los materiales secos se pesan desde el día anterior y se guardan de manera que no puedan ser manipulados por terceras personas y no cambie su situación seca.



**Vertido del hormigón:** Una vez terminada la primera amasada, se procede al vertido del hormigón en el encofrado, mientras en paralelo se empieza a hacer la segunda amasada. El hormigón de la primera amasada se utiliza para rellenar la zona central entre ambas compuertas provisionales coincidiendo con la zona de las bandas extensiométricas (figura 4.19) y por otra parte se hormigonan las probetas cúbicas.



Figura 4.19: Vertido del hormigón de la amasada 1.

La segunda amasada se utiliza para rellenar lo que falta del soporte (figura 4.20), y las probetas cilíndricas y prismáticas. Con la finalidad de que la junta entre ambas amasadas sea continua, se utiliza una mesa vibrante que impone el vibrado externo de la pieza, ya que cuando se utiliza un hormigón con fibras se recomienda el vibrado externo, ya que si se vibra con

aguja las fibras buscarán las ondas de vibración y se alinearán con respecto a ellas.



Figura 4.20: Vertido del hormigón de la amasada 2.



Figura 4.21: Probeta cubierta con plástico para asegurar el curado.

Con el soporte hormigonado se debe extremar el curado de mismo en las horas siguientes de su fabricación, ya que el gran contenido de cemento genera un elevado calor de hidratación



que ocasiona la pérdida de agua de la mezcla. Para favorecer el curado se procede a cubrir el hormigón fresco con un plástico como se muestra en la figura 4.21, ya que de esta manera, aporta una atmósfera húmeda con pequeñas gotas de agua sobre las cara interior de dicho plástico.

### Probetas de control.

A continuación en la figura 4.22 se presenta el hormigonado de las probetas de control.



Figura 4.22: Hormigonado de las probetas de control.

### Desmoldeo.

Una vez transcurridas 24 horas desde la fabricación del soporte, el hormigón ya tiene la resistencia suficiente para ser desmoldado. El procedimiento de desmoldeo consiste en la retirada de los elementos de sujeción del encofrado, como son los tornillos y gatos, a continuación se apartan las diferentes piezas que constituyen el encofrado para que con la ayuda del puente grúa se pueda izar el soporte de manera sencilla utilizando las agarraderas metálicas dispuestas en el soporte durante el ferrallado. Una vez desmoldado, se almacena el soporte durante 28 días, hasta su preparación para ser ensayado; por otro lado se limpia el encofrado y se prepara para la fabricación del siguiente soporte.

Las probetas de acompañamiento al igual que el soporte se desmoldan transcurridas 24 horas desde el hormigonado, éstas son almacenadas en una cámara húmeda para que el curado siga siendo efectivo hasta el día 28 en el que se preparan para ser ensayadas. Los moldes se limpian y se les echa desencofrante para evitar posibles problemas de oxidación y se almacenan para ser nuevamente utilizados.

### Preparación del soporte para ser ensayado.

Previamente a la colocación del soporte en el pórtico de ensayo hay que hacer una preparación que consiste en colocar unas placas metálicas que se unen al soporte con los tornillos de los UPN de los extremos para posteriormente colocarlo y sujetarlo al pórtico de ensayo. Por

otra parte se colocan una serie de Demecs que sirven para marcar determinados puntos de la pieza y facilitar la adquisición de datos con el análisis de las fotografías (figura 4.23), que como se comentó anteriormente aún no se ha realizado ese trabajo.

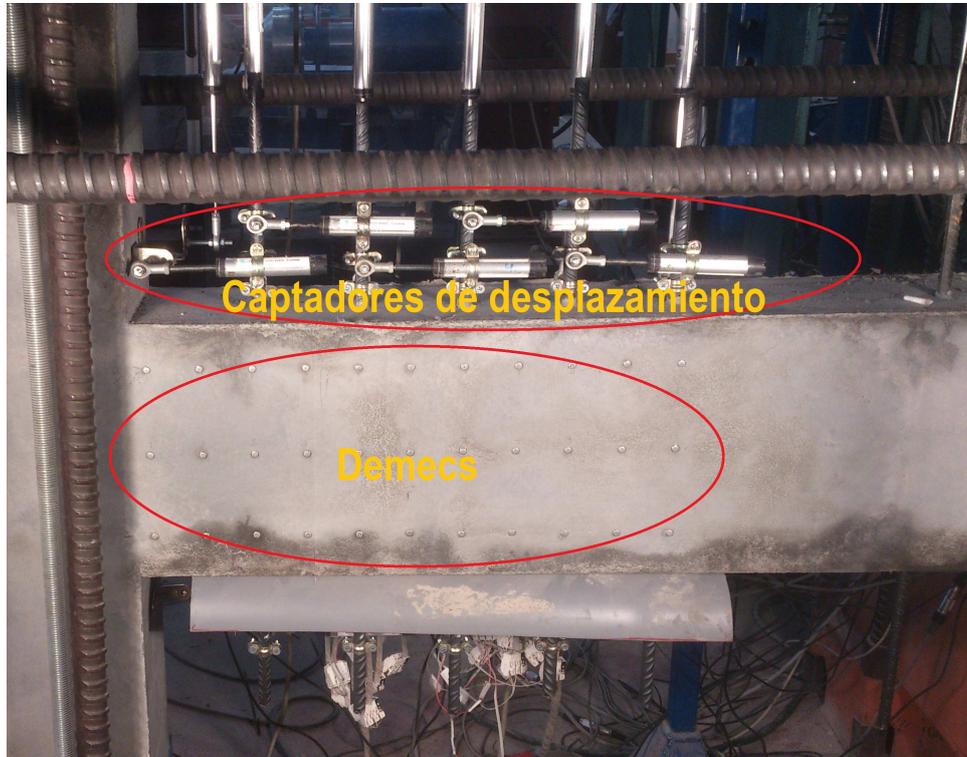


Figura 4.23: Demecs y captadores colocados en el soporte.

Después el soporte se coloca en el pórtico de ensayo; luego se procede a la fijación de los captadores de desplazamiento a la probeta, que cuelgan desde un soporte metálico (figura 4.24); la fijación puede ser bien atornillada o bien pegada con silicona a la probeta. Los captadores de desplazamiento son colocados en diferentes puntos como se ha mencionado anteriormente, en la sección de instrumentación de este capítulo. Una vez en su sitio se procede a la conexión de los mismos a los ordenadores para la adquisición de datos.



Figura 4.24: Soporte metálico para la sujeción de los captadores.



Adicionalmente se ponen las punteras metálicas a las bandas extensiométricas, para posteriormente se conectan a los ordenadores que controlan el ensayo y que adquieren los datos necesarios para el posterior análisis de resultados.

### **Preparación del pórtico de ensayo.**

Antes del comienzo de cada ensayo y una vez se ha colocado el soporte en su sitio, se debe comprobar que el soporte está preparado para el ensayo, comprobando que todas las tuercas estén bien apretadas para que todas las piezas que lo componen estén en su sitio, prestando especial atención al soporte del gato encargado de transmitir el esfuerzo vertical al soporte, ya que este hay que moverlo para la colocación de la pieza en su lugar.

### **Rotura de las probetas de control: compresión y flexotracción.**

Antes de iniciar cada ensayo, y con el soporte ya preparado en el pórtico de ensayo, se procede al ensayo de las probetas de control con el fin de caracterizar la resistencia a compresión (probetas cilíndricas y cúbicas) y a flexotracción (probetas prismáticas) del hormigón empleado en la fabricación del soporte.

**1. Ensayo de las probetas de control cilíndricas y cúbicas a compresión:** Antes de empezar el ensayo de las probetas de control, se debe garantizar que las dos caras de la probeta donde se aplica la carga por la prensa hidráulica estén paralelas entre sí y sin ningún tipo de irregularidad. Teniendo en cuenta que la cara inferior de cada probeta, que está en contacto con el molde durante la fabricación, ya posee tales características, en la cara superior, que queda expuesta tras la fabricación, es necesario uniformizar la superficie para garantizar que esté paralela a la cara inferior. Por este motivo se coloca una fina capa de mezcla comercial de azufre, para refrentar sobre dicha cara, según lo especificado por la normativa UNE-EN 12390-3 [49].

Al tratarse de un hormigón de muy altas prestaciones, se recomienda refrentarlas un día antes del ensayo, para que la mezcla de azufre adquiriera una resistencia suficiente para soportar las tensiones aplicadas por la prensa hidráulica (Barrera Puerto 2012, [45]). Por motivos de seguridad, la probeta es ensayada dentro de una jaula de pantallas de metacrilato alrededor de la prensa para proteger los equipos y las personas que estén en el laboratorio de los trozos de hormigón que puedan desprenderse durante la rotura.

En cuanto a las probetas cúbicas, estas son ensayadas en la misma prensa con las mismas condiciones de seguridad, apoyándola en 2 de sus caras planas para garantizar la paralelidad entre ambas caras y la ausencia de irregularidades. En la tabla 4.9 se presenta el coeficiente resultante de dividir la resistencia media a compresión obtenida en el ensayo de las probetas cúbicas entre la obtenida al ensayar las probetas cilíndricas, observándose cierta variación en dicho coeficiente obteniendo como media de todos los ensayos 1,18.

Relación $f_{cc}/f_c$	Media	CV	Percentil 5 %	Percentil 95 %
ENS-1/30/T-I	1,16			
ENS-2/20/T-I	1,18	1,20	4,84	1,16
ENS-3/10/T-I	1,27			
ENS-4/30/T-II	1,13			
ENS-5/20/T-II	1,19	1,16	2,25	1,14
ENS-6/10/T-II	1,16			
<b>Total</b>	<b>1,18</b>	<b>78,76</b>	<b>1,14</b>	<b>1,25</b>

Tabla 4.9: Relación entre resistencia a compresión probetas cúbicas ( $f_{cc}$ ) y cilíndricas ( $f_c$ )

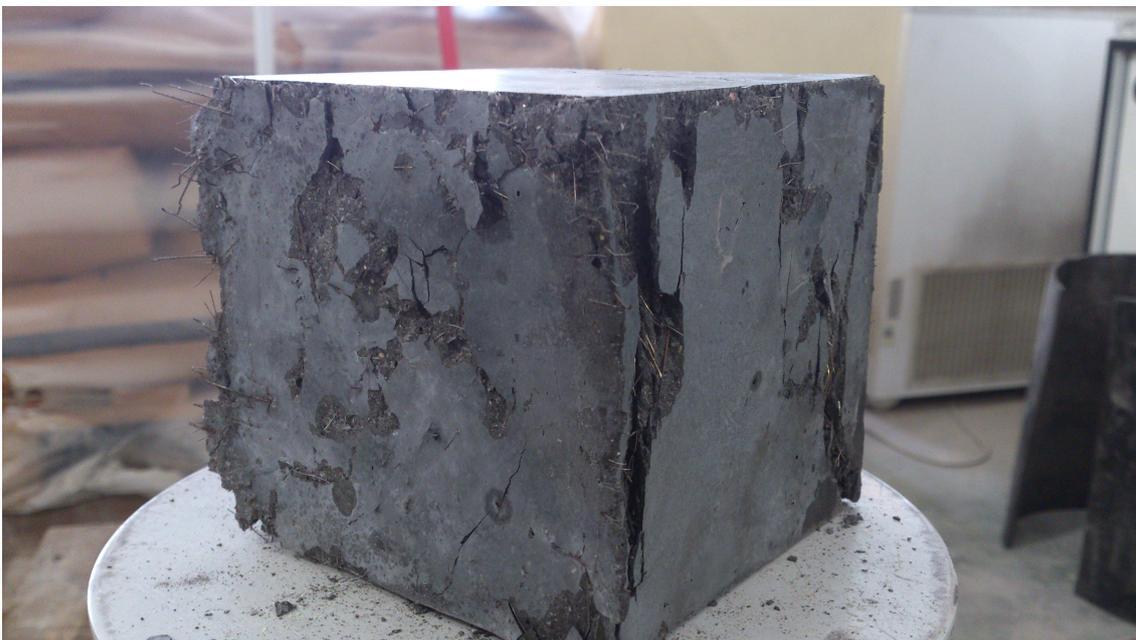


Figura 4.25: Probeta cúbica después de ser ensayada.

Una vez ensayadas las probetas de control cilíndricas, se procede con el ensayo de las probetas de control prismáticas.

**2. Ensayo de las probetas de control prismáticas a flexotracción:** Antes de ser ensayadas, las probetas se tienen que medir y hacer un corte transversal en la mitad de una de las caras, teniendo en cuenta que las caras que estarán en contacto con la fuerza aplicada y la de medida, deben ser sin ningún tipo de irregularidad. Por tanto se debe garantizar que las caras de contacto de medida sean las caras que estaban en contacto con las paredes del molde cuando son fabricadas.

En la probeta se debe hacer un corte o entalla de manera que sea de 1/6 del canto de dicha pieza (2,5 cm).

Para el ensayo sobre la probeta se coloca una placa con rodillo, que tiene como función



aplicar una fuerza central y puntual sobre la pieza, esta placa está conectada por encima con la célula de carga. La pieza está apoyada sobre otra placa, que tiene un rodillo de apoyo en cada extremo, y que está situado a 5 cm del borde exterior de la pieza dejando una luz entre apoyos de 50 cm.

En la entalla que se ha hecho previamente a la colocación de la probeta en el pórtico de ensayo se pone un captador de desplazamiento, el cual medirá la abertura de la fisura, que se formará a medida que se va incrementado la carga vertical. El captador de desplazamiento de 25 mm se coloca justo en la ranura con una pequeña placa metálica, que sirve como tope para poder medir la abertura de fisura. Las probetas de flexotracción son ensayadas, según la norma UNE-EN 14651.

Una vez ensayadas todas las probetas de control y obtenida la resistencia a compresión y a flexotracción del hormigón empleado en la fabricación del soporte, se procede a la configuración del ensayo en el programa de adquisición de datos para el inicio del ensayo.

### **Protocolo de ensayo.**

Transcurridos 28 días desde el hormigonado del soporte, se realiza el ensayo de compresión y flexión cíclica, siguiendo el proceso que se describe a continuación:

**1. Configuración de la instrumentación dentro del software de adquisición de datos:** Como actividad preliminar, se realiza la configuración de cada una de las conexiones eléctricas de la instrumentación (bandas extensiométricas, captadores de desplazamiento y células de carga) en el software de adquisición de datos. El ensayo empieza una vez se ha llevado a cabo la “toma de ceros”, es decir, cuando todos los parámetros registrados en el ensayo marcan cero.

**2. Aplicación de la carga axial:** La aplicación de la carga axial se realiza mediante un equipo hidráulico de presión con capacidad de 250 T. Este empieza a desplazarse, ejerciendo una presión de compresión a velocidad constante, hasta llegar a un nivel de carga axial predefinido que viene determinado en función de la resistencia a compresión media obtenida en las probetas de acompañamiento y la sección. Una vez alcanzado este valor, la carga de compresión se mantiene constante durante todo el ensayo.

**3. Ajuste y aproximación del equipo de carga vertical:** Durante la aplicación de la carga axial, el equipo de presión y la célula de carga vertical no están en contacto con el soporte, con el fin de evitar el libre movimiento del soporte.

Una vez alcanzado el nivel de carga axial, la célula de carga vertical se aproxima manualmente hasta que el cuchillo de carga esté en contacto con la cara superior de la placa que se encuentra sobre el elemento rigidizador.

**4. Aplicación de la carga vertical cíclica hasta el agotamiento del soporte:** Seguidamente, el equipo de presión vertical de 500 KN empieza a aplicar la carga a flexión sobre el soporte, aplicando la carga cíclica progresivamente teniendo como medida de control el “drift” o deriva que se define como el desplazamiento vertical dividido por la distancia desde el punto de aplicación de la carga vertical hasta el apoyo.

Según la normativa para este tipo de ensayos hay que realizar una serie de ciclos de manera que para cada “drift” o deriva se realizan 3 ciclos; Los “drift” o derivas siguen la siguiente secuencia 0,5; 0,75; 1, 0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0%. Además en este caso el “drift” 0,5 se realiza a una velocidad menor a la que lo hacen los demás.

A continuación se presenta la gráfica “drift” - tiempo 4.26 en donde se puede observar el cambio de velocidad entre los ciclos pertenecientes al drift 0,5 % y los restantes, además de la repetición de los 3 ciclos para cada escalón de “drift”.

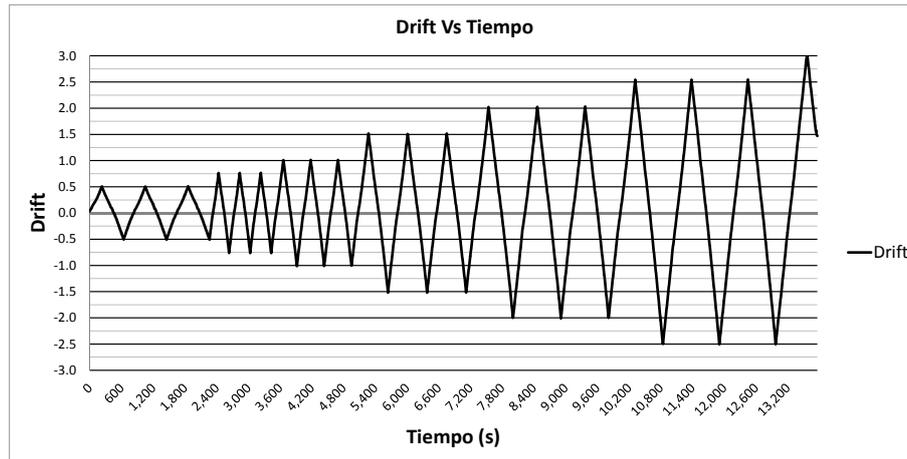


Figura 4.26: Drift Vs Tiempo.

**5. Registro de información:** La adquisición de información se obtiene, en primer lugar, a partir de un software propio realizado en el ICITECH (Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón), el cual registra progresivamente, y durante todo el ensayo, los siguientes valores: cargas aplicadas, deformaciones en la armadura y deformada a lo largo del soporte. Estos valores también pueden observarse en la pantalla del ordenador, lo que permite identificar, en algunos casos, situaciones de interés, como la carga de fisuración, el proceso de plastificación de la armadura y la rotura del hormigón. En segundo lugar, directamente en el soporte, se puede observar el proceso de fisuración y su deformada.

**6. Descarga del soporte y desconexión de la instrumentación:** Una vez finaliza el ensayo, los equipos de presión empiezan a descargar el soporte. Primero se descarga el equipo vertical y luego la carga de compresión. Finalmente, se realiza la desconexión de la instrumentación y se retira el pórtico de ensayo el soporte ensayado.

**Inicio del ensayo.**

Para el ensayo se utilizan dos ordenadores; el primero tiene la función de controlar los parámetros de ensayo, y el otro de obtener las medidas directas de la instrumentación colocada en el soporte.

Los datos de control que se tienen son, para la carga axil un actuador hidráulico de 2500 kN mediante un grupo hidráulico independiente, el control de este grupo se realiza por fuerza; y para la carga vertical un grupo de doble efecto con un actuador hidráulico vertical de 500



kN con inversión de carga, la fuerza vertical se controla por fuerza en el primer ciclo y por desplazamiento hasta finalizar el ensayo.

Los datos directos son los valores de deformación de las bandas extensiométricas o galgas colocadas en las armaduras, los captadores de desplazamiento ubicados en diferentes puntos concretos del soporte, la célula de carga vertical, la célula de carga horizontal y las medidas de los transductores de presión (Druck) situados en los grupos hidráulicos.

El ensayo inicia con la toma de ceros, tanto en el ordenador de control como en el de medida. Luego, se procede a la puesta en marcha del ensayo, donde se coloca la fuerza axial que será constante durante todo el ensayo, la velocidad de carga impuesta es de 2 kN/seg. Una vez colocada la carga axial; se ajusta el actuador hidráulico vertical de forma manual hasta lograr conectar el mismo al soporte de ensayo mediante un elemento denominado “sandwich”.

A continuación se aplica la carga vertical a una velocidad de 0,04 mm/seg, con una precarga ya establecida en el diseño, que depende de la resistencia del hormigón obtenida. Esta precarga, nos da como resultado, un desplazamiento base para los ciclos. La aplicación de los desplazamientos incrementales, son programados en el ordenador de control, que está diseñado para controlar tanto la carga axial constante y los desplazamientos aplicados para cada ciclo con una velocidad de 0,2 mm/seg.

Los soportes son ensayados hasta la rotura, y se detiene cuando se observa este comportamiento en el ordenador de medida, adicionalmente se decidió detener el ensayo por seguridad cuando el desplazamiento lateral superara 15 mm.

El procesamiento de los datos obtenidos del ensayo se lleva a cabo posteriormente con ayuda de hojas de cálculo obtenidas directamente de la salida de datos del programa de adquisición de datos utilizados.

### **Finalización del ensayo.**

Tras la finalización del ensayo, se procede a la toma de medidas del soporte. Tomando en cuenta la zona de daño y las observaciones pertinentes del ensayo, se dibuja el patrón de fisuración marcando con rotulador las fisuras encontradas sobre un papel transparente, para poder ver las fisuras es necesario la aplicación previa al ensayo de un barniz hidrófugo en la zona previsible de daño, para que una vez finalice el ensayo se pulverice agua sobre el soporte y se revelen las fisuras; además se realiza un reporte fotográfico del soporte ensayado.

Una vez hecho esto, se procede a la retirada del soporte del pórtico de ensayo. En esa fase se debe extremar la atención por la seguridad de las personas implicadas en la operación, teniendo el cuidado que el soporte no caiga al suelo durante su retirada.

Una vez que el soporte es retirado y puesto en forma horizontal sobre apoyos, se recuperan las placas de los extremos utilizadas como conexiones entre la rótula del pórtico de ensayo y los extremos del soporte.

## 4.6. Conclusiones.

Se ha constatado que la dosificación desarrollado en el equipo de investigación ha dado lugar a un hormigón cuya dispersión tanto en compresión como en flexo-tracción es aceptable y propia para este tipo de resistencias, pudiéndose comparar todos los ensayos experimentales entre sí.

El procedimiento utilizado para la fabricación y puesta en obra obtuvo resultados favorables, ya que en un principio se tenía la preocupación de que la junta de hormigonado entre ambas amasadas no estuviera bien ejecutada, pero con la ayuda de los técnicos de laboratorio implicados en este proceso y la aplicación de la vibración con la mesa vibrante se obtuvieron buenos resultados reflejándose así en los ensayos al no tener ningún problema en dichas juntas.

En la literatura consultada no hay una idea común para la relación entre la resistencia a compresión media obtenida con las probetas cilíndricas de diámetro 15 cm y de largo 30 cm, y las probetas cúbicas de lado 10 cm, en este caso se obtuvo una relación media de 1,20 para los ensayos de hormigón tipo I (fibra mixta), y 1,16 para los ensayos de hormigón tipo II (fibra larga), obteniendo como media de todos los ensayo 1,18.

A la hora de dibujar el patrón de fisuración es necesario la utilización de un barniz hidrófugo, ya que en el hormigón de muy altas prestaciones las fisuras como normal general tienen una abertura muy pequeña inapreciable a simple vista, por este motivo se aplica el barniz antes del inicio del ensayo, para que una vez terminado se le aplique agua en la superficie y muestre las fisuras producidas durante el ensayo y se pueda dibujar el patrón de fisuración.

---

## CAPÍTULO 5

---

# ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES.

En este capítulo se procederá a analizar los resultados del programa experimental, desarrollado con el objeto de estudiar el comportamiento de soportes fabricados con hormigones de diferente dosificación, en cuanto a fibras, sometidos a una fuerza axial y una carga lateral cíclica.

Se han ensayado soportes fabricados con hormigón de muy altas prestaciones variando por una parte el tipo de fibras, sin variar la cantidad, y por otra variando la separación entre estribos de la armadura transversal, 30, 20 y 10 cm.

Por otra parte, en este capítulo se presenta un resumen de los efectos locales observados durante el proceso de deformación y de estado de daño final en cada uno de los ensayos, como son el patrón de fisuración, el efecto stub y el salto de recubrimiento y pandeo de la armadura.

Durante la lectura de este documento hay que tener en cuenta que:

En el ensayo 1 uno de los captadores horizontales puestos en la zona crítica se despegó, por tanto para corregir los errores se utilizaron las galgas y el otro captador mientras fue posible y después se corrigió las lecturas del captador erróneo de manera que los resultados obtenidos siempre quedan del lado de la seguridad.

En el caso del ensayo 2 el problema fue doble, ya que al igual que en el ensayo 1 se despegó un captador horizontal, solucionándose igual que en dicho ensayo. El otro problema fue la lectura errónea del captador situado en el stub, para solucionar este problema se aproximó la deformación del soporte a una curva parabólica para obtener los desplazamientos en dicha zona. Nuevamente esta solución está del lado de la seguridad.

## 5.1. Observaciones experimentales.

En esta sección se presentan los resultados que se obtienen observando las probetas durante y al finalizar cada ensayo.

Primero se presenta el patrón de fisuración que nos da una idea de la forma de rotura de la probeta analizando los tipos de fisuras desarrolladas. Después se habla del efecto stub, para posteriormente identificar el salto de recubrimiento y el pandeo de la armadura. Por último, se definen los modos de rotura de las probetas de los distintos ensayos.

### 5.1.1. Patrón de fisuración.

A continuación se presentan los patrones de fisuración para cada una de las probetas.

Para obtener el patrón de fisuración es necesario poner una capa de barniz hidrófugo sobre la probeta para que una vez terminado el ensayo se empape de agua la zona barnizada y revele las fisuras. Posteriormente se fija el papel transparente a la probeta y se pintan las fisuras, para finalizar se escanea cada patrón de fisuración.

En la figura 5.1 se muestran los patrones de fisuración de cada una de las probetas.

La probeta número 1 carece de patrón de fisuración debido al desconocimiento que se tenía de la microfisuración y la necesidad de la aplicación de la capa de barniz para el revelado de la misma. La técnica para la revelación de fisuras se empezó a aplicar a partir de la probeta 2, siendo esta la probeta donde se calibró el proceso para aplicarlo posteriormente.

Como se puede observar en la figura 5.1 las fisuras son las típicas debidas a la flexión, con una fisuración mayor cerca de la unión con elemento rigidizante, presentándose las fisuras visibles a simple vista y definiendo por tanto la zona crítica de rotura.

La fisura de mayor abertura coincide como norma general con la sección donde se coloca el primer estribo.

### 5.1.2. Efecto stub.

El efecto stub es el efecto que consiste en el retroceso de la zona crítica del pilar respecto a la unión con un elemento de mayor rigidez, aunque sea propiamente en la unión donde se tienen los mayores esfuerzos. Este efecto está relacionado con la mayor rigidez de la unión respecto al pilar y se manifiesta produciéndose el mayor daño en una sección del pilar a una cierta distancia de la unión con el elemento de mayor rigidez, manteniéndose sin apenas deformación y daño justo en la unión.

Este efecto se presenta en hormigones de resistencia convencional como se indica en [Barrera Puerto 2012, \[45\]](#) retrasando la zona crítica respecto a la sección de unión en 5 cm.

En el caso del hormigón de muy altas prestaciones y en concreto en los ensayos llevados a cabo este efecto es despreciable debido a que la función de confinamiento, aumentando la

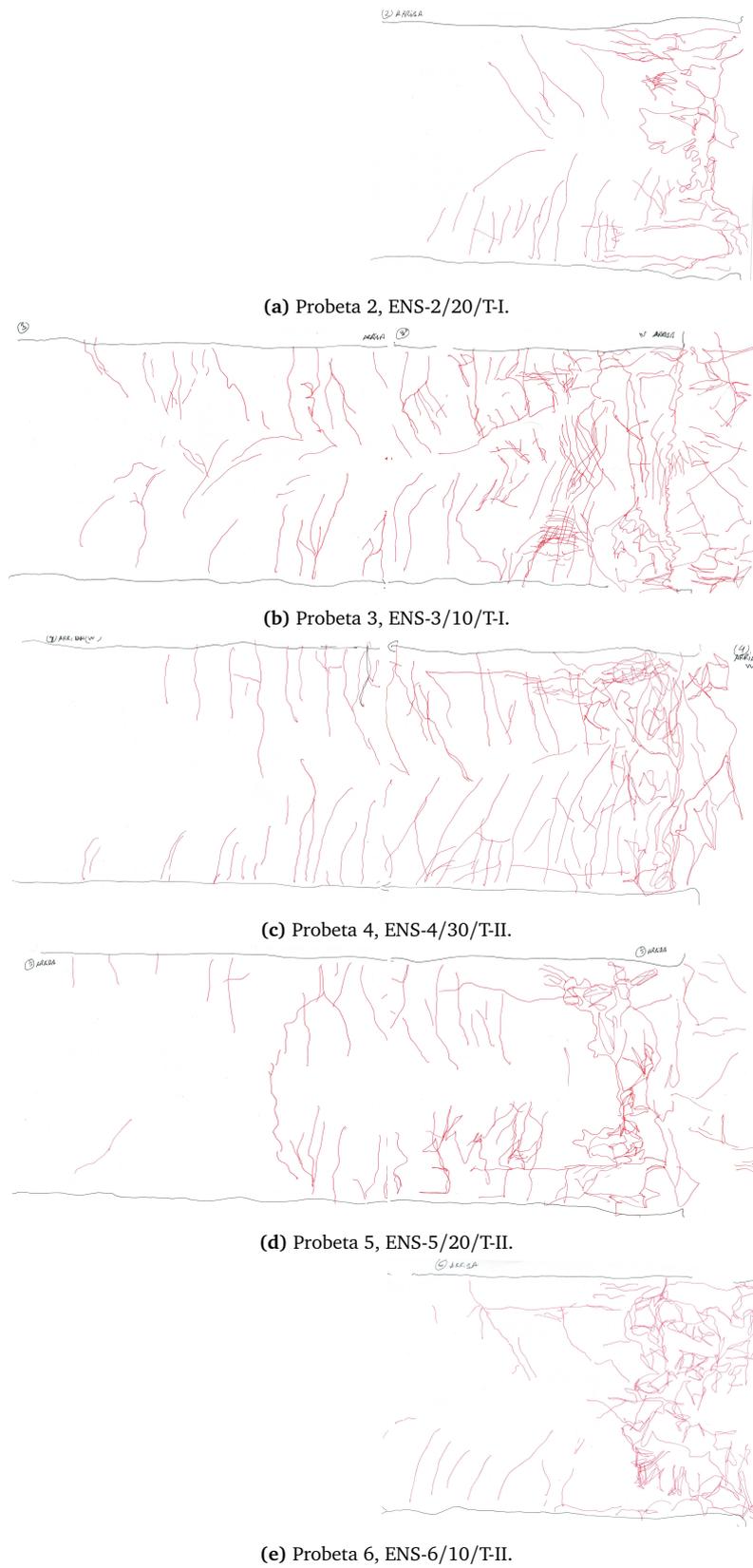


Figura 5.1: Patrón de fisuración en las probetas.

resistencia, que realiza el elemento de mayor rigidez sobre el pilar es despreciable en comparación con el confinamiento y rigidez que aporta el propio material.

Las figuras 5.2 5.3 muestran ejemplos donde se ve claramente que la sección crítica es la contigua a la unión.



Figura 5.2: Ejemplo 1 efecto stub. ENS-3/10/T-I



Figura 5.3: Ejemplo 2 efecto stub. ENS-5/20/T-II

### 5.1.3. Pandeo de la armadura y salto de recubrimiento.

El efecto del pandeo de la armadura se produce debido a que el hormigón del núcleo realiza una presión lateral sobre las barras, además este fenómeno ocurre generalmente después de que la armadura alcanza el límite elástico, de modo que las barras continúan deformándose en el rango plástico disminuyéndose su módulo secante. Por otra parte, la resistencia de la



capa de hormigón de recubrimiento disminuye debido al incremento de daño en el hormigón comprimido. Por este motivo, la presión lateral del núcleo consigue que las barras se deformen hasta que se produce la inestabilidad de las mismas, pues el hormigón situado en la zona de recubrimiento se debilita incluso llegando a producir la pérdida de esta capa o lo que es lo mismo el salto de recubrimiento.

En ninguno de los ensayos realizados se aprecia un salto de recubrimiento como tal, ya que aunque se producen grandes daños y deformaciones y algún salto de fragmentos de pequeña magnitud, como norma general el recubrimiento se mantiene, gracias al cosido de las fibras entre caras de fractura del hormigón. Este hecho confirma uno de los efectos favorables que tiene la adición de fibras a la dosificación de los hormigones.

Para la determinación de si se ha producido pandeo de la armadura se ha de picar la zona de rotura una vez está desmontada la probeta para que con una comprobación visual se pueda determinar si hubo o no inestabilidad; este proceso aún no se ha llevado a cabo, pero de manera aproximada se puede determinar la presencia del pandeo de las armaduras con el “abombamiento” del recubrimiento, especialmente en los laterales de la pieza debido a que es en este lugar donde se tiene menor recubrimiento.

Después de una inspección visual de los elementos se concluye que a simple vista no hay problemas de pandeo para ninguna de las probetas ya que no se aprecia el “abombamiento” en los laterales de los soportes.

En la figura 5.4 se presenta un ejemplo que muestra lo anteriormente descrito, la ausencia de salto de recubrimiento y la aparente estabilidad frente al pandeo.

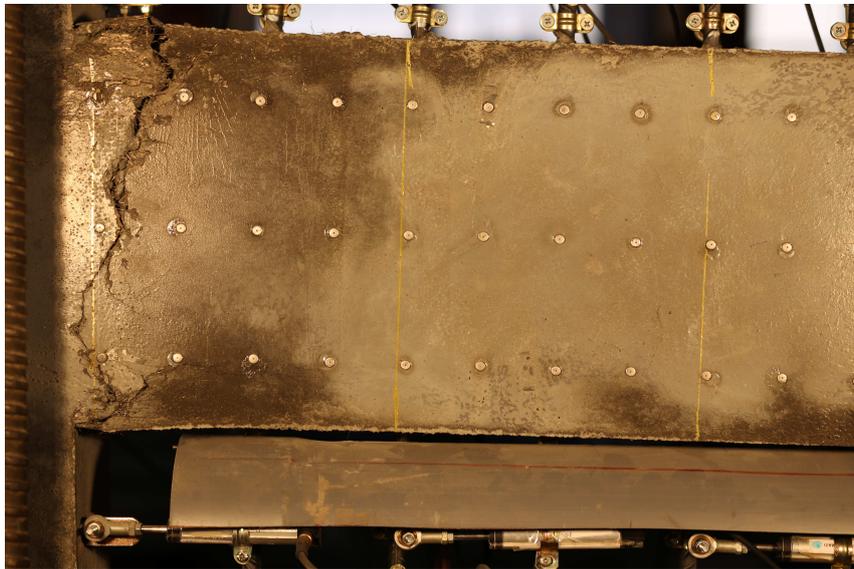


Figura 5.4: Ejemplo pandeo y salto de recubrimiento.

## 5.2. Deformada del soporte.

A continuación se presenta la deformada longitudinal de cada uno de los soportes ensayados, además se presenta la deformada para distintos niveles “drift” nominales para una mejor interpretación de los datos.

Para la obtención de los datos que sirven para la representación de las gráficas, se corrigen con el peso propio de la probeta y por sendos captadores situados en los extremos para tener en cuenta los movimientos del pórtico.

A la vista de la gráfica correspondiente a la deformada del ensayo 2, se puede apreciar que la aproximación hecha mediante la curva parabólica es muy válida hasta que empieza la fisuración y deformaciones mayores, por eso se aprecian los picos en la deformada.

Comparando las tres primeras gráficas correspondientes al tipo de hormigón T-I, se comprueba que prácticamente no hay variación entre ellas, se obtienen las mismas deformadas para los mismos niveles de “drift” nominal.

Al igual que ocurre en las tres primeras gráficas se puede observar en estas tres últimas que la deformada es prácticamente una constante para cada nivel de “drift” nominal, pero comparando ambos tipos de hormigones se puede apreciar que para el hormigón tipo T-II se obtienen menores deformaciones.

Por tanto se puede concluir que la deformada no depende de la separación entre estribos de la armadura transversal  $s_t$ , pero si del tipo de fibras adicionadas a la matriz de hormigón, obteniendo menos deformaciones para hormigones con fibra larga, que con fibra mixta.

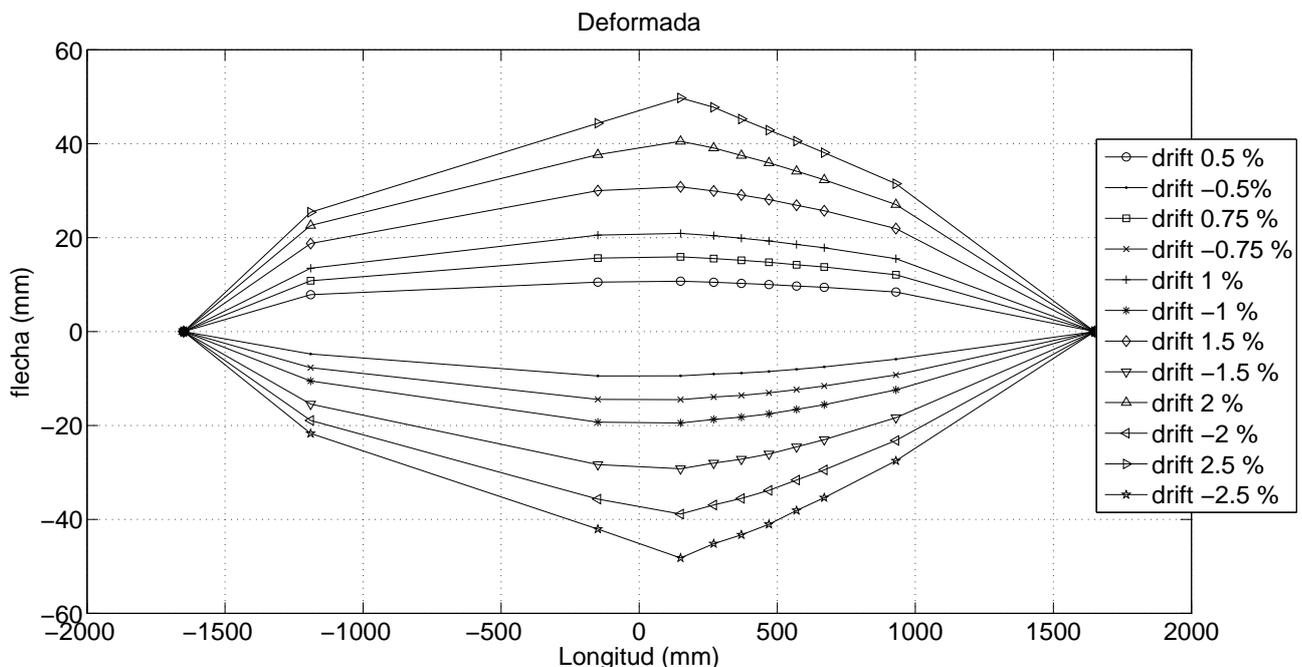


Figura 5.5: Deformada del soporte en el ensayo 1, ENS-1/30/T-I.

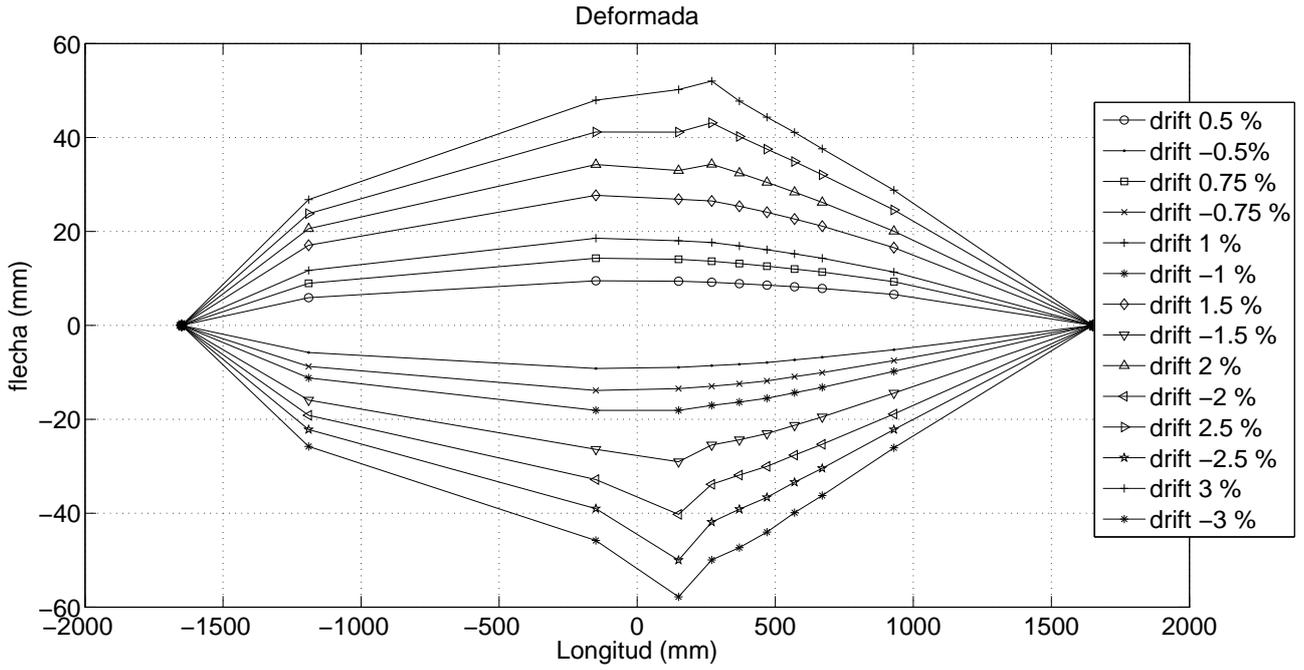


Figura 5.6: Deformada del soporte en el ensayo 2, ENS-2/20/T-I.

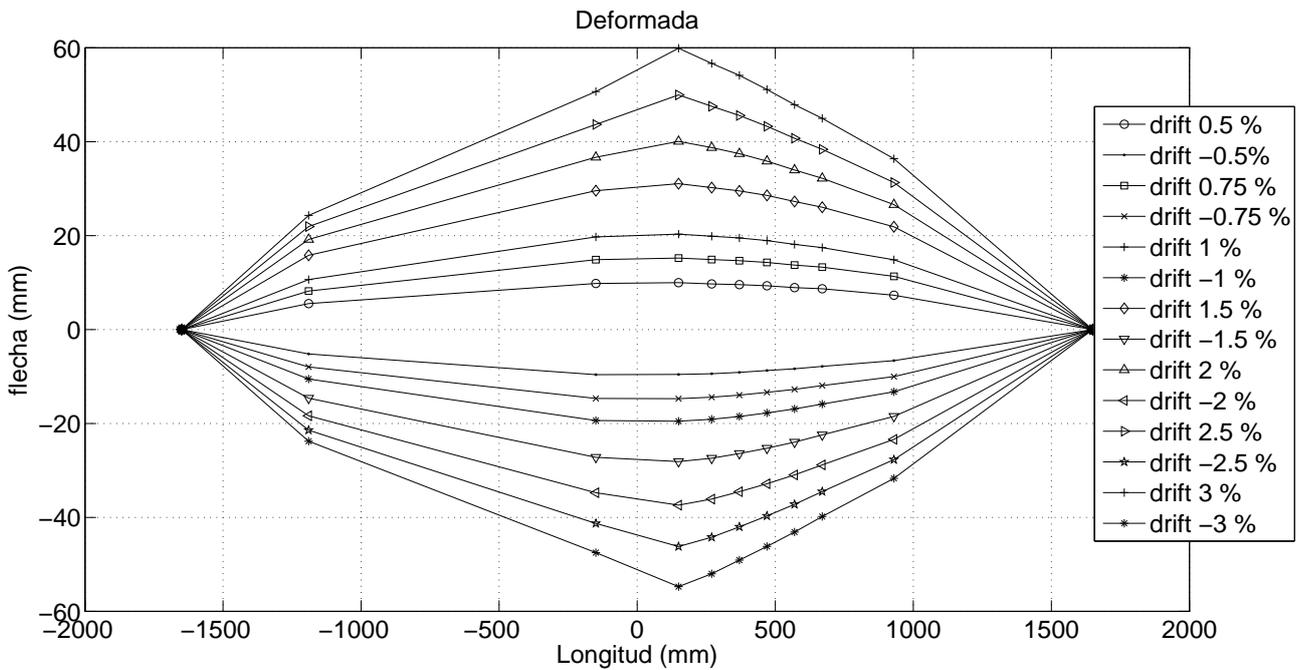


Figura 5.7: Deformada del soporte en el ensayo 3, ENS-3/10/T-I.

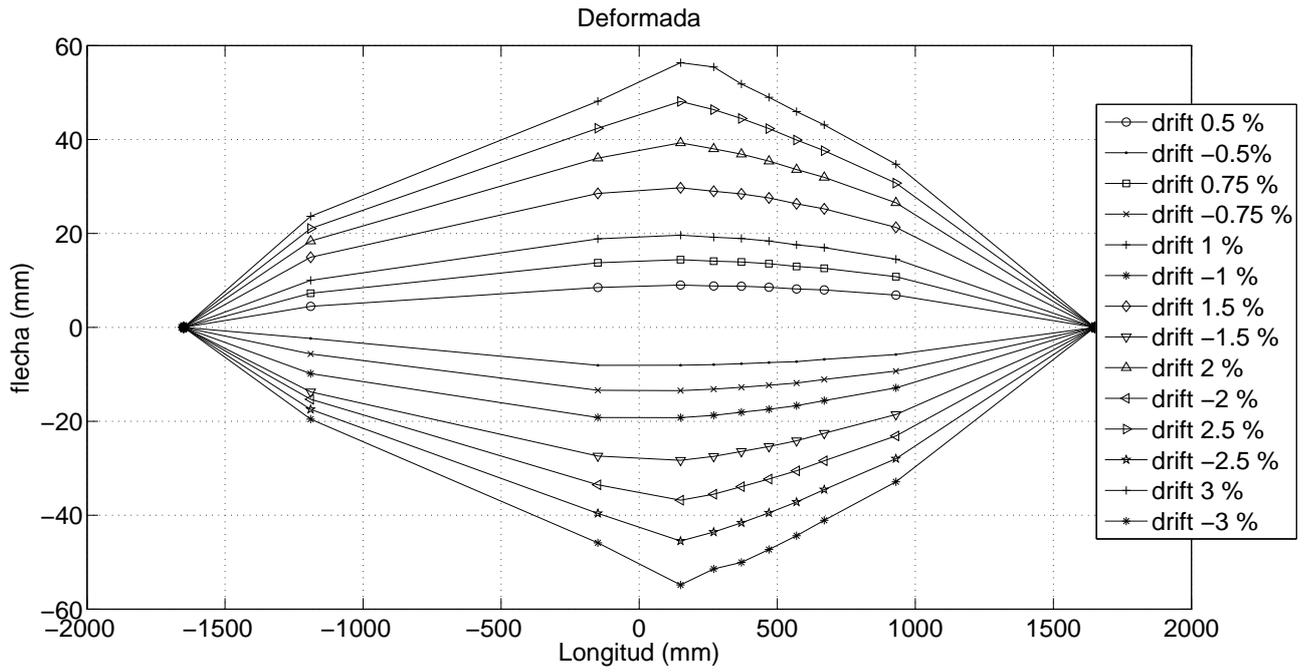


Figura 5.8: Deformada del soporte en el ensayo 4, ENS-4/30/T-II.

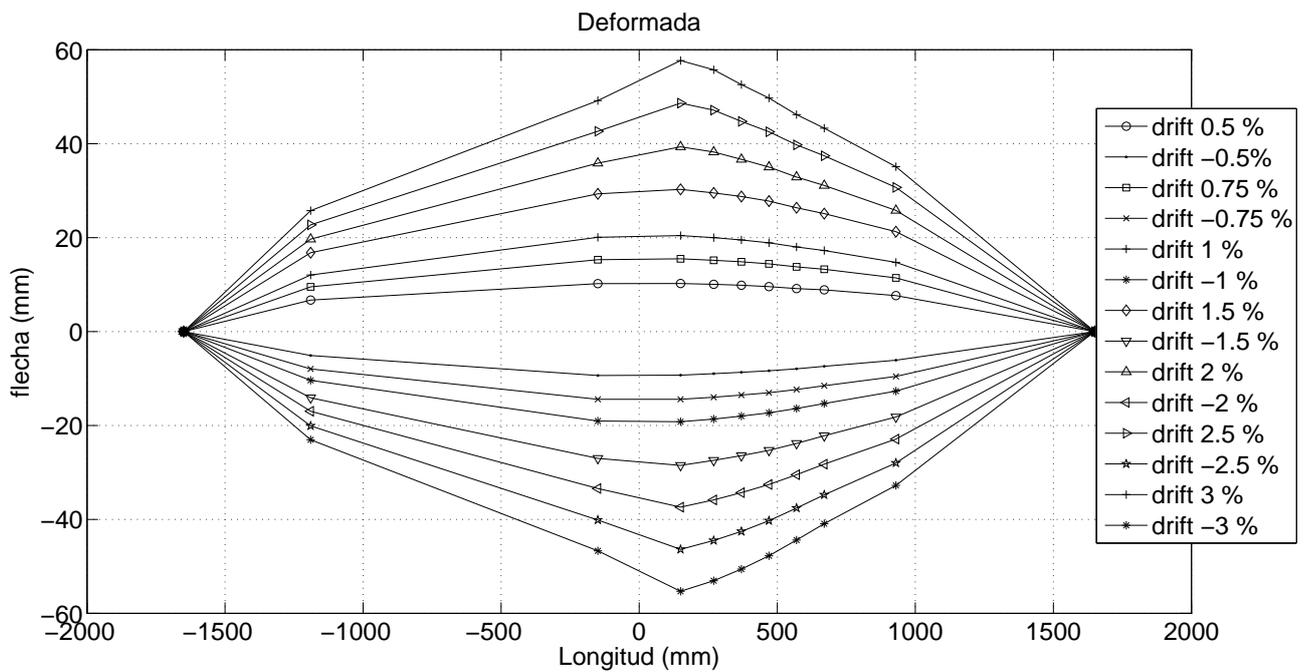


Figura 5.9: Deformada del soporte en el ensayo 5, ENS-5/20/T-II.

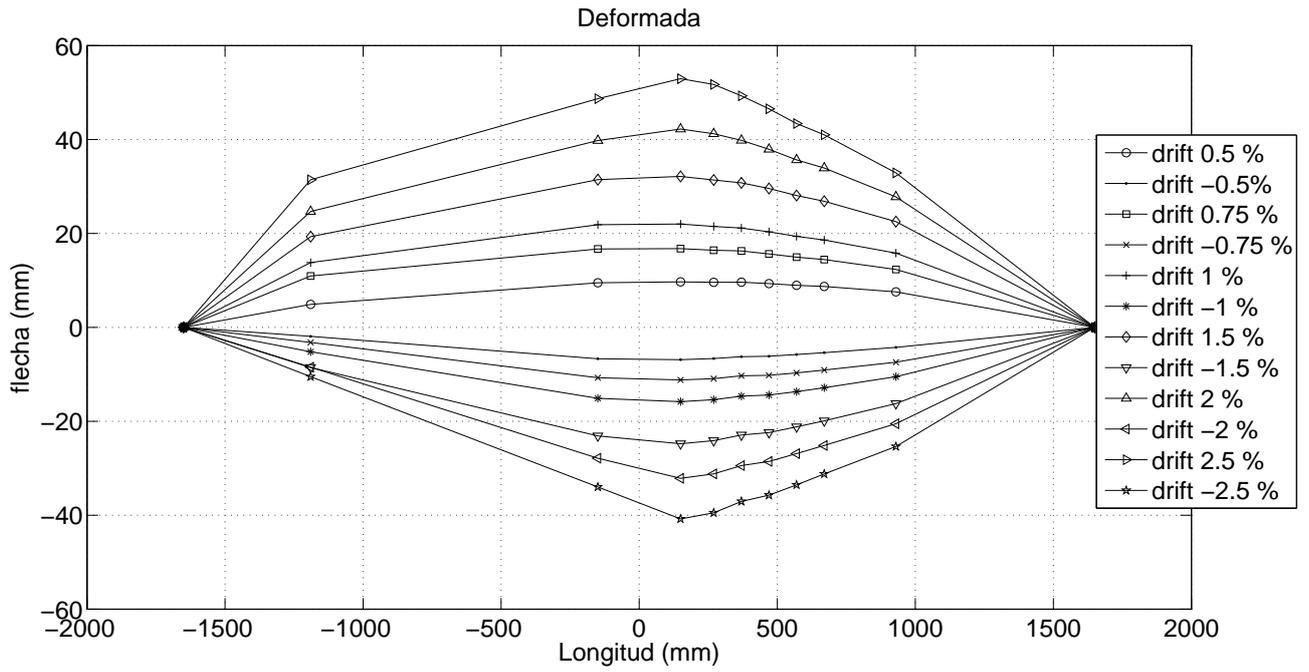


Figura 5.10: Deformada del soporte en el ensayo 6, ENS-6/10/T-II.

### 5.3. Modo de rotura.

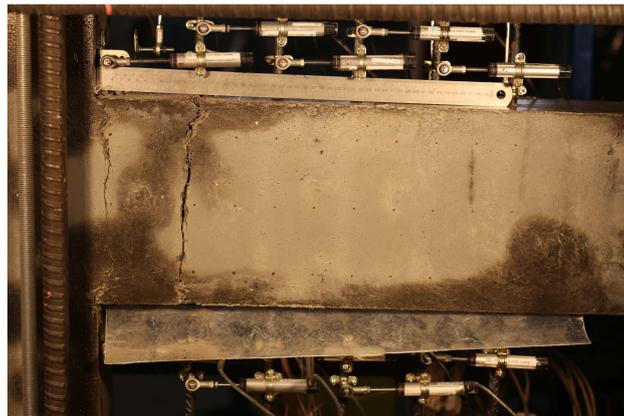
En este apartado se presenta unas fotos que reflejan la forma de rotura de todas las probetas, ya que la rotura de todos los ensayos se produjo a flexión se seleccionaron algunas fotografías de todas las que se hicieron durante los ensayos para esbozar de manera somera las formas de rotura en la zona crítica.

Para definir el criterio de rotura es necesario saber que si el momento máximo se produce a la vez que el cortante máximo, la rotura es por agotamiento, si por el contrario el momento máximo se produce con un descenso del cortante máximo, la rotura se dice que es por inestabilidad.

Se puede afirmar que la rotura es por agotamiento frente a sollicitaciones normales ya que los momentos máximos se obtienen a la vez que los cortantes máximos.

Por otra parte a pesar de que la separación entre estribos de armadura transversal  $s_t$  es grande, ninguna probeta rompió por cortante.

La figura 5.11 muestra la zona crítica de la pieza mostrando las 2 fisuras principales que se producen, además de apreciarse la separación entre ellas y la abertura de fisura.



(a) Rotura 1



(b) Rotura 2

Figura 5.11: Rotura de la probeta vista desde ambas caras.



#### 5.4. Diagramas cortante - “drift”.

En este apartado se muestran las gráficas y resultados obtenidos comparando el cortante y el “drift” (Entendiendo como “drift” el desplazamiento en extremo del soporte respecto al stub dividido por la longitud entre el stub y el extremo y puesto en porcentaje). En la figura 5.12 se puede ver de forma gráfica como obtener el “drift” nominal.

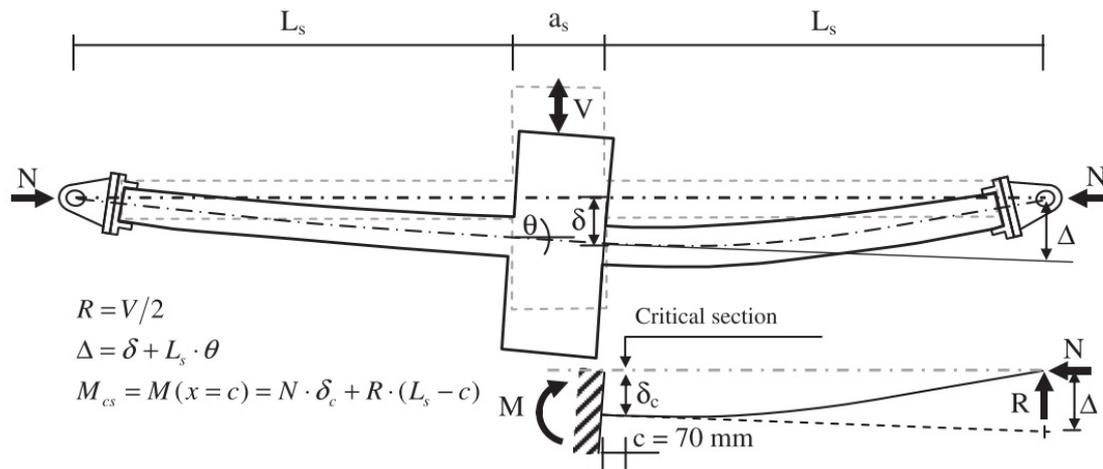


Figura 5.12: Obtención del “drift” nominal. Fuente: Caballero-Morrison et al. 2013, [9]

Por este motivo a la hora de diseñar el ensayo no se puede definir los “drift” de manera que sean iguales que los obtenidos, ya que en principio no se conoce la zona de rotura exactamente, y además no se tienen en cuenta el peso propio ni otros detalles como el posible movimiento del pórtico. Por tanto durante el análisis se produce el nuevo cálculo de los verdaderos “drift” obtenidos.

Para la mejor interpretación de los resultados y poder comparar entre resultados se calcula la envolvente del diagrama, el desplazamiento elástico efectivo, el desplazamiento último, la ductilidad en desplazamientos y la energía de disipación tanto total como normalizada. En la figura 5.13 se puede ver todos los parámetros a los que se hacen referencia.

En todos los ensayos se adimensionalizó el cortante obtenido de manera que posteriormente se pueda hacer una comparación entre ensayos de una manera más fácil.

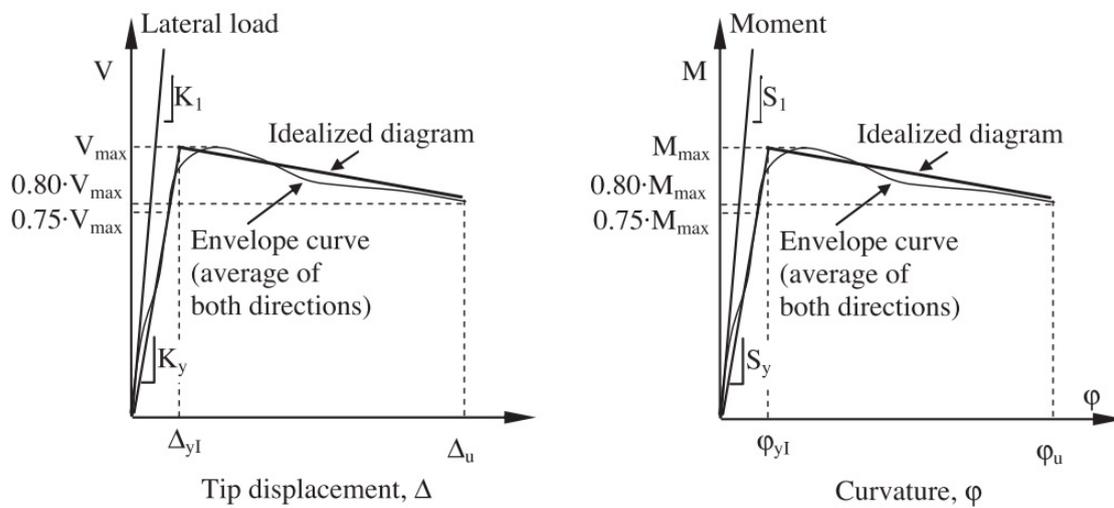
El factor de adimensionalización está definido por la siguiente ecuación:

$$F = (b * (h - r_{mec}) * f_{cmed} * \frac{1000}{9,81}) \quad (5.1)$$

Este factor de corrección se tomó teniendo en cuenta futuros ensayos con distintas secciones y distintos recubrimientos mecánicos ( $r_{mec}$ ). A continuación en la tabla 5.1 se presenta los factores para cada probeta.

**Factor de dimensionalización F en toneladas**

	$f_c$	F (T)
ENS-1/30/T-I	132,66	450,31
ENS-2/20/T-I	130,41	440,69
ENS-3/10/T-I	119,35	401,48
ENS-4/30/T-II	125,19	423,06
ENS-5/20/T-II	122,25	409,38
ENS-6/10/T-II	121,63	412,87

**Tabla 5.1:** Factor de dimensionalización (F).

**Figura 5.13:** Parámetros para el análisis de resultados. Fuente: Caballero-Morrison et al. 2013, [9]

En los siguientes subapartados se presentan las gráficas y se hace un análisis de las mismas, la metodología utilizada para el cálculo de los parámetros para el análisis de resultados así como algunos resultados parciales.



### 5.4.1. Gráficas Cortante - "drift".

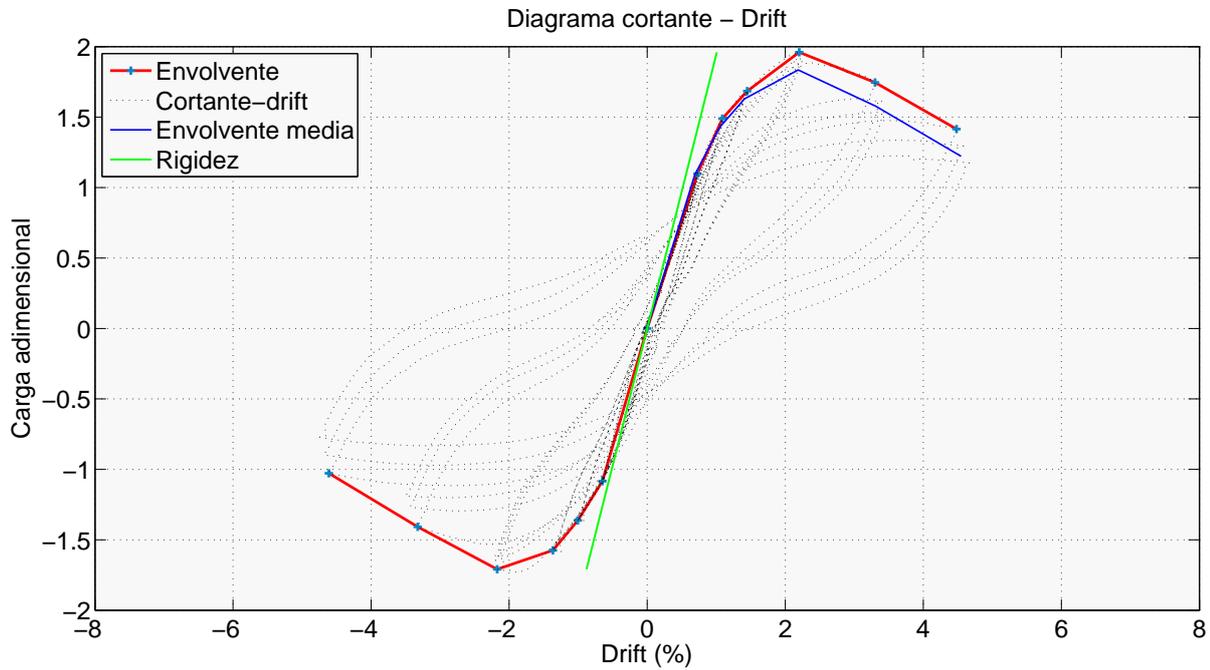


Figura 5.14: Diagrama cortante adimensional - "drift" ensayo 1, ENS-1/30/T.I.

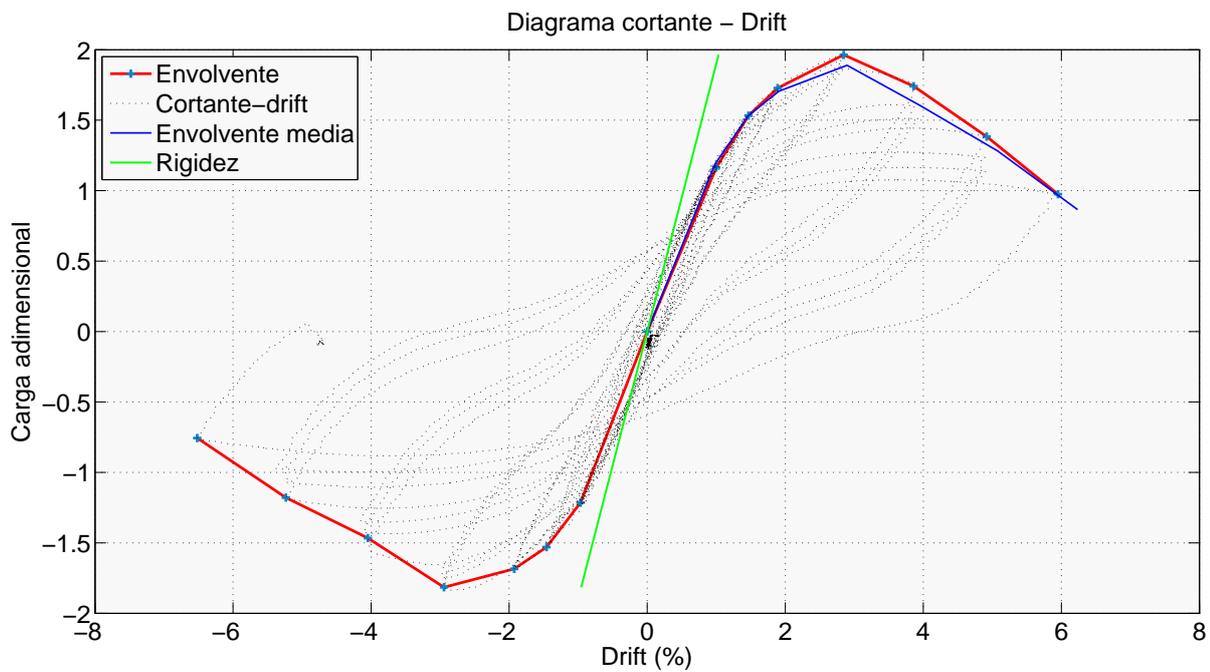


Figura 5.15: Diagrama cortante adimensional - "drift" ensayo 2, ENS-2/20/T.I.

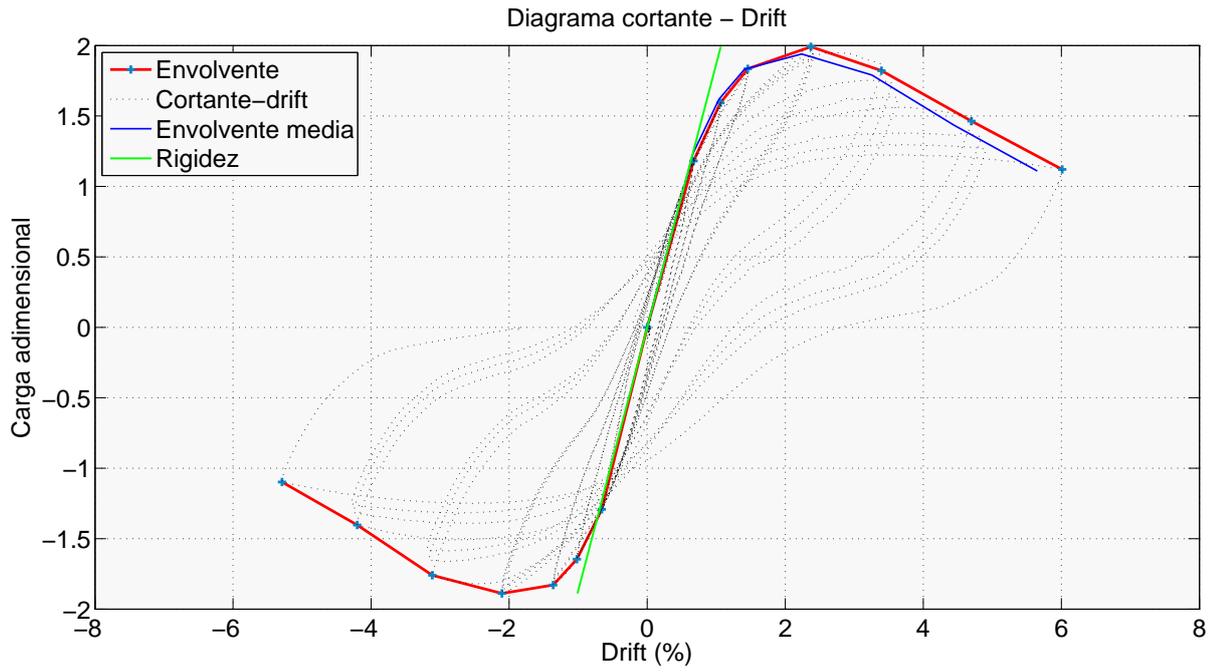


Figura 5.16: Diagrama cortante adimensional - "drift" ensayo 3, ENS-3/10/T-I.

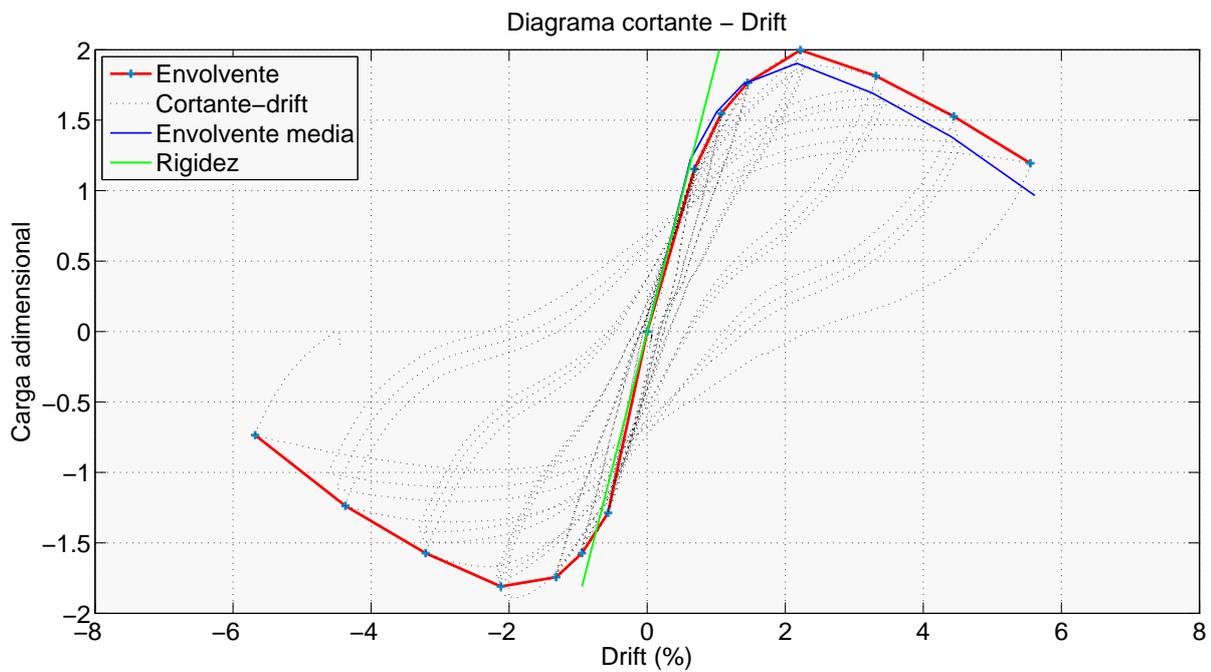


Figura 5.17: Diagrama cortante adimensional - "drift" ensayo 4, ENS-4/30/T-II.

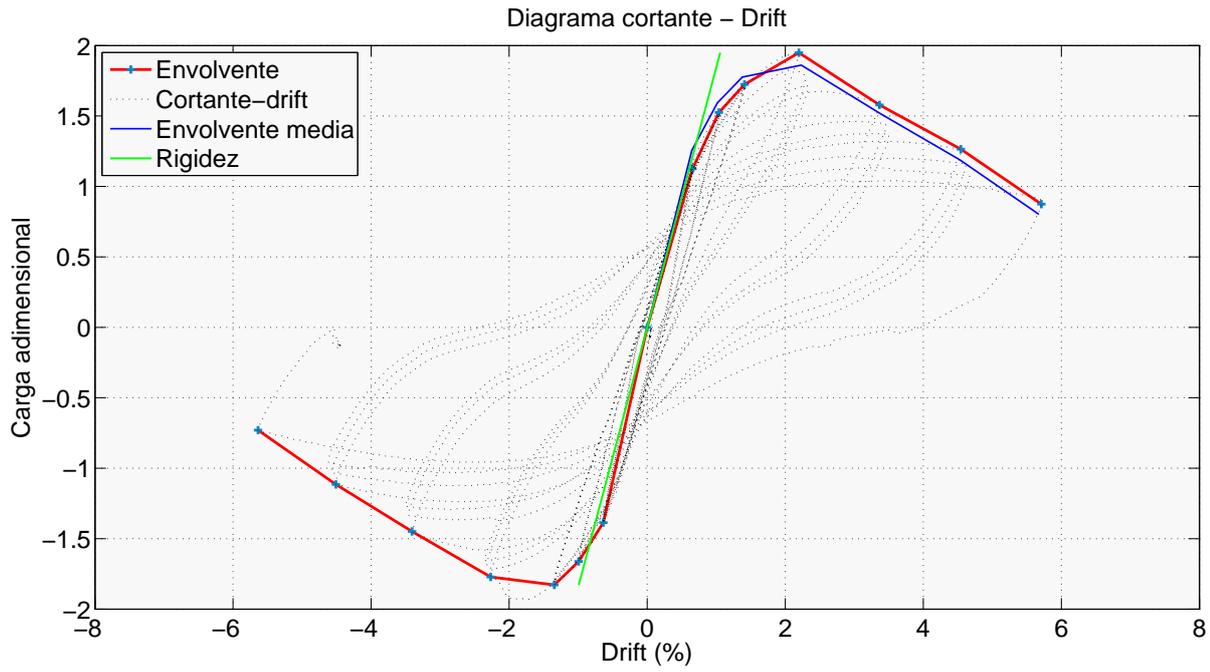


Figura 5.18: Diagrama cortante adimensional - “drift” ensayo 5, ENS-5/20/T-II.

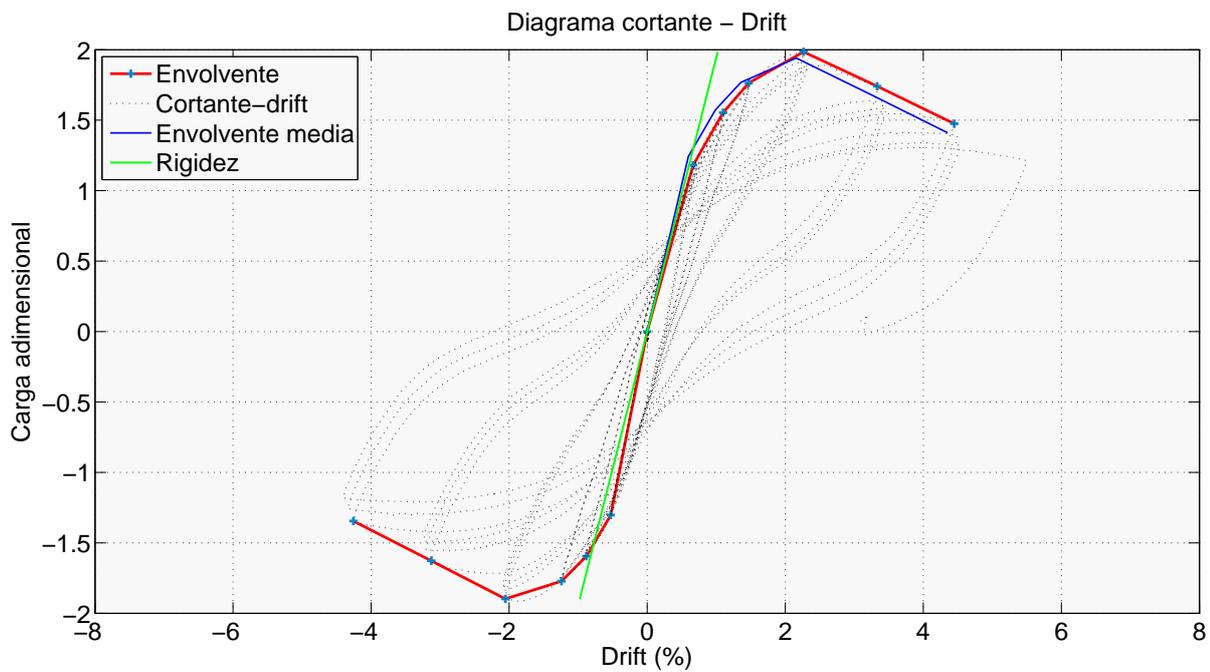


Figura 5.19: Diagrama cortante adimensional - “drift” ensayo 6, ENS-6/10/T-II.

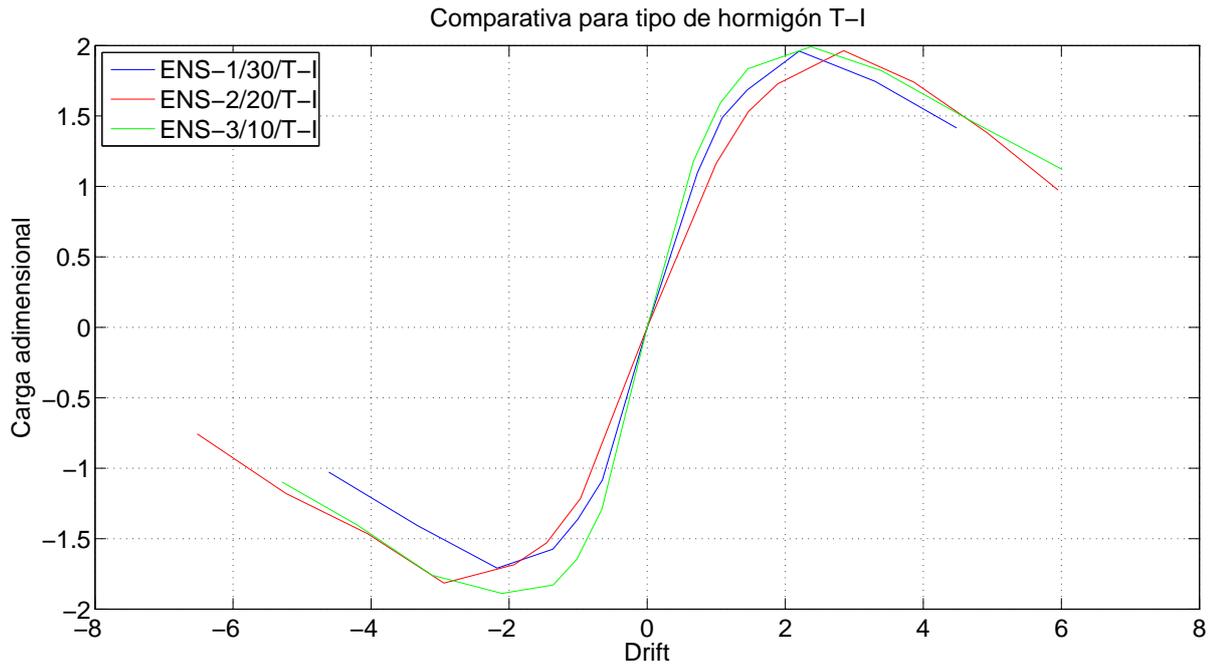


Figura 5.20: Envolventes cortante adimensional - "drift" hormigón tipo T-I.

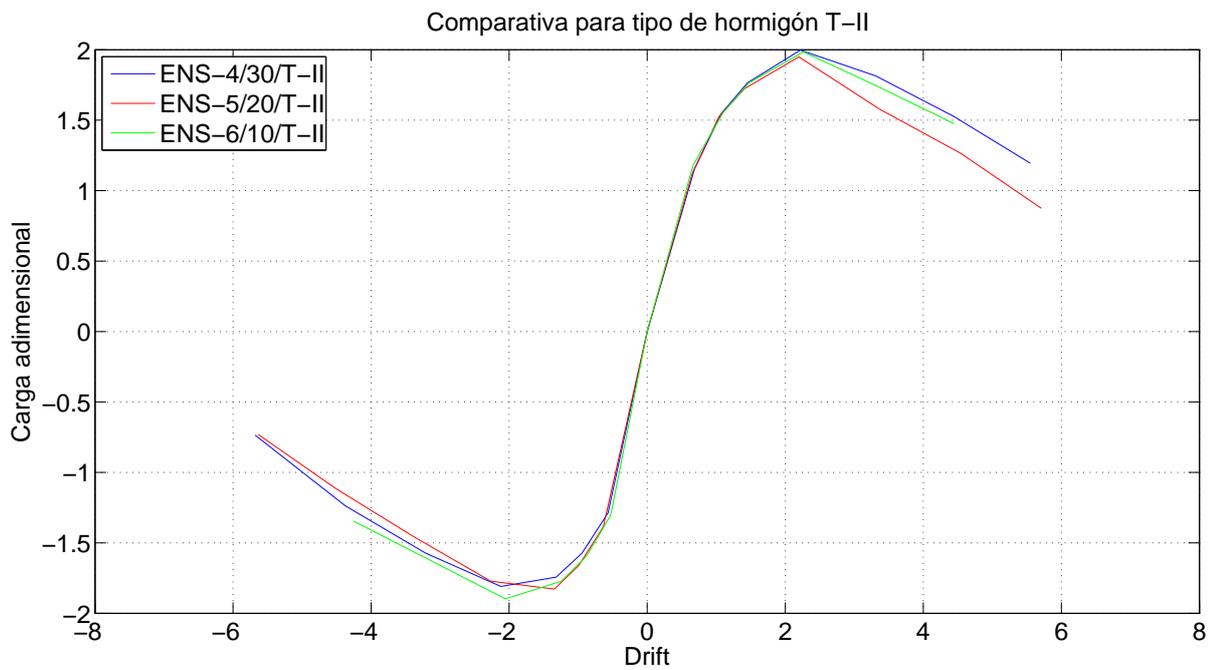


Figura 5.21: Envolventes cortante adimensional - "drift" hormigón tipo T-II.

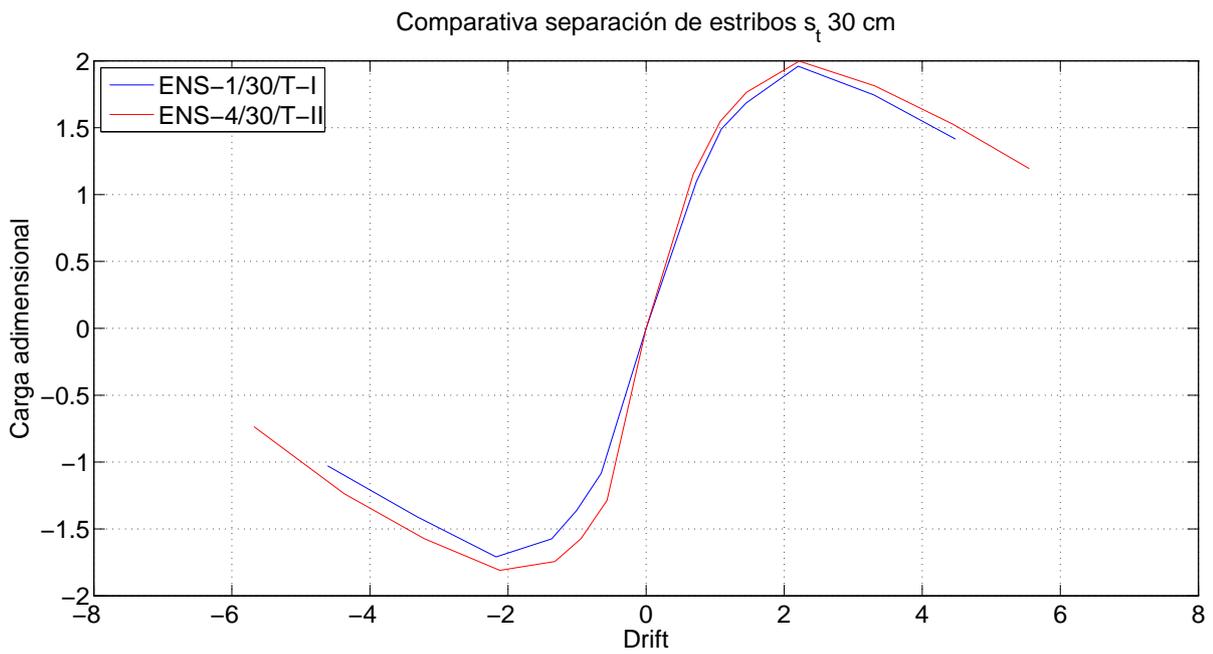


Figura 5.22: Envolturas cortante adimensional - “drift”  $s_t$  30 cm.

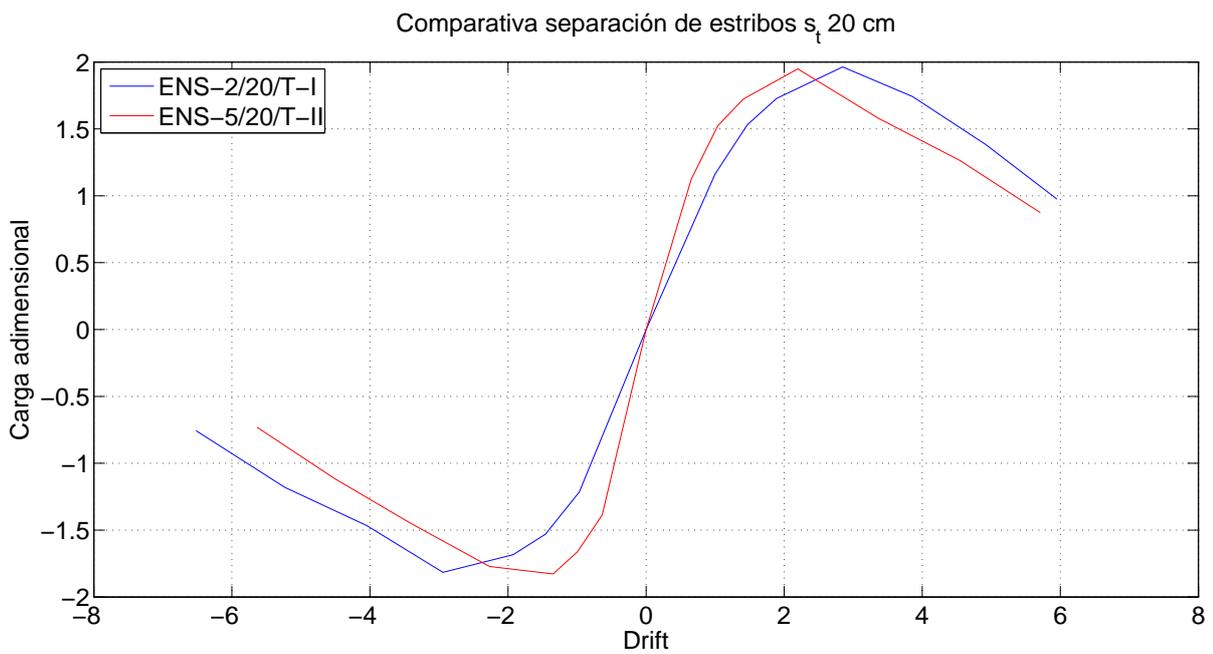


Figura 5.23: Envolturas cortante adimensional - “drift”  $s_t$  20 cm.

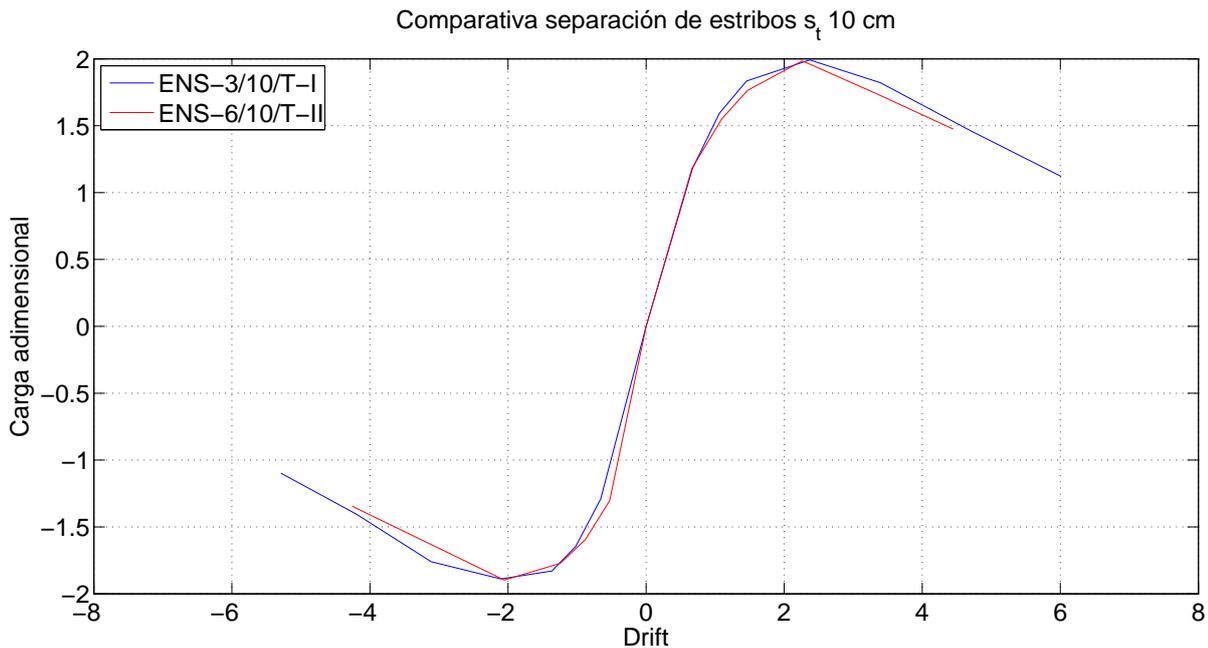


Figura 5.24: Envoltentes cortante adimensional - “drift”  $s_t$  10 cm.

A la vista de las figuras se puede comprobar en el ensayo 1 y en el ensayo 2 la pendiente inicial de la envolvente media no coincide sensiblemente con la rigidez, como sí ocurre en el resto de los ensayos, este hecho corrobora lo anteriormente expuesto sobre el cálculo de los distintos desplazamientos y la ductilidad en desplazamientos.

Otro aspecto a tener en cuenta son los “drift” máximos a los que se llega, cuando se está en el 2,5% teórico en el ensayo, en realidad está por encima del 4,5% y cuando se está en el 3% teórico, en realidad se tiene casi un 6% del “drift” lo cual indica que la pieza tiene mucha más capacidad de deformación y tiene buen comportamiento frente a “drift” altos.

#### 5.4.2. Envoltente de carga - “drift”.

Para el cálculo de la envolvente se deben calcular los “drift” reales para que posteriormente la pareja de puntos carga adimensional - “drift” correspondientes a los primeros intervalos de cada ciclo defina la envolvente.

Una vez obtenidos todos los puntos se ordenan para su representación y se calcula la media entre los “drift” positivos y negativos, obteniendo una envolvente media que sirve para el cálculo tanto del desplazamiento elástico efectivo como el desplazamiento último, así como la comparación con la rigidez con la cual debe coincidir en el origen siendo paralela o cuasiparalela a la misma.

La rigidez para la carga vertical viene definida por:

$$Rigidez = (V * L^2)/(3 * E * I) \tag{5.2}$$



Siendo  $V$ : la carga,  $L$ : la longitud del soporte,  $E$ : el módulo de elasticidad del material, e  $I$ : la inercia de la pieza.  $E * I = E_c * I_c + E_s * I_s$ , los datos  $E_c$  y  $E_s$  son los reflejados en las tablas 4.5 y 4.8.

### 5.4.3. Desplazamiento elástico efectivo.

El desplazamiento elástico efectivo se obtiene mediante la envolvente media, primero se calcula el corte entre la misma y el 0,75 del cortante máximo; Posteriormente se traza una recta entre el origen y el cortante máximo pasando por el punto anteriormente calculado, siendo el desplazamiento elástico efectivo el correspondiente al corte entre la recta trazada y el cortante máximo. Para entender mejor este procedimiento es recomendable ver la figura 5.13.

A continuación se presenta una tabla 5.2 con cada uno de los desplazamientos elásticos efectivos para cada ensayo.

	$\Delta_y$ mm
ENS-1/30/T-I	19,89
ENS-2/20/T-I	26,07
ENS-3/10/T-I	17,59
ENS-4/30/T-II	17,19
ENS-5/20/T-II	15,99
ENS-6/10/T-II	17,00

Tabla 5.2: Desplazamientos elásticos efectivos.

Cabe comentar que el resultado para el ensayo 2 es bastante mayor a la media de los demás, este hecho es debido al análisis que se ha hecho, aproximando el desplazamiento en la unión del soporte con el stub al obtenido mediante la curva parabólica.

Además el tipo de hormigón T-I es ligeramente superior al T-II, aunque teóricamente la rigidez, es decir  $\Delta_y$  no depende de las fibras, ya que los módulos  $E_c$  son prácticamente los mismos.

### 5.4.4. Desplazamiento último.

El desplazamiento último es el asociado a la caída del 20% del cortante máximo, por tanto el procedimiento para su obtención consiste en calcular el 80% del  $V_{max}$  para posteriormente hacer una lectura directa en la envolvente media del valor del desplazamiento.

A continuación se presenta una tabla 5.3 con cada uno de los desplazamientos últimos para cada ensayo.

	$\Delta_u$ mm
ENS-1/30/T-I	55,36
ENS-2/20/T-I	64,12
ENS-3/10/T-I	60,78
ENS-4/30/T-II	58,33
ENS-5/20/T-II	52,15
ENS-6/10/T-II	56,51

Tabla 5.3: Desplazamientos últimos.

Teóricamente el  $\Delta_u$  debería crecer conforme la separación entre estribos de armadura transversal  $s_t$  es menor y ser más efectivo con el tipo de hormigón T-II, ya que la rama post-pico es mejor tanto en tracción como en compresión.

A la vista de los resultados parece ser que hay un problema de ejecución con las fibras largas, ya que la pequeña separación entre estribos sumado al poco recubrimiento que se tiene, hace que no se orienten bien las fibras en estas zonas.

En el hormigón tipo T-I el cual tiene fibra mixta, se aprecia un aumento del  $\Delta_u$  conforme  $s_t$  es menor.

#### 5.4.5. Desplazamiento plástico.

El desplazamiento plástico se define como la diferencia entre el desplazamiento último  $\Delta_u$  y el desplazamiento elástico efectivo  $\Delta_y$ .

A continuación se presenta la tabla 5.4 que muestra los desplazamientos plásticos para cada uno de los ensayos.

	$\Delta_p$
ENS-1/30/T-I	35,48
ENS-2/20/T-I	38,05
ENS-3/10/T-I	43,18
ENS-4/30/T-II	41,14
ENS-5/20/T-II	36,16
ENS-6/10/T-II	39,51

Tabla 5.4: Desplazamientos plásticos.

Se comprueba que todos los desplazamientos plásticos son muy parecidos entre sí.

Por otra parte se tiene un problema de ejecución en el hormigón tipo T-II, ya que este desplazamiento debería aumentar conforme disminuye la separación entre estribos  $s_t$ .



#### 5.4.6. Ductilidad en desplazamientos.

La ductilidad en desplazamientos  $\mu_{\Delta}$  se define como la relación entre el desplazamiento último  $\Delta_u$  y el desplazamiento elástico efectivo  $\Delta_y$ .

En la tabla 5.5 se muestran las ductilidades obtenidas para cada uno de los ensayos.

	$\mu_{\Delta}$
ENS-1/30/T-I	2,78
ENS-2/20/T-I	2,46
ENS-3/10/T-I	3,45
ENS-4/30/T-II	3,39
ENS-5/20/T-II	3,26
ENS-6/10/T-II	3,32

Tabla 5.5: Ductilidad en desplazamientos.

Se comprueba que la ductilidad en desplazamientos obtenida en el ensayo 2 está muy del lado de la seguridad como se expuso anteriormente.

Si se tomara un desplazamiento elástico efectivo en torno a 19 mm que está un poco por encima de la media de los ensayos el resultado hubiera sido más en la línea de los demás resultados,  $\mu_{\Delta}(19) = 3,37$ .

En cuanto al ensayo número 1 puede que se haya cometido algún error a la hora de la obtención de datos, ya que fue el ensayo que sirvió para calibrar todos los demás. Aunque la ductilidad obtenida tiene una sustancial mejora respecto a los estudios hechos por otros autores como [Caballero-Morrison et al. 2013](#).

La ductilidad en desplazamientos ha resultado ser más alta en comparación con estudios anteriores en otro tipo de materiales; como los realizados por [Caballero-Morrison et al. 2013](#).

#### 5.4.7. Energía de disipación y energía de disipación normalizada.

Para el cálculo de la energía de disipación y la energía de disipación normalizada se utilizó el método expuesto por [Legeron and Paultre 2000](#) en su estudio, la energía es la integral del área encerrada por la curva desplazamiento - carga vertical, hasta la carga última.

Para la comparación entre distintos ensayos se normaliza la disipación de energía dividiendo la energía de disipación obtenida entre la carga máxima y el desplazamiento elástico efectivo [Legeron and Paultre 2000](#).

En la siguiente tabla 5.6 se presentan los valores de la energía normalizada.

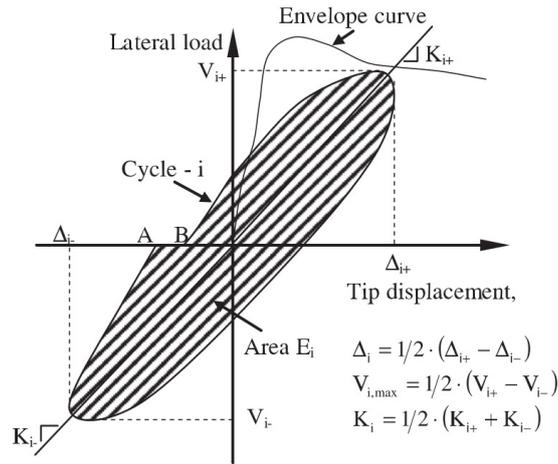


Figura 5.25: Cálculo de la energía de disipación. Fuente: Caballero-Morrison et al. 2013, [9]

$E_N$	
ENS-1/30/T-I	2966,5
ENS-2/20/T-I	4273,7
ENS-3/10/T-I	3027,5
ENS-4/30/T-II	2796,2
ENS-5/20/T-II	2281,1
ENS-6/10/T-II	2662,7

Tabla 5.6: Energía normalizada

Como se puede ver la energía acumulada en el ensayo 2 es bastante superior a la de los otros ensayos, esto es debido a las causas comentadas anteriormente.

Además los soportes fabricados con el hormigón de tipo T-II tuvieron menor energía de disipación normalizada.

Las siguiente figuras muestran las energías acumuladas a medida que se avanzan los ciclos.

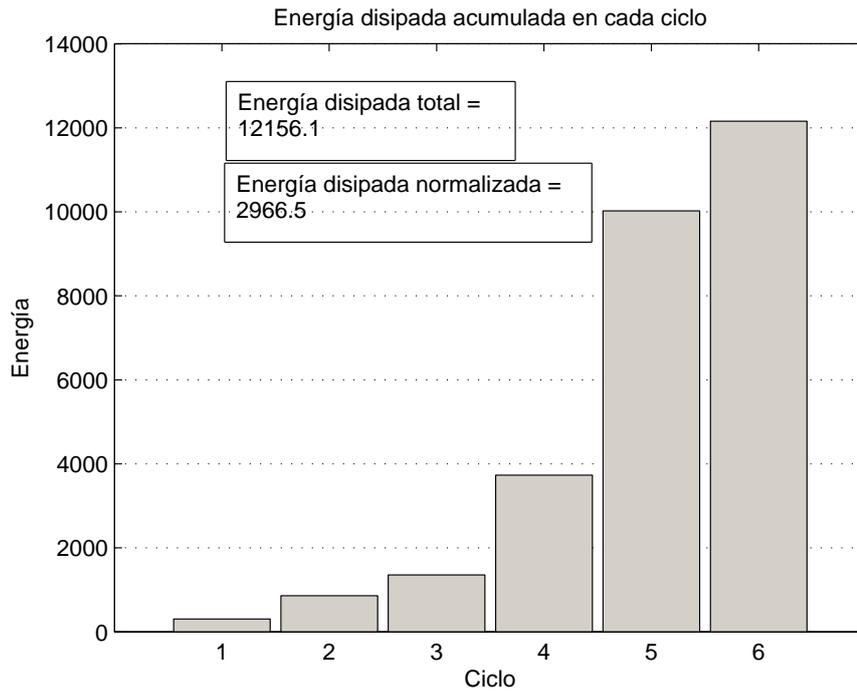


Figura 5.26: Energía de disipación acumulada en el ensayo 1.

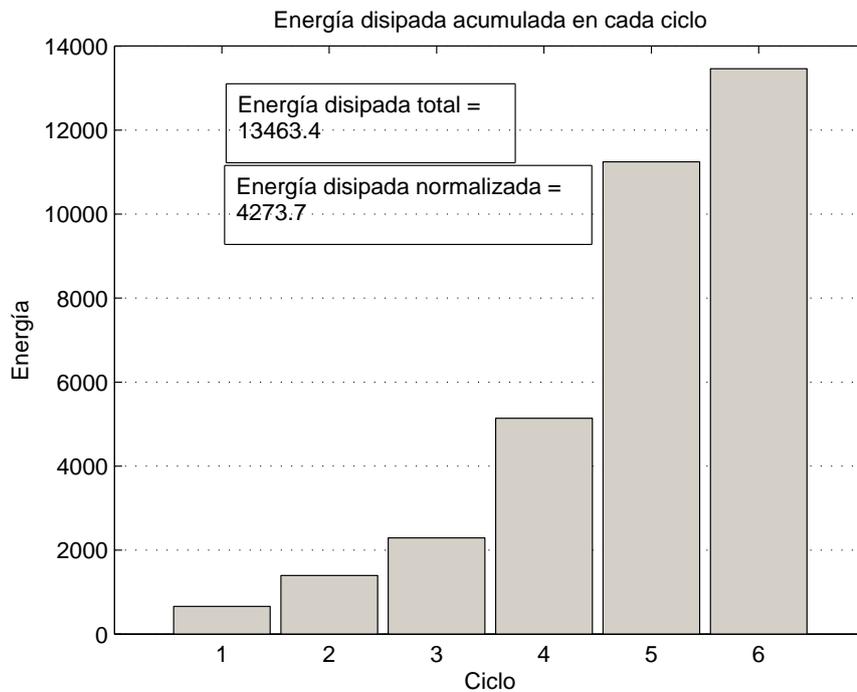


Figura 5.27: Energía de disipación acumulada en el ensayo 2.

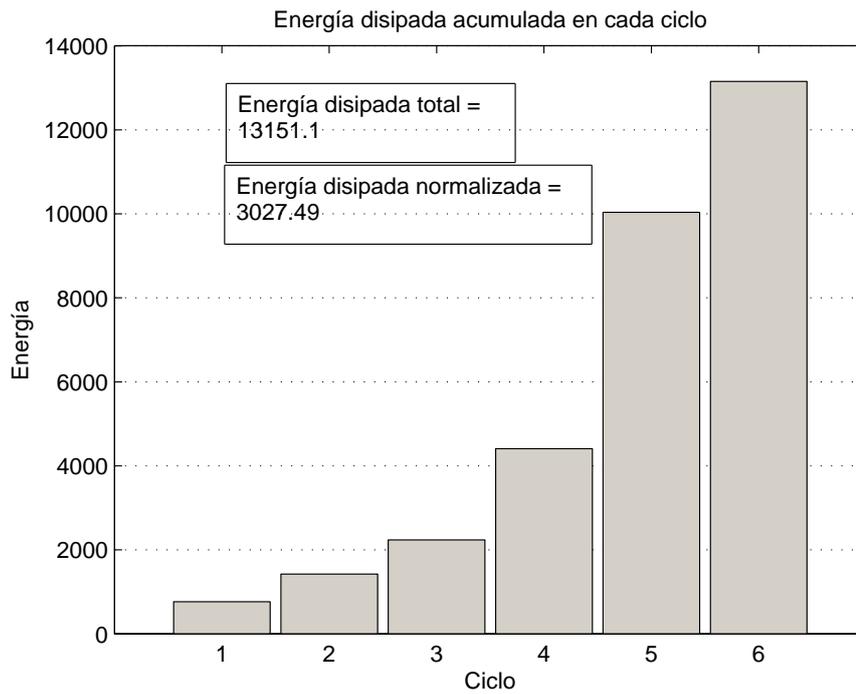


Figura 5.28: Energía de disipación acumulada en el ensayo 3.

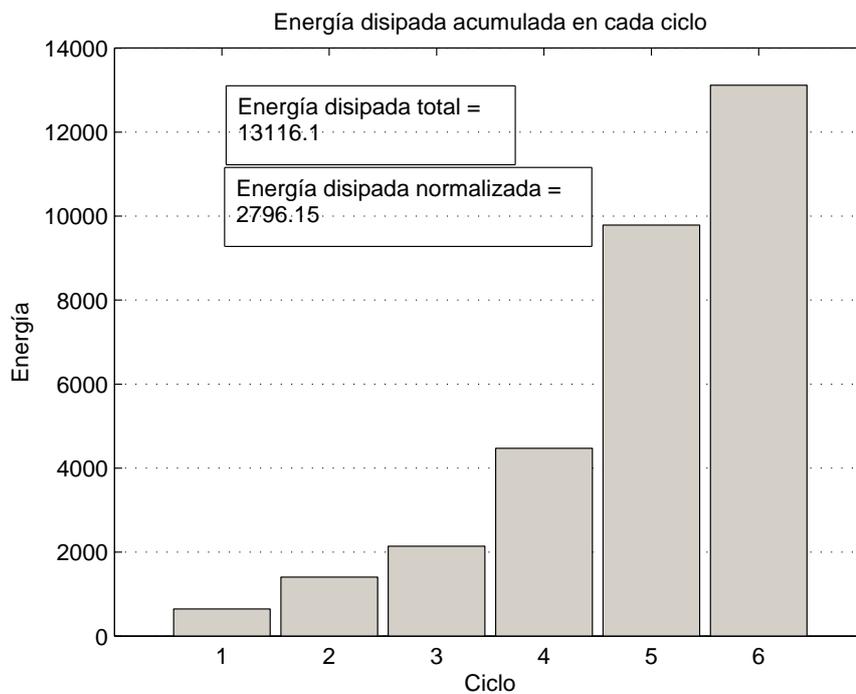


Figura 5.29: Energía de disipación acumulada en el ensayo 4.

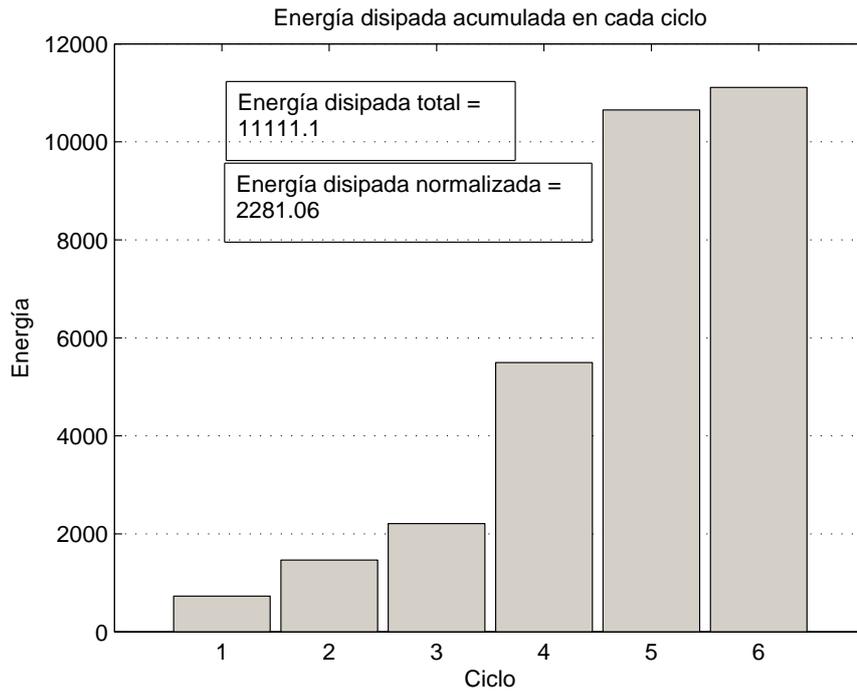


Figura 5.30: Energía de disipación acumulada en el ensayo 5.

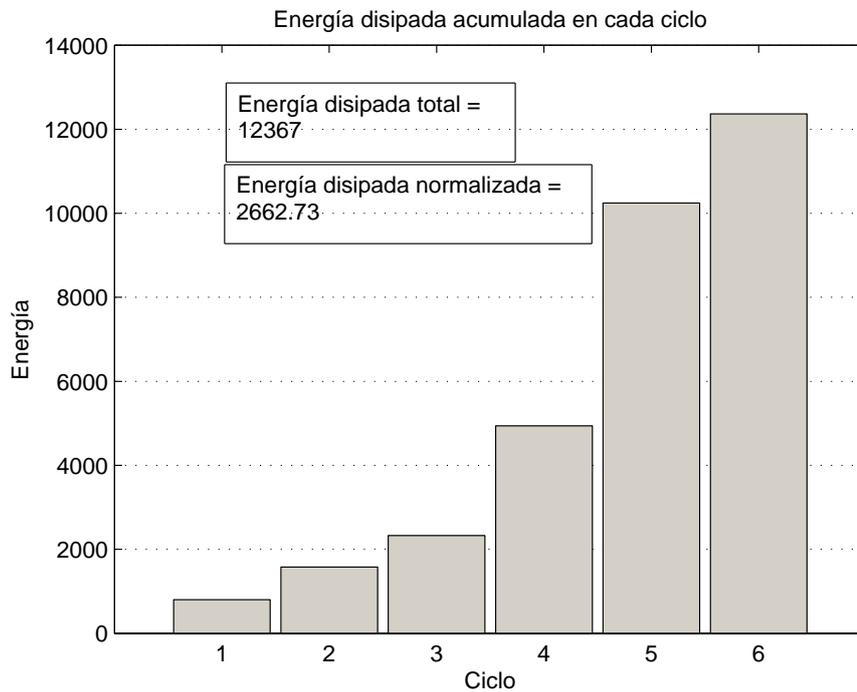


Figura 5.31: Energía de disipación acumulada en el ensayo 6.

En las gráficas anteriores los ciclos hacen referencia a los “drift” teóricos, correspondiendo el ciclo 1 al “drift” 0,5 %, el 2 al 0,75 %, el 3 al 1 %, el 4 al 1,5 % el 5 al 2 % etc.

## 5.5. Diagramas esfuerzo flector - curvatura.

En este apartado se muestran las gráficas y resultados obtenidos comparando el momento flector en la sección de empotramiento del pilar con el stub, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden y corrigiéndolo con el peso propio; y la curvatura en la la sección de unión del stub con el soporte.

Al igual que en el apartado anterior, para la mejor interpretación de los resultados y poder comparar entre distintos ensayos la envolvente del diagrama, la curvatura elástica efectiva, la curvatura última y la ductilidad en curvaturas.

Por otra parte, en este caso también en todos los ensayos se adimensionalizó el momento obtenido de manera que posteriormente se pueda hacer una comparación entre ensayos de una manera más fácil.

El factor de adimensionalización está definido por la siguiente ecuación:

$$F = (b * h^2 * f_{cmed} * \frac{1000}{9,81}) \quad (5.3)$$

Este factor de corrección se tomó teniendo en cuenta futuros ensayos con distintas secciones. A continuación en la tabla 5.7 se presenta los factores para cada probeta.

<b>Factor de adimensionalización F en metro*toneladas</b>		
	$f_c$	F (mT)
ENS-1/30/T-I	132,66	137,12
ENS-2/20/T-I	130,41	134,80
ENS-3/10/T-I	119,35	123,36
ENS-4/30/T-II	125,19	129,41
ENS-5/20/T-II	122,25	126,37
ENS-6/10/T-II	121,63	125,72

Tabla 5.7: Factor de adimensionalización (F).



### 5.5.1. Gráficas Momento - Curvatura

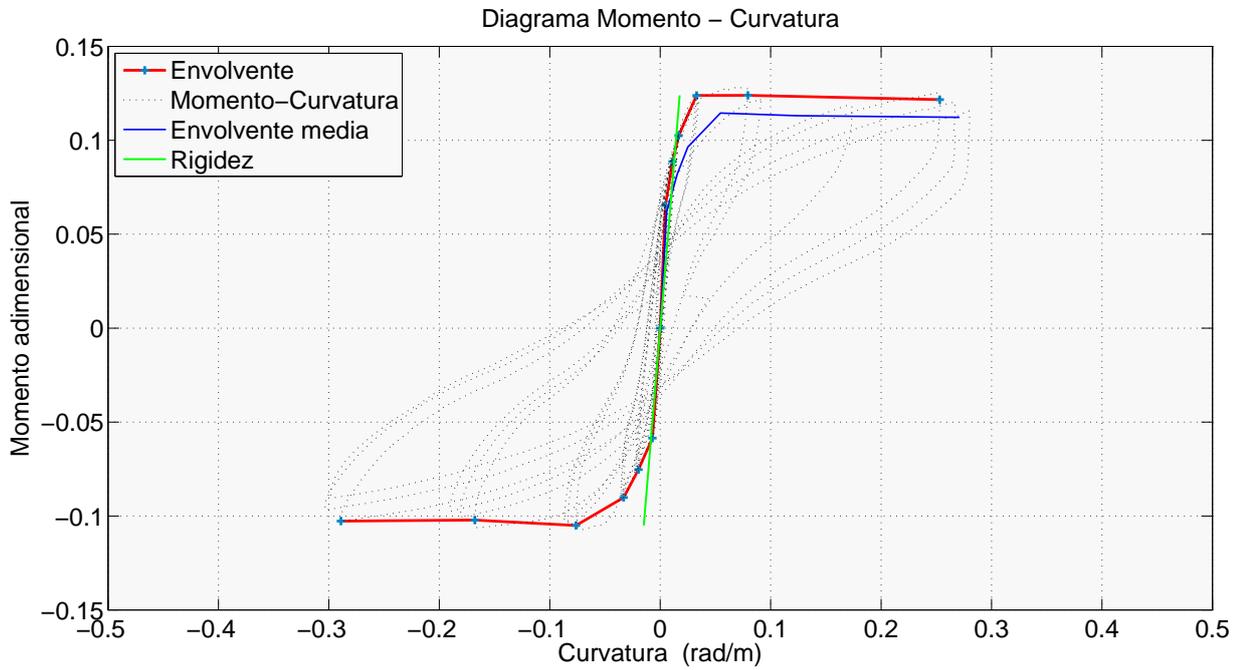


Figura 5.32: Diagrama momento adimensional - curvatura ensayo 1.

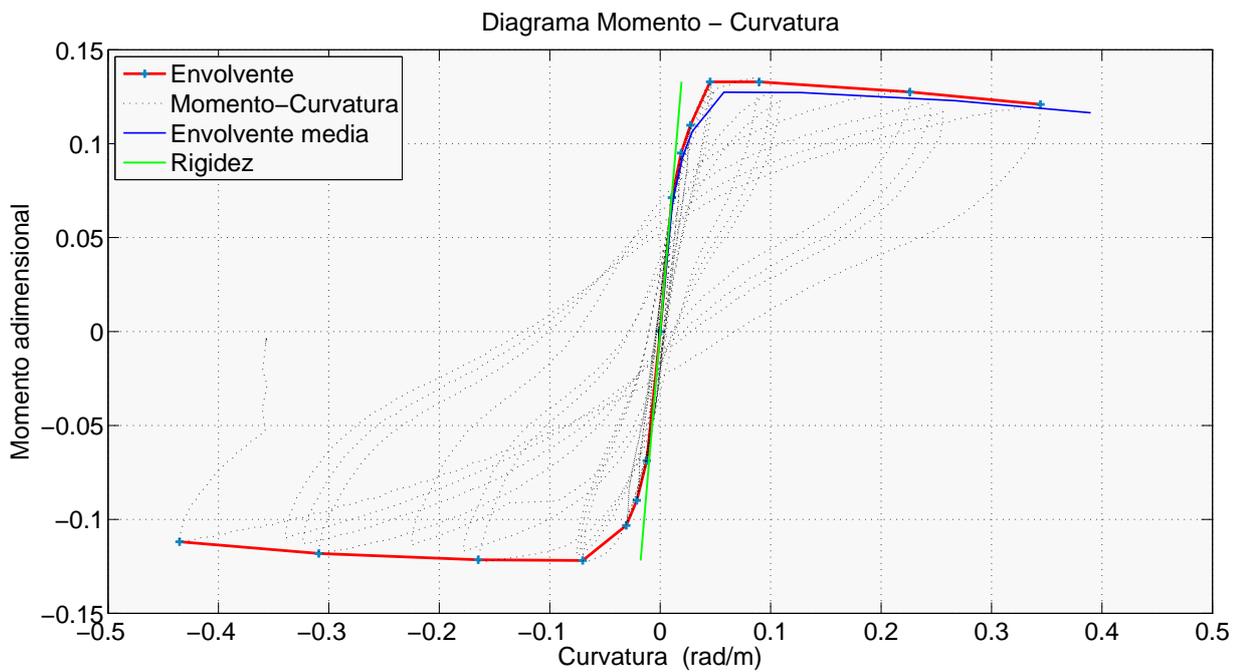


Figura 5.33: Diagrama momento adimensional - curvatura ensayo 2.

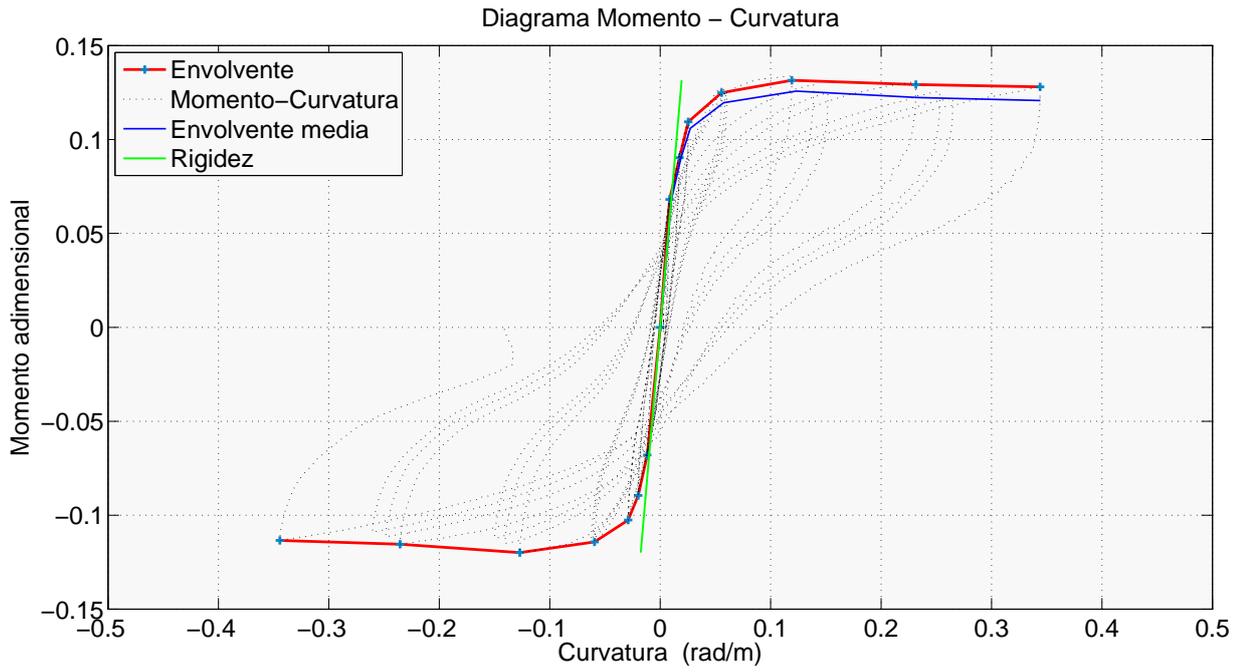


Figura 5.34: Diagrama momento adimensional - curvatura ensayo 3.

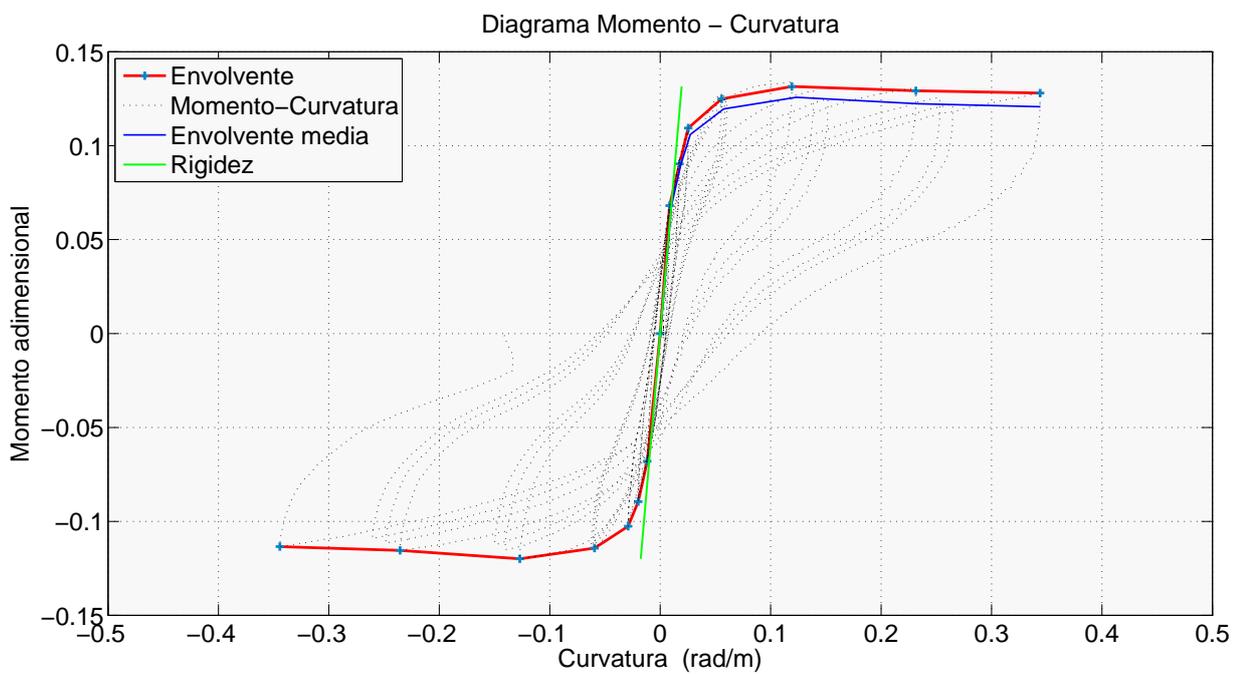


Figura 5.35: Diagrama momento adimensional - curvatura ensayo 4.

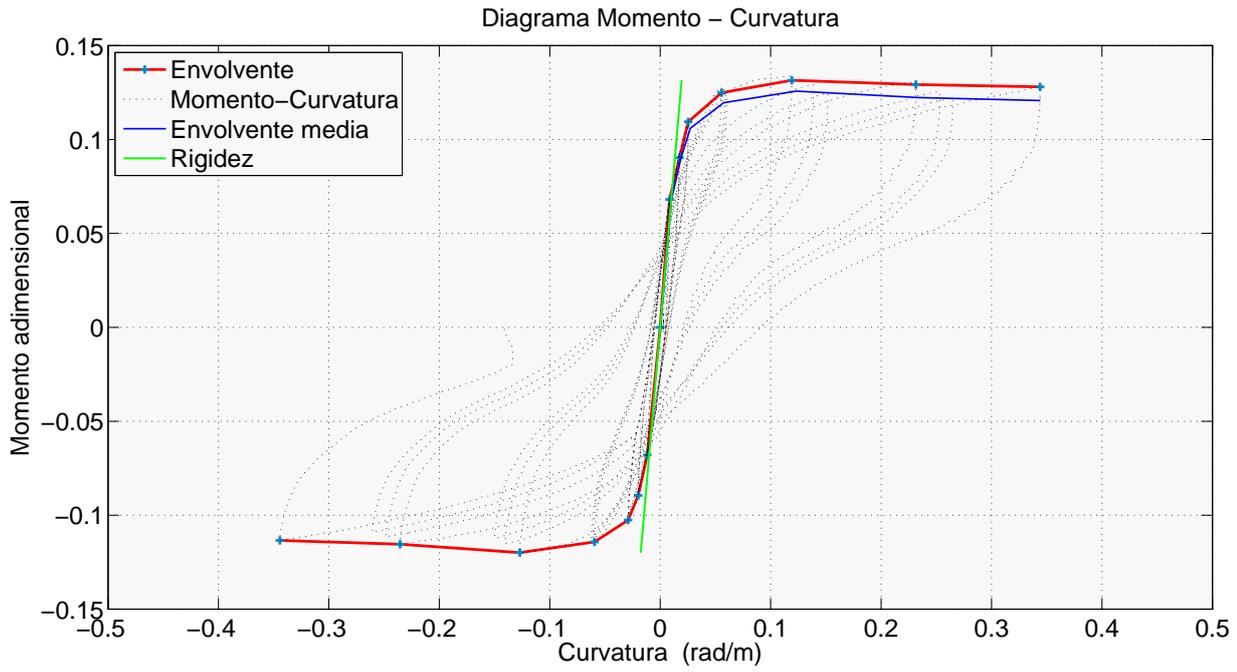


Figura 5.36: Diagrama momento adimensional - curvatura ensayo 5.

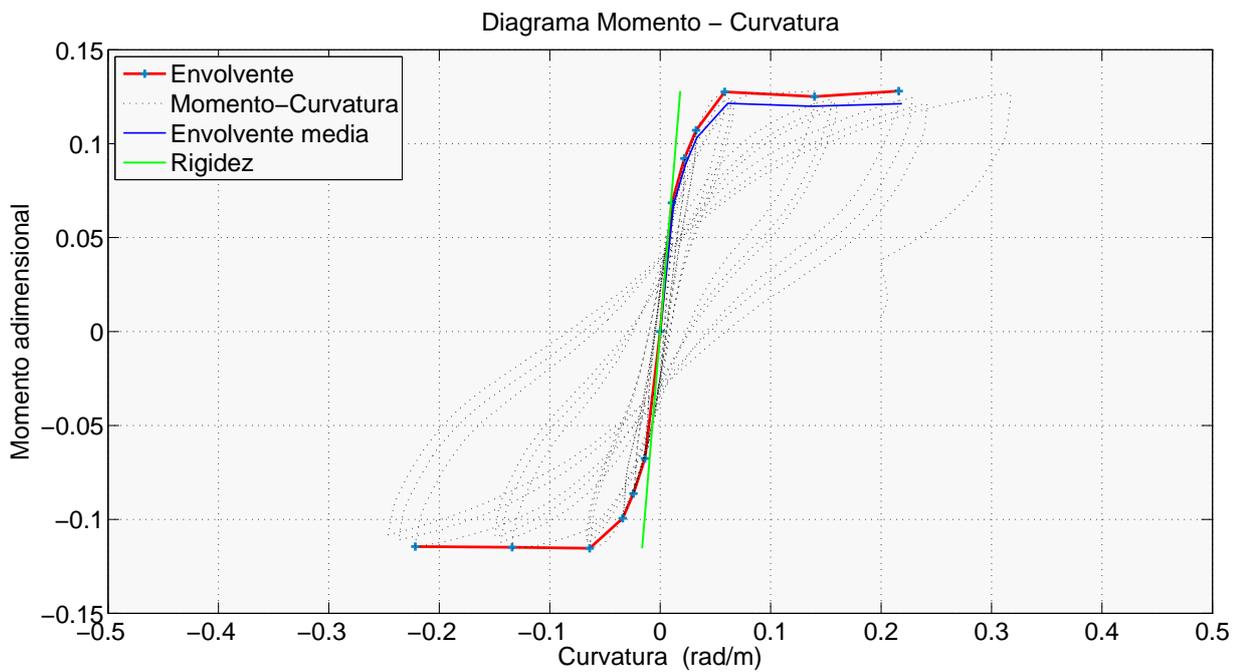


Figura 5.37: Diagrama momento adimensional - curvatura ensayo 6.

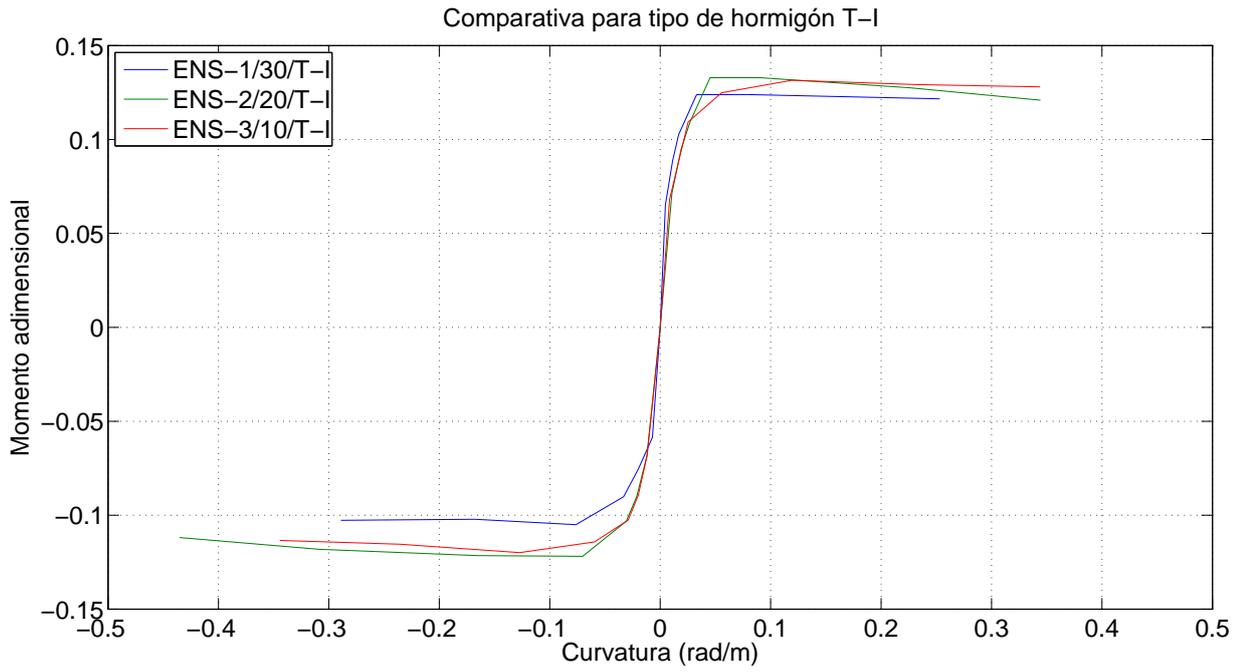


Figura 5.38: Envoltentes momento adimensional - curvatura hormigón tipo T-I.

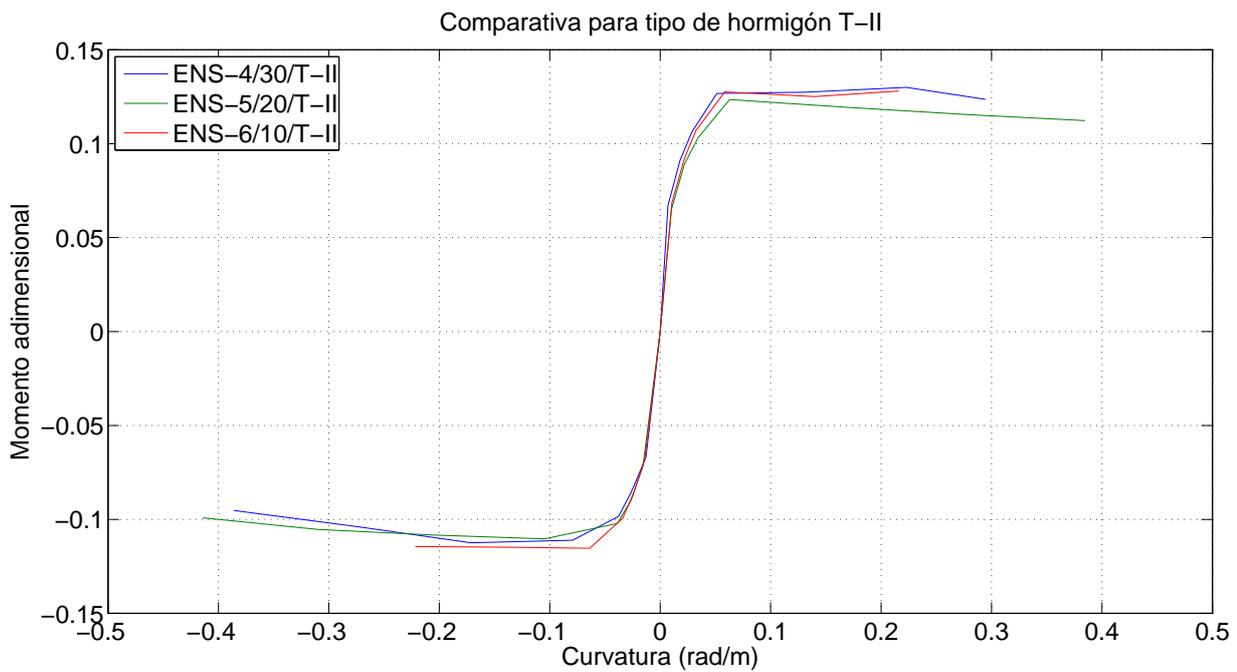
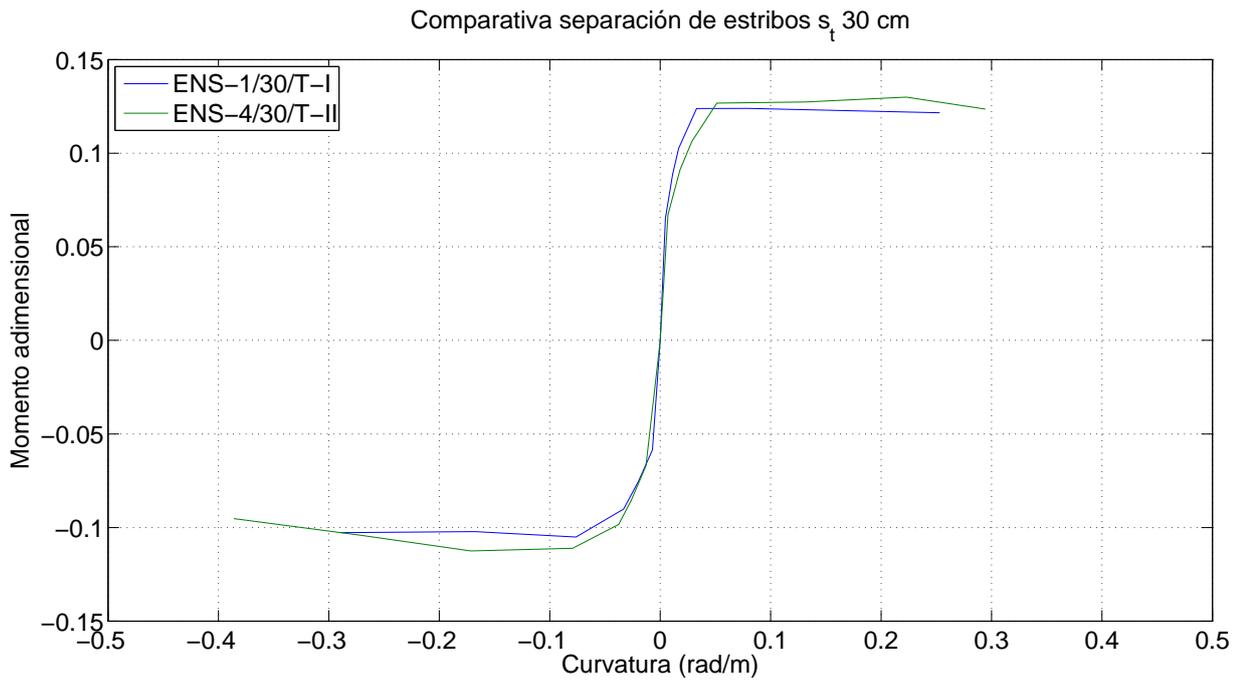
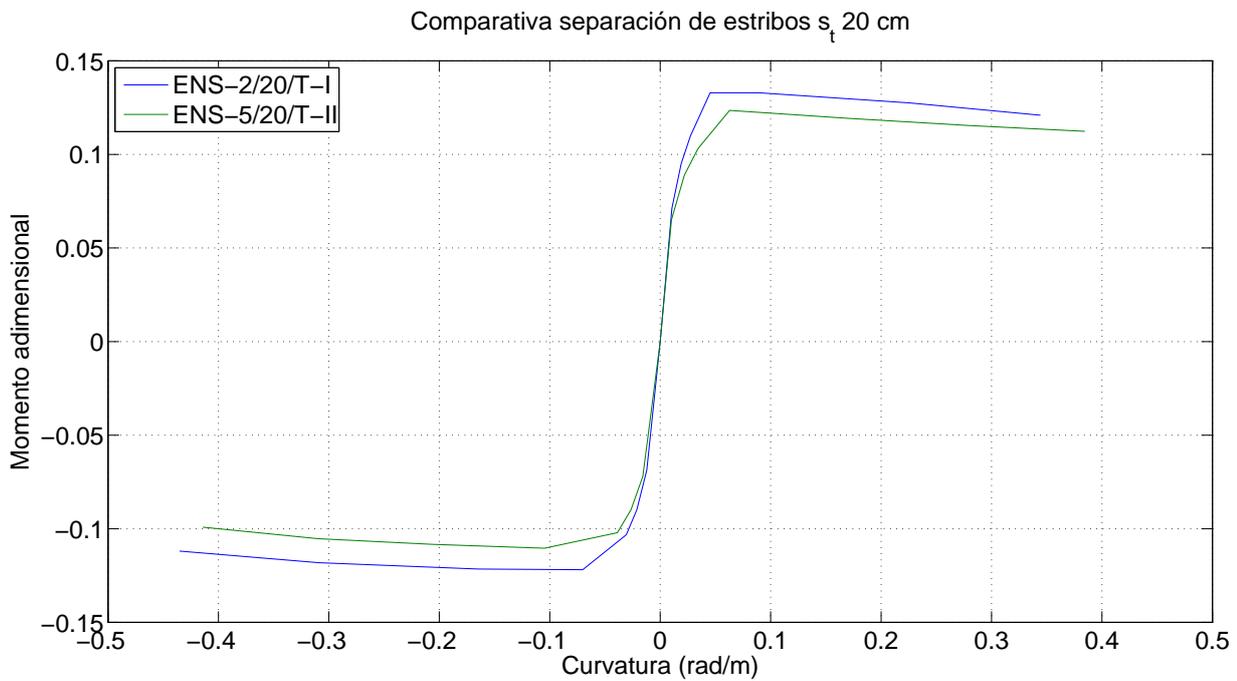


Figura 5.39: Envoltentes momento adimensional - curvatura hormigón tipo T-II.

Figura 5.40: Envolturas momento adimensional - curvatura  $s_t$  30 cm.Figura 5.41: Envolturas momento adimensional - curvatura  $s_t$  20 cm.

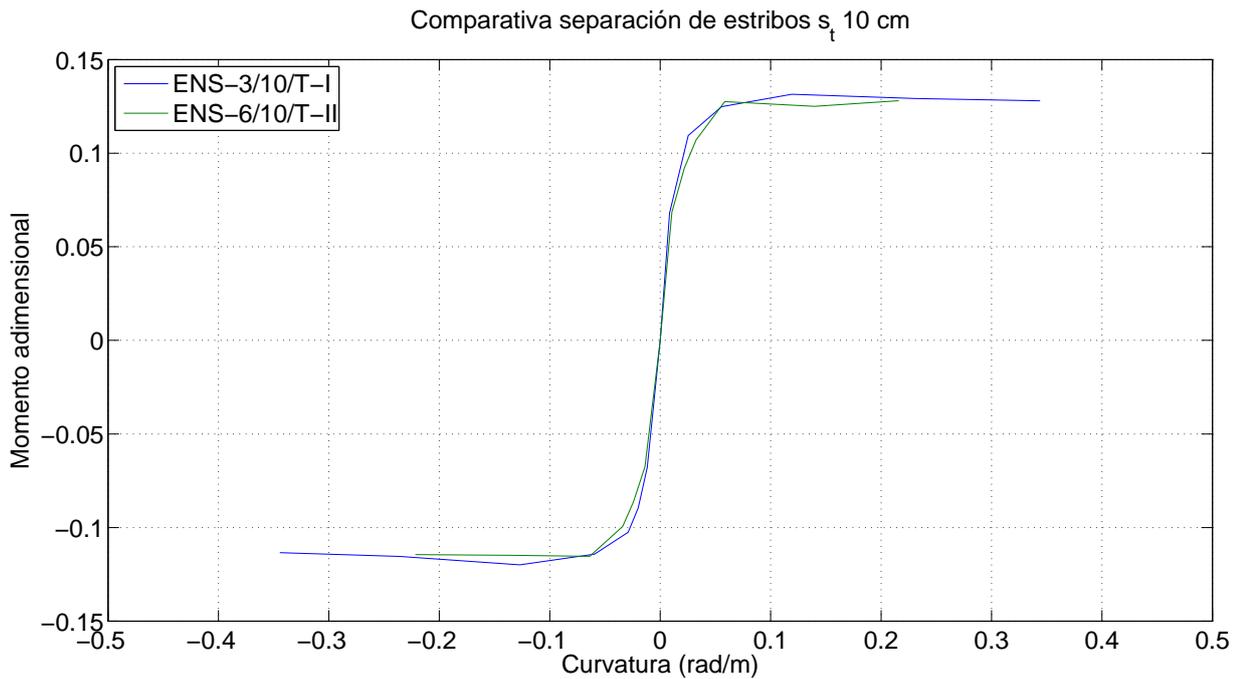


Figura 5.42: Envoltentes momento adimensional - curvatura  $s_t$  10 cm.

Como se puede observar todas las envoltentes de las curvas se ajustan bastante bien a la pendiente de la rigidez.

### 5.5.2. Envoltente de momento flector - curvatura.

Para el cálculo de la envoltente se deben calcular la pareja de puntos momento adimensional - curvatura correspondientes a los primeros intervalos de cada ciclo que posteriormente definirán la envoltente.

Una vez obtenidos todos los puntos se ordenan para su representación y se calcula la media entre los puntos positivos y negativos, obteniendo una envoltente media que sirve para el cálculo tanto de la curvatura elástica efectiva como la curvatura última, así como la comparación con la rigidez con la cual debe coincidir en el origen siendo paralela o cuasiparalela a la misma.

La rigidez para la carga vertical viene definida por:

$$Rigidez = M/(E * I) \tag{5.4}$$

Siendo M: el momento, E: el módulo de elasticidad del material, e I: la inercia de la pieza.  $E * I = E_c * I_c + E_s * I_s$ , los datos  $E_c$  y  $E_s$  son los reflejados en las tablas 4.5 y 4.8.

### 5.5.3. Curvatura elástica efectiva.

El procedimiento es similar al utilizado para el cálculo del desplazamiento elástico efectivo, por tanto la curvatura elástica efectiva se obtiene mediante la envoltente media, primero se calcula el corte entre la misma y el 0,75 del momento máximo; Posteriormente se traza una recta entre el origen y el cortante máximo pasando por el punto anteriormente calculado,



siendo el desplazamiento elástico efectivo el correspondiente al corte entre la recta trazada y el cortante máximo.

A continuación se presenta una tabla 5.8 con cada una de las curvaturas elásticas efectivas para cada ensayo.

$\phi_y \text{ rad/m}$	
ENS-1/30/T-I	0,024
ENS-2/20/T-I	0,029
ENS-3/10/T-I	0,028
ENS-4/30/T-II	0,031
ENS-5/20/T-II	0,031
ENS-6/10/T-II	0,033

Tabla 5.8: Curvaturas elásticas efectivas.

Fijándose en la curvatura para el ensayo 1 y 2 se puede comprobar que es válido el uso de las galgas para el cálculo de las curvaturas inicialmente.

Teóricamente la curvatura elástica efectiva no depende de la separación transversal entre estribos  $s_t$  ni del tipo de hormigón que se utiliza; se comprueba que para cada tipo de hormigón los valores son parecidos, pero se obtuvieron mayores curvaturas para el tipo T-II que para el T-I.

#### 5.5.4. Curvatura última.

La curvatura última por definición es la asociada a la caída del 20% del momento máximo, pero en esta serie de ensayos no se llegó nunca a esa bajada, por tanto el procedimiento para su obtención consiste en calcular el momento último obtenido durante el ensayo para posteriormente hacer una lectura directa en la envolvente media del valor de la curvatura.

A continuación se presenta una tabla 5.9 con cada uno de las curvaturas últimas para cada ensayo.

$\phi_u \text{ rad/m}$	
ENS-1/30/T-I	0,271
ENS-2/20/T-I	0,390
ENS-3/10/T-I	0,344
ENS-4/30/T-II	0,340
ENS-5/20/T-II	0,399
ENS-6/10/T-II	0,219

Tabla 5.9: Curvaturas últimas

En este caso las curvaturas últimas en todos los casos fueron obtenidas mediante los captadores de desplazamiento.

En general al disminuir la separación transversal entre estribos  $s_t$ , aumenta la curvatura última  $\phi_u$ . Además, el hormigón tipo T-II alcanzó mayores valores de  $\phi_u$ , excepto en el ensayo 6, que pudo deberse a un fallo en la fabricación.

### 5.5.5. Curvatura plástica.

La curvatura plástica se define como la diferencia entre la curvatura última  $\phi_u$  y la curvatura elástica efectiva  $\phi_y$ .

A continuación se presenta la tabla 5.10 que muestra las curvaturas plásticas para cada uno de los ensayos.

	$\phi_p \text{ rad/m}$
ENS-1/30/T-I	0,247
ENS-2/20/T-I	0,361
ENS-3/10/T-I	0,316
ENS-4/30/T-II	0,309
ENS-5/20/T-II	0,368
ENS-6/10/T-II	0,186

Tabla 5.10: Curvaturas plásticas.

Las conclusiones en este caso son las mismas que en el subapartado anterior.

### 5.5.6. Ductilidad en curvaturas.

La ductilidad en curvaturas  $\mu_\phi$  se define como la relación entre la curvatura última  $\phi_u$  y la curvatura elástica efectiva  $\phi_y$ .

En la tabla 5.11 se muestran las ductilidades obtenidas para cada uno de los ensayos.

	<b>Mu phi</b>
ENS-1/30/T-I	11,28
ENS-2/20/T-I	13,25
ENS-3/10/T-I	12,27
ENS-4/30/T-II	10,92
ENS-5/20/T-II	12,87
ENS-6/10/T-II	6,71

Tabla 5.11: Ductilidades en curvaturas.

Hay que tener en cuenta que la curvatura última obtenida tanto para el ensayo 1 como para el ensayo 6 corresponden a los momentos obtenidos para “drift” nominal de 2,5 %, mientras que en los demás casos corresponden al 3 %.



## 5.6. Resumen de cargas verticales y momentos flectores máximos y últimos obtenidos en los ensayos.

En esta sección se presenta una descripción de las cargas máximas y últimas tanto cortantes como momentos flectores obtenidas durante la realización de los ensayos en la sección correspondiente a la unión con el stub. Las cargas máximas corresponden a los picos, mientras que las cargas últimas corresponden a una pérdida de carga post-pico del 20% en el caso de los cortantes, mientras que para el momento se tomó el momento último obtenido, entendiendo como momento último obtenido a la media entre los momentos correspondientes al último “drift” alcanzado, ya que en ningún caso se produjo una bajada del 20% respecto al momento máximo.

Además se presentan los desplazamientos asociados al cortante máximo y último así como el desplazamiento elástico. En el caso de los momentos se presentan las curvaturas asociadas al momento máximo obtenido, momento último y la curvatura elástica.

Por último se muestran las ductilidades tanto en desplazamientos como en curvaturas.

En la tabla 5.12 se presentan los resultados extraídos directamente de los ensayos.

Cortantes y momentos flectores máximos y últimos.						
	$V_{max}$ KN	$\Delta_{max}$ mm	$V_u$ KN	$\Delta_u$ mm	$\Delta_y$ mm	$\mu_\Delta$
ENS-1/30/T-I	81,50	30,79	65,20	55,36	19,89	2,78
ENS-2/20/T-I	82,12	42,75	65,69	64,12	26,07	2,46
ENS-3/10/T-I	76,42	33,57	61,13	60,78	17,59	3,45
ENS-4/30/T-II	80,65	30,91	64,52	58,33	17,19	3,39
ENS-5/20/T-II	77,89	29,31	62,31	52,15	15,99	3,26
ENS-6/10/T-II	78,95	30,63	63,16	56,51	17,00	3,32
	$M_{max}$ mKN	$\phi_{max}$ rad/m	$M_u$ mKN	$\phi_u$ rad/m	$\phi_y$ rad/m	$\mu_\phi$
ENS-1/30/T-I	158,35	0,073	153,83	0,271	0,024	11,28
ENS-2/20/T-I	170,08	0,057	156,91	0,390	0,018	21,32
ENS-3/10/T-I	153,59	0,123	148,90	0,344	0,028	12,27
ENS-4/30/T-II	155,01	0,102	141,59	0,340	0,031	10,92
ENS-5/20/T-II	147,43	0,068	133,62	0,399	0,031	12,87
ENS-6/10/T-II	150,32	0,174	152,43	0,219	0,033	6,71

Tabla 5.12: Cortantes, desplazamiento, momentos flectores y curvaturas máximas y últimas.

**Cortantes y momentos flectores adimensionales máximos y últimos.**

	$V_{max}$ KN	$\Delta_{max}$ mm	$V_u$ KN	$\Delta_u$ mm	$\Delta_y$ mm	$\mu_{\Delta}$
ENS-1/30/T-I	1,845	30,79	1,476	55,36	19,89	2,78
ENS-2/20/T-I	1,859	42,75	1,487	64,12	26,07	2,46
ENS-3/10/T-I	1,730	33,57	1,384	60,78	17,59	3,45
ENS-4/30/T-II	1,826	30,91	1,461	58,33	17,19	3,39
ENS-5/20/T-II	1,763	29,31	1,411	52,15	15,99	3,26
ENS-6/10/T-II	1,787	30,63	1,430	56,51	17,00	3,32
	$M_{max}$ mKN	$\phi_{max}$ rad/m	$M_u$ mKN	$\phi_u$ rad/m	$\phi_y$ rad/m	$\mu_{\phi}$
ENS-1/30/T-I	0,1177	0,073	0,1144	0,271	0,024	11,28
ENS-2/20/T-I	0,1264	0,057	0,1166	0,390	0,018	21,32
ENS-3/10/T-I	0,1142	0,123	0,1107	0,344	0,028	12,27
ENS-4/30/T-II	0,1152	0,102	0,1053	0,340	0,031	10,92
ENS-5/20/T-II	0,1096	0,068	0,0993	0,399	0,031	12,87
ENS-6/10/T-II	0,1117	0,174	0,1133	0,219	0,033	6,71

**Tabla 5.13:** Cortantes adimensionales, desplazamiento, momentos flectores adimensionales y curvaturas máximas y últimas.



## 5.7. Distribución de curvaturas a lo largo del elemento.

Para el cálculo de las curvaturas se utilizan los captadores horizontales dispuestos a lo largo del soporte, para que por pares de captadores se proceda al cálculo de la curvatura en las secciones donde están dispuestos.

Como se comentó anteriormente en los ensayos 1 y 2 fueron usadas las galgas también para este cálculo.

A continuación se presentan las distribuciones de curvaturas de manera que se muestran únicamente a partir del “drift” 1 % que es desde dónde empieza a ser interesante ver este comportamiento, por tanto, aunque en las gráficas aparezcan en la leyenda los “drift” inferiores a 1, las curvaturas han sido tomadas como ceros; la recta representada como  $Curv_y$  es la curvatura elástica hallada para cada ensayo, y sirve de referencia para determinar la longitud de plastificación.

En estas gráficas podemos ver como va evolucionando la longitud de plastificación  $l_p$  conforme va aumentando el “drift” nominal. La longitud de plastificación viene definida por la distancia desde la sección de referencia, en este caso el stub, hasta el punto donde corta las curvaturas de cada “drift” con la curvatura elástica  $Curv_y$ .

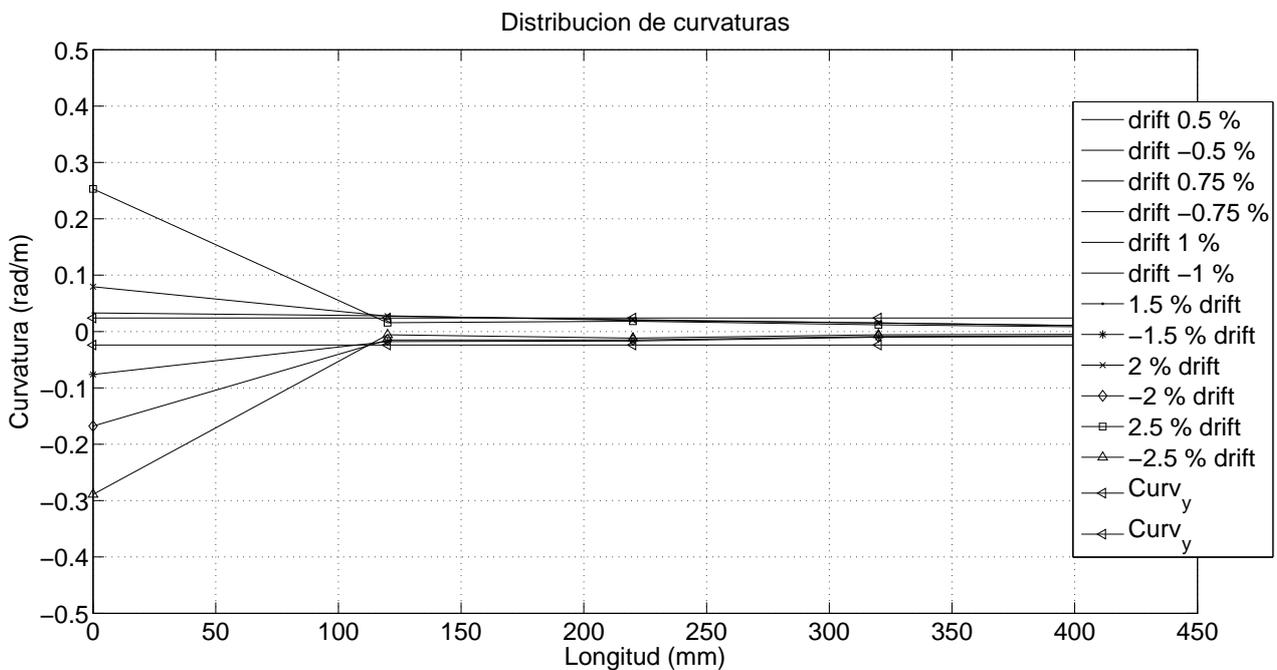


Figura 5.43: Distribución de curvaturas en el soporte en el ensayo 1, ENS-1/30/T-I.

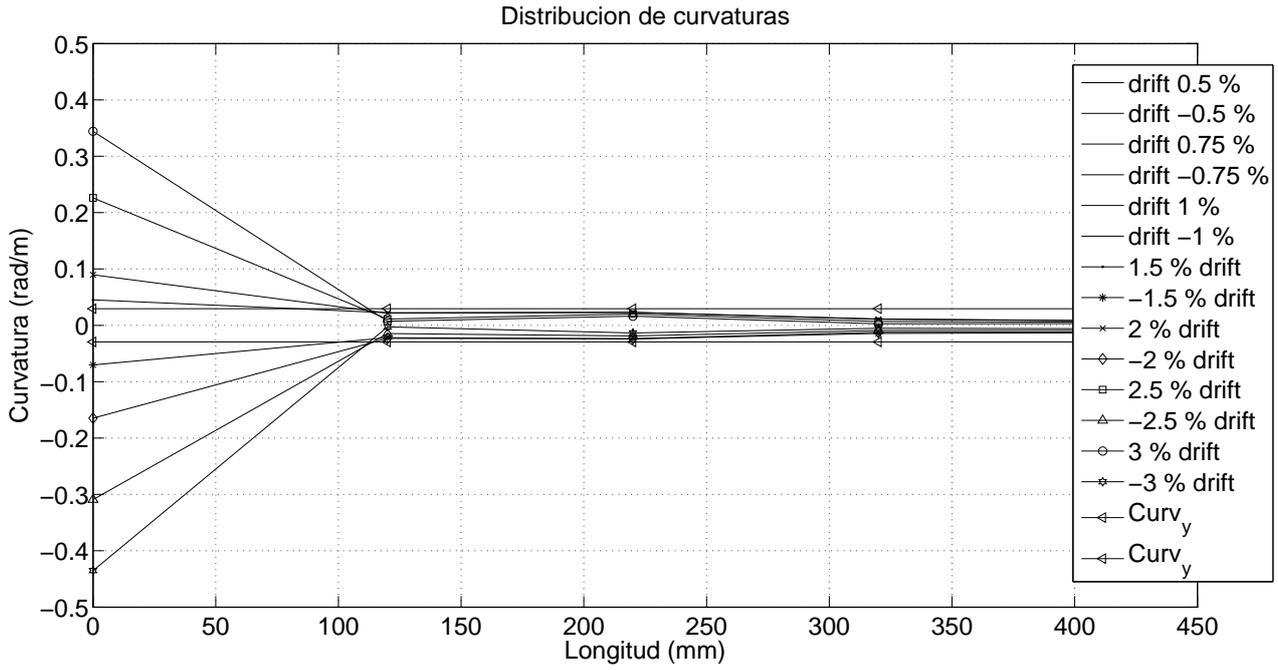


Figura 5.44: Distribución de curvaturas en el soporte en el ensayo 2, ENS-2/20/T-I.

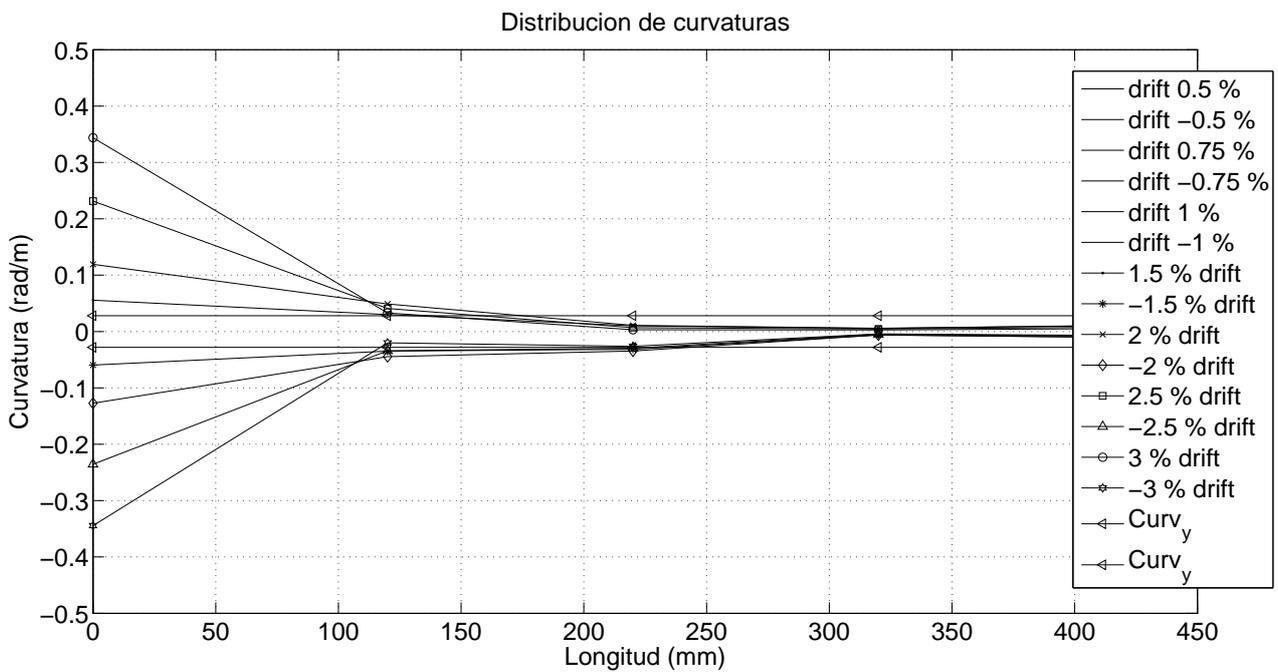


Figura 5.45: Distribución de curvaturas en el soporte en el ensayo 3, ENS-3/10/T-I.

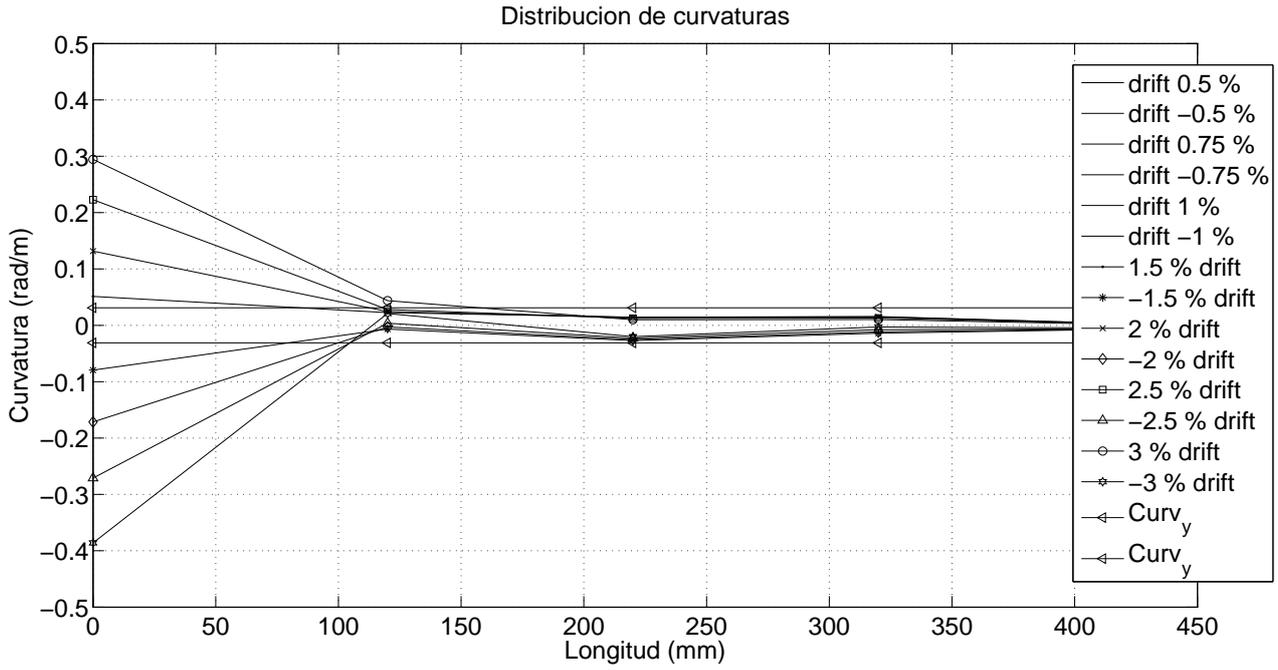


Figura 5.46: Distribución de curvaturas en el soporte en el ensayo 4, ENS-4/30/T-II.

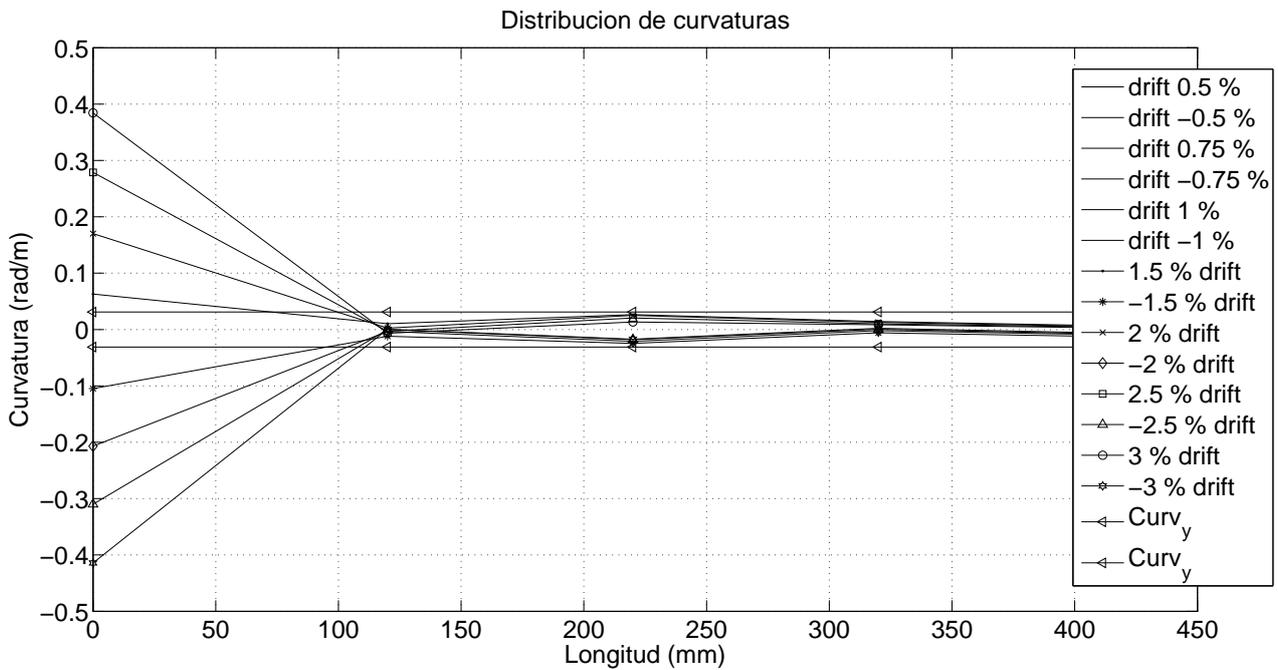


Figura 5.47: Distribución de curvaturas en el soporte en el ensayo 5, ENS-5/20/T-II.

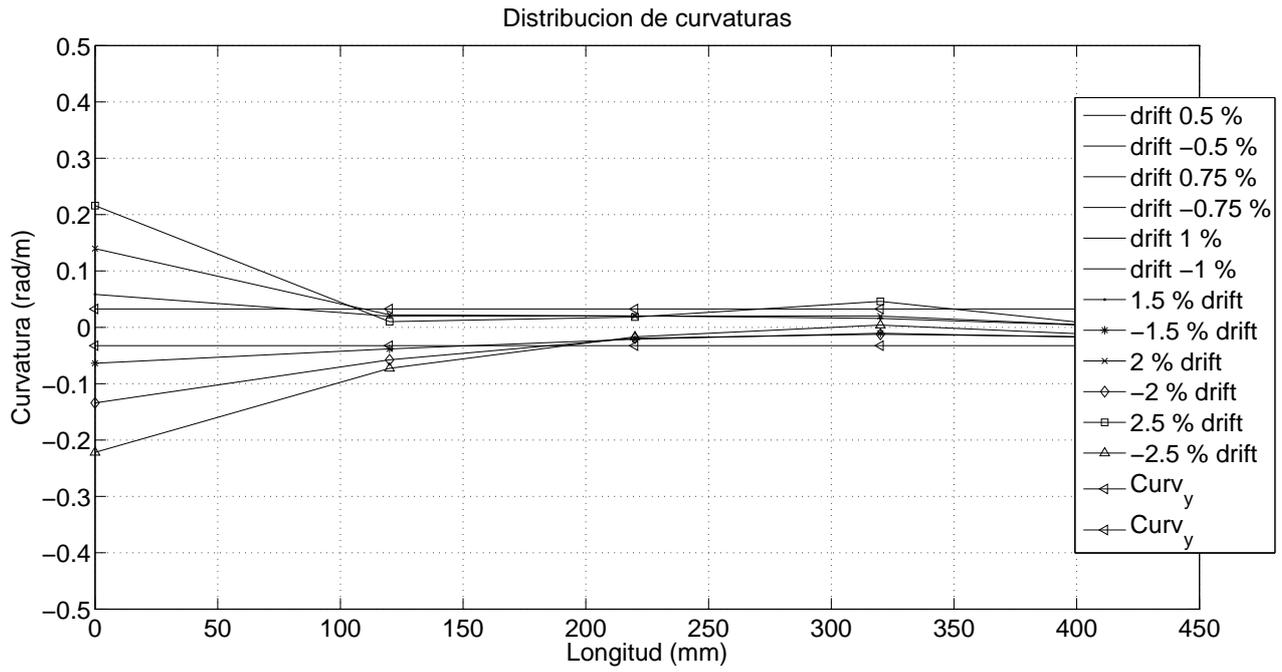


Figura 5.48: Distribución de curvaturas en el soporte en el ensayo 6, ENS-6/10/T-II.



## 5.8. Longitud de plastificación.

Las longitudes de plastificación se obtuvieron según lo hace Pam and Ho 2009 en su estudio, como la intersección entre las curvaturas últimas y de toda la pieza y la curvatura elástica efectiva.

A continuación se presenta una tabla 5.14 resumen de las longitudes de plastificación, así como las gráficas que muestran el procedimiento seguido.

	$L_p$ mm	$L_p/d$
ENS-1/30/T-I	113	0,51
ENS-2/20/T-I	112	0,51
ENS-3/10/T-I	127	0,58
ENS-4/30/T-II	131	0,59
ENS-5/20/T-II	110	0,50
ENS-6/10/T-II	144	0,65

Tabla 5.14: Longitudes de plastificación.

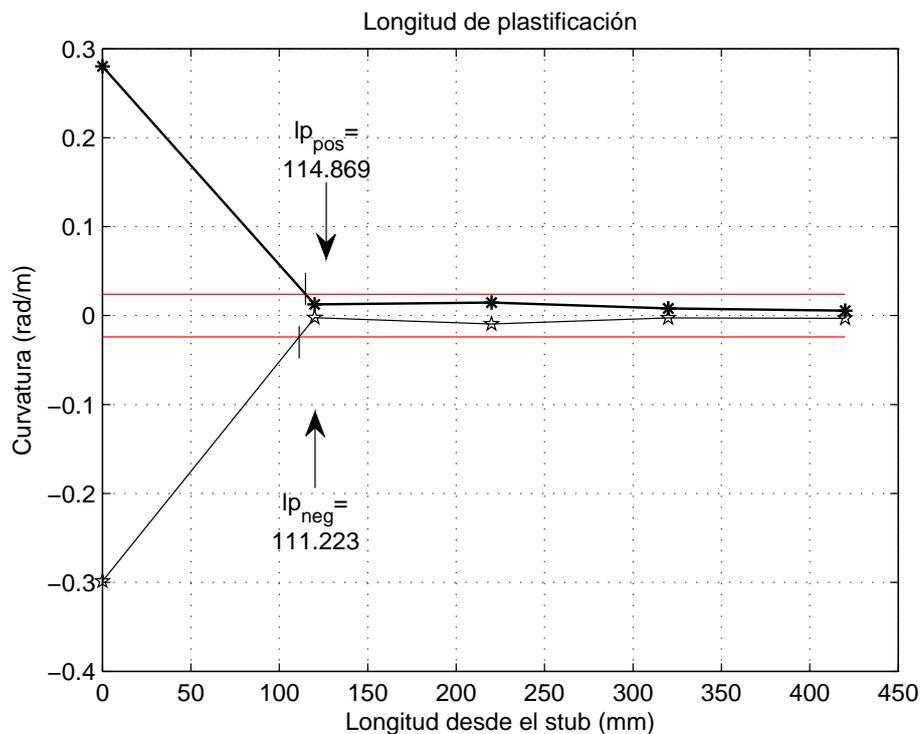


Figura 5.49: Longitud de plastificación ensayo 1.

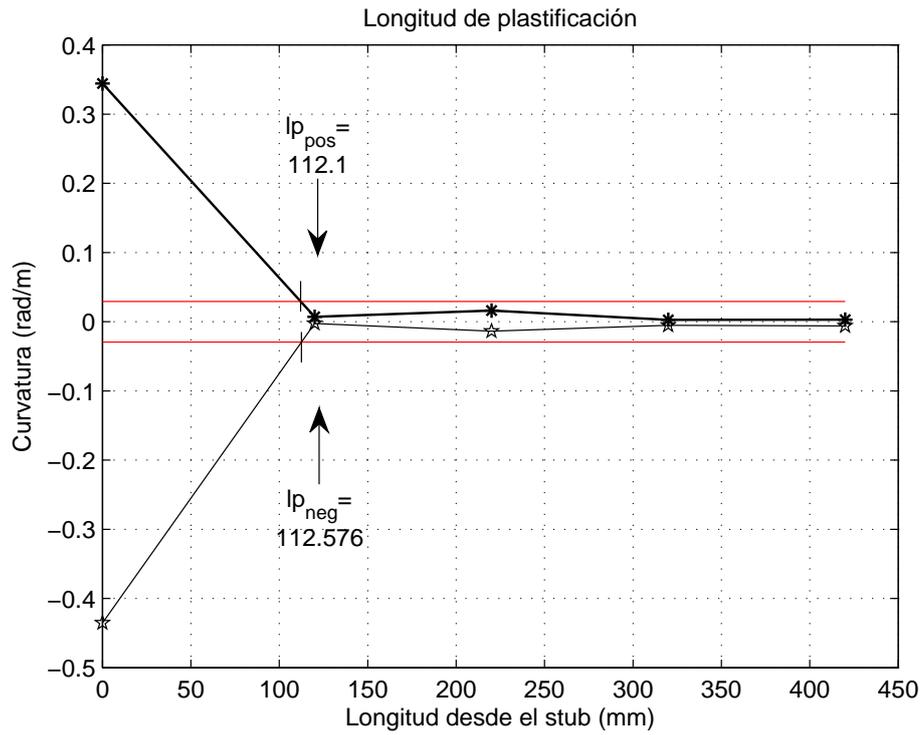


Figura 5.50: Longitud de plastificación ensayo 2.

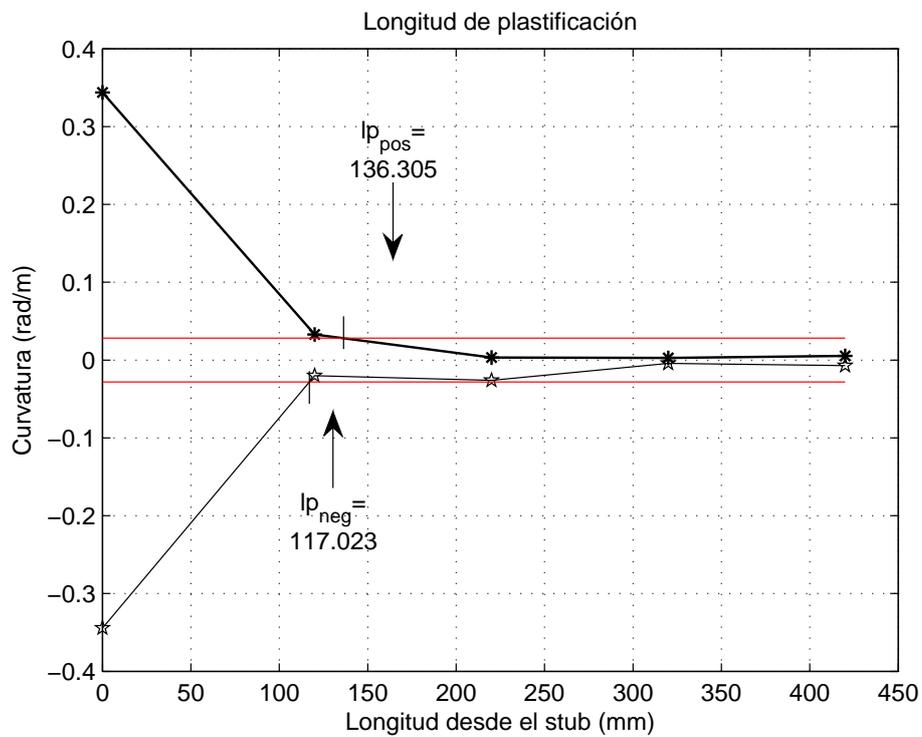


Figura 5.51: Longitud de plastificación ensayo 3.

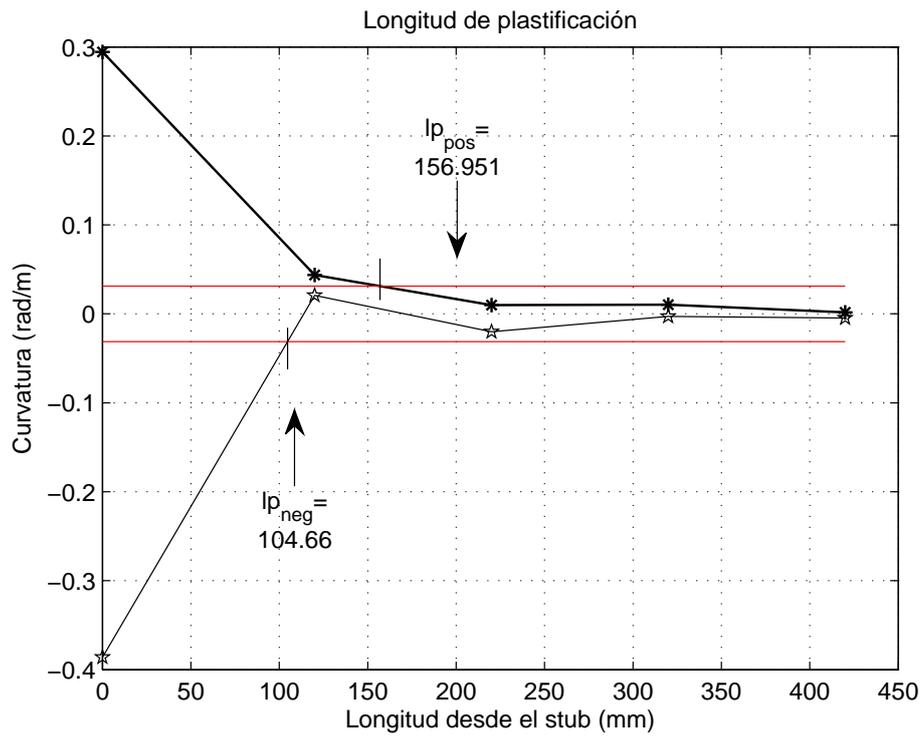


Figura 5.52: Longitud de plastificación ensayo 4.

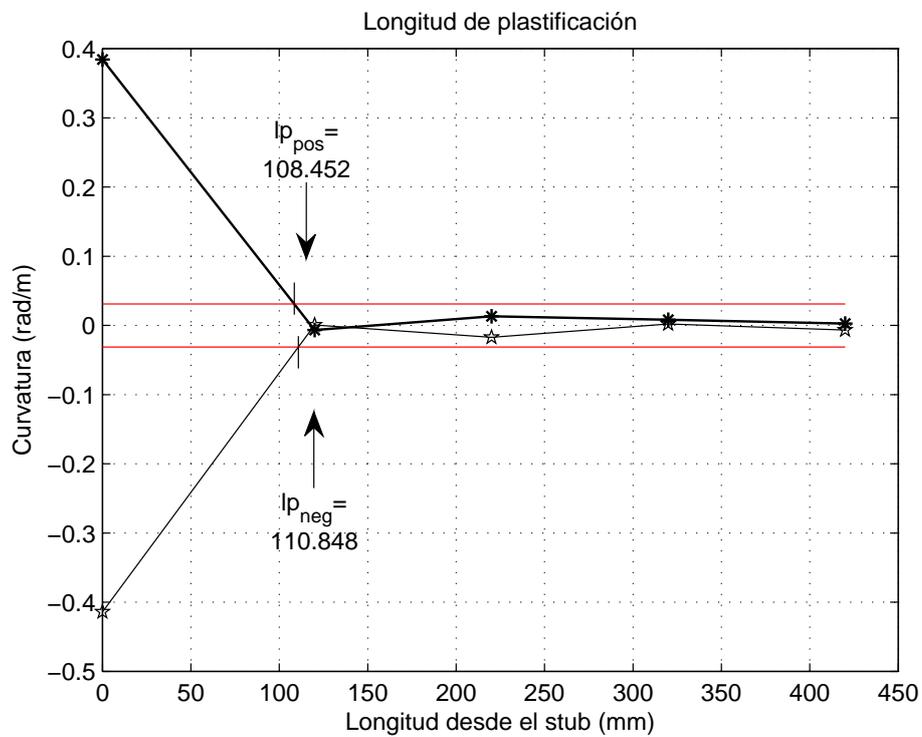


Figura 5.53: Longitud de plastificación ensayo 5.

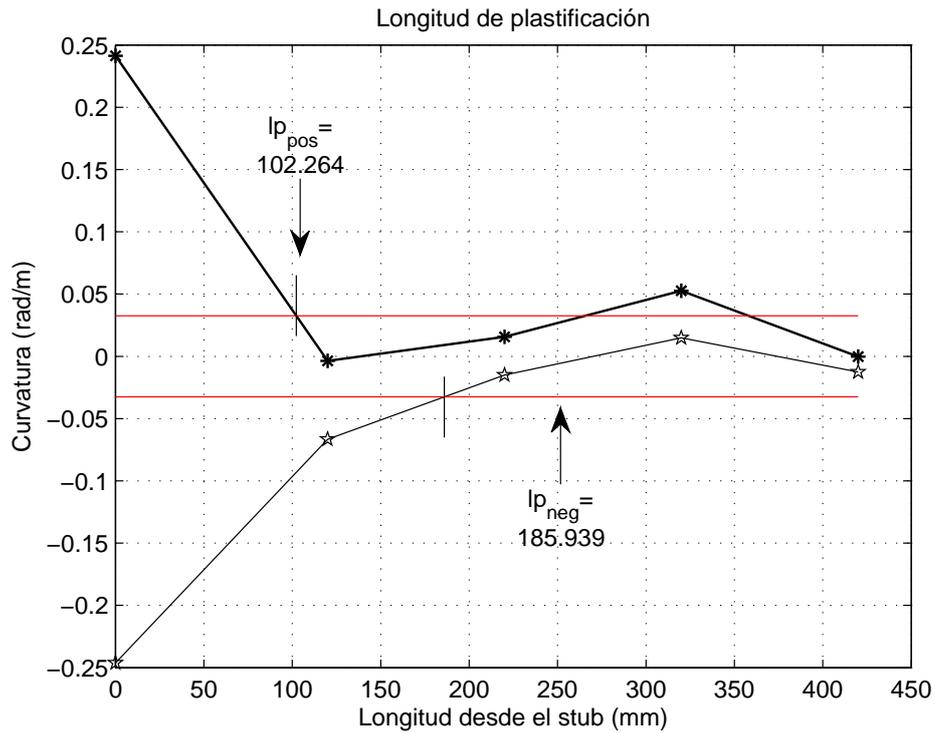


Figura 5.54: Longitud de plastificación ensayo 6.

Como se puede comprobar las longitudes de plastificación están en torno a los 120 mm, en el intervalo del 50 al 65 % del canto útil ( $d$ ) de la sección, este dato es un dato muy positivo, ya que a pesar de la alta capacidad para la disipación de energía y la buena ductilidad que presenta el material, la zona dañada es poca y la reparación después de un sismo será mucho más fácil y barata.



## 5.9. Conclusiones.

El patrón de fisuración revela que las fisuras son las correspondientes a un comportamiento típico de flexión.

El efecto stub en el hormigón de muy altas prestaciones es despreciable, ya que la zona crítica corresponde a la de máxima carga, situándose en la unión con el elemento de mayor rigidez.

A la hora de hacer una aproximación parabólica de los desplazamientos para el cálculo de la deformada, esto funciona bien para pequeños desplazamientos, no siendo tan precisa en grandes desplazamientos.

La deformada no depende de la separación entre estribos de la armadura transversal  $s_t$ , pero si del tipo de fibras adicionadas a la matriz de hormigón, obteniendo menos deformaciones para hormigones con fibra larga, que con fibra mixta.

La ductilidad en desplazamientos ha resultado ser más alta en comparación con estudios anteriores en otro tipo de materiales; como los realizados por [Caballero-Morrison et al. 2013](#).

Cuando se está en el 2,5% nominal en el ensayo, en realidad está por encima del 4,5% y cuando se está en el 3% nominal, en realidad se tiene casi un 6% del “drift” lo cual indica que la pieza tiene mucha más resistencia y tiene buen comportamiento frente a “drift” altos.

Debido a que en ningún ensayo se llega a una caída del 20% del momento máximo  $M_{max}$ , hay que tener en cuenta que la curvatura última obtenida tanto para el ensayo 1 como para el ensayo 6 corresponden a los momentos obtenidos para “drift” nominal de 2,5%, mientras que en los demás casos corresponden al 3%, siendo sensiblemente menores los primeros a los segundos y quedando aún más del lado de la seguridad.

Tener longitudes de plastificación bajas es un dato muy positivo, ya que a pesar de la alta capacidad para la disipación de energía y la buena ductilidad que presenta el material, la zona dañada es poca y la reparación después de un sismo será mucho más fácil y barata.



## 5.9. Conclusiones.

---

## CAPÍTULO 6

---

# APLICACIÓN PRÁCTICA. NUDO DE CIMENTACIÓN NAVE DE MASSALAVÉS.

En este capítulo se pretende mostrar la aplicación práctica que motiva la investigación desarrollada en los capítulos anteriores. Para ello se va a analizar un nudo de cimentación de la nave almacén situada en el municipio de Massalavés en la provincia de Valencia.

A lo largo de este capítulo se comparará la solución de utilizar una unión prefabricada con hormigón convencional y la solución de hacerlo con el material de muy altas prestaciones estudiado durante todo este proyecto de investigación.

### 6.1. Descripción de la nave y pilar.

La nave está en el municipio valencia de Massalavés en la figura 6.1 se ve la situación de la nave, y en la figura 6.2 se muestra el emplazamiento, la misma va estar destinada a un uso de almacén, esta nave está calificada como de importancia normal según al Norma de Construcción Sismorresistente Española NCSE-02 [52], ya que su destrucción durante un terremoto implica una importante pérdida económica.

La nave es de una única planta, cuya estructura está formada por pilares y vigas de hormigón que transmiten los esfuerzos desde la cubierta hasta la cimentación en la figura 6.3 se ve la distribución de algunos de los pilares que se hizo en el proyecto. El pilar elegido para la aplicación práctica está unido a la cimentación mediante vainas, lo que garantiza una unión rígida, además la viga que apoya en la cabeza del pilar simula la rótula, por lo que el comportamiento de este elemento es similar al de la viga ensayada en la campaña experimental.

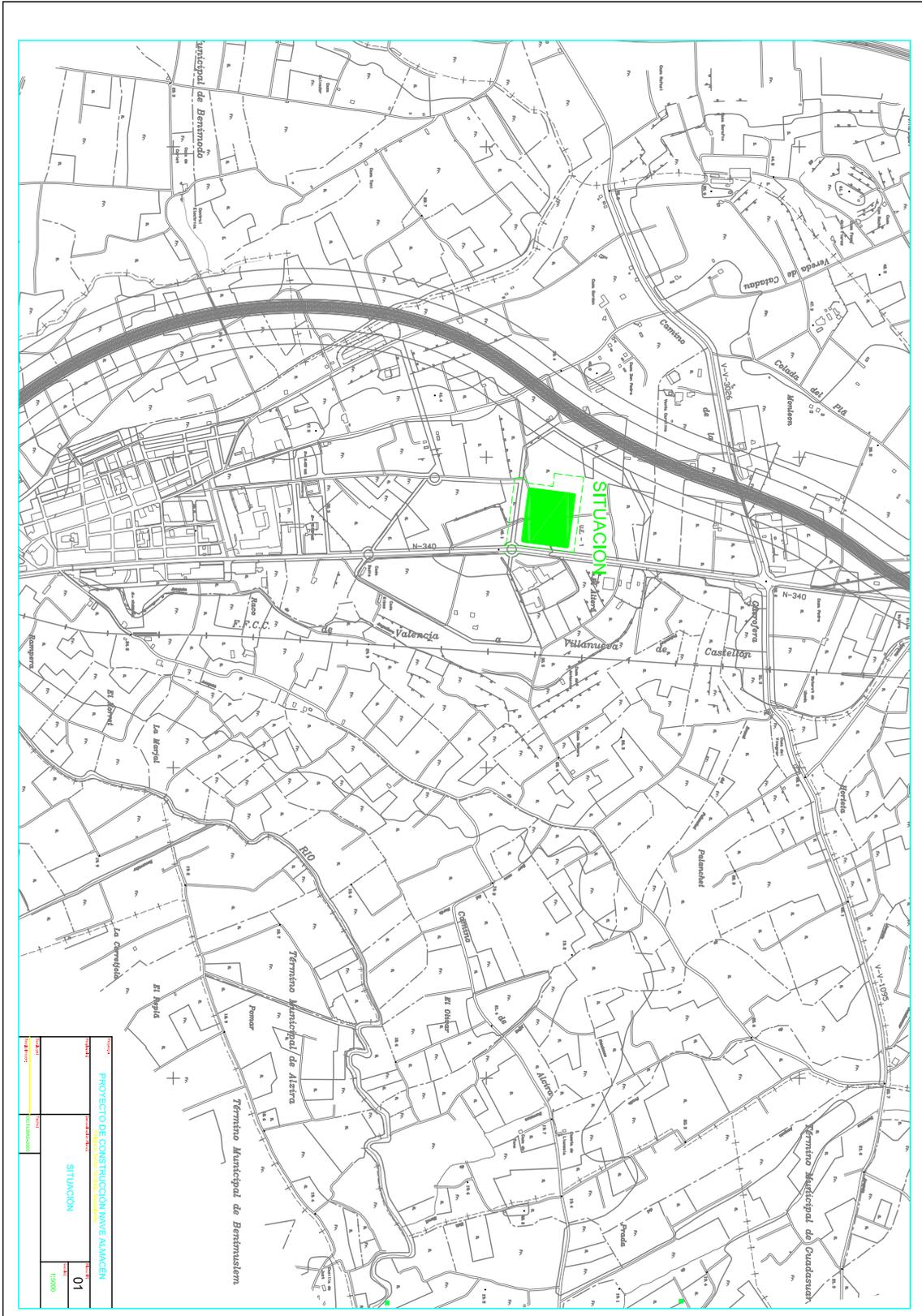


Figura 6.1: Situación de la nave.



Pilar	$L_x$	$L_y$	z	N	e	V	n	$\phi$	s	Estribo	Esquema
1	50	60	10.55	37.4	0	(3.20) <sub>y</sub>	4 4 4	25 25 25	— 3.5 7.1	$\phi 8$ a 15	
2	50	60	10.55	21.0	0	(1.60) <sub>y</sub>	4 4	20 20	— 5.6	$\phi 8$ a 15	
3	50	50	9.35	60.9	0	(2.10) <sub>y</sub>	4 8	20 16	— 1.3	$\phi 8$ a 15	
4	50	50	10.55	34.9	0	(1.10) <sub>y</sub>	4 8	20 16	— 6.0	$\phi 8$ a 15	
5	50	50	9.35	60.9	0	0.75	4 8	25 20	— —	$\phi 8$ a 15	
6	50	50	10.55	34.9	0	0.75	4 8	25 16	— 3.9	$\phi 8$ a 15	
7	50	60	10.55	16.7	0	(1.30) <sub>y</sub>	4	25	—	$\phi 8$ a 15	
8	50	60	10.55	29.0	0	(2.70) <sub>y</sub>	4 8	25 20	— 4.3	$\phi 8$ a 15	

Figura 6.3: Pilares de la nave.

La altura del pilar elegido es de 9,35 m y tiene una sección de  $50 \times 50 \text{ cm}^2$  con un armado de  $4\phi 20 + 8\phi 16$  como armadura longitudinal y  $\phi 8/15$  como armadura transversal cuya justificación de su elección se hace a continuación.

Dado que la cuantía de armadura longitudinal  $\rho_l$  que se tiene durante los ensayos es  $\cong 1,15\%$  se debe elegir un pilar con una cuantía, se comprueba que el pilar con armado  $4\phi 20 + 8\phi 16$  tiene prácticamente la misma cuantía de armadura longitudinal  $\rho_l$ .

Por otra parte se toma  $\mu_\Delta = 3,4$  según la tabla 5.5.



## 6.2. Unión mediante vainas.

La unión mediante vainas se utiliza en uniones prefabricadas para asegurar que la unión sea rígida y se comporte como una unión fabricada in-situ. Se trata de dejar unas vainas dentro de la cimentación, para posteriormente introducir las armaduras salientes del pilar dentro y rellenar con una lechada resistente que asegure la unión entre ambos elementos.

En las figuras que se muestra a continuación 6.4 se muestra como es el tipo de unión que se describe en este apartado.

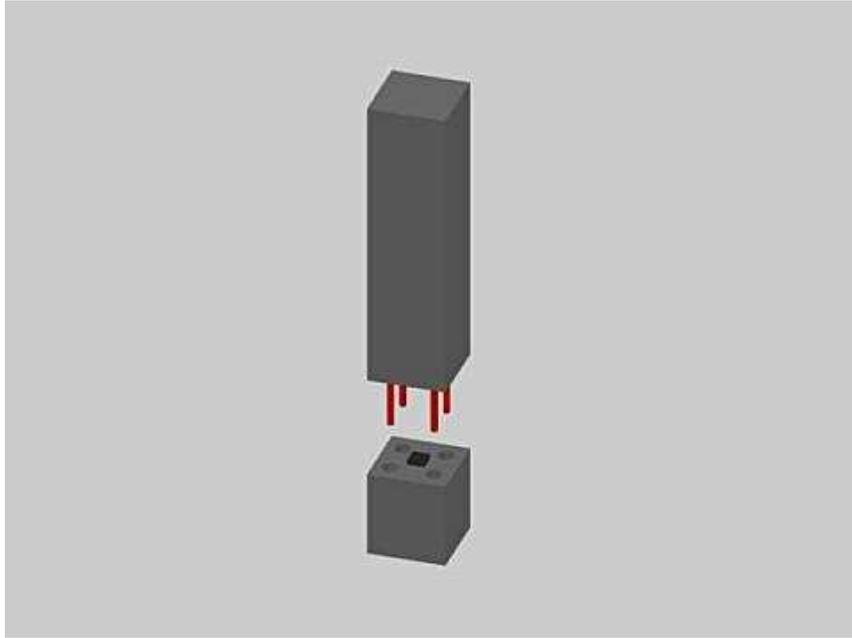


Figura 6.4: Unión tipo vainas.



Figura 6.5: Ejemplo de cimentación con vainas.



Figura 6.6: Ejemplo de pilar para unión con vainas.



### 6.3. Cálculo de la fuerza equivalente según la NCSE-02.

Según las condiciones expuestas en el artículo 3.5.1 de la NCSE-02, se puede aplicar el método simplificado para el cálculo de las fuerzas equivalentes actuantes sobre la estructura.

Modos de vibración (3.7.2).

-Número de modos a considerar (3.7.2.1):

1. Primer modo si  $T_F \leq 0,75s$ .
2. Primer y segundo si  $0,75s < T_F \leq 1,25s$ .
3. Tres primeros modos si  $T_F > 1,25s$ .

$$T_i = \frac{T_F}{(2 \cdot i - 1)} \quad (6.1)$$

-Periodo fundamental (3.7.2.2):

Al tratarse de un pórtico de hormigón armado sin pantallas rigidizadoras:

$$T_F = 0,09n \quad (6.2)$$

Donde  $n$  = Número de plantas sobre la rasante.

Teniendo en cuenta que la nave es de una única planta:

$$T_F = 0,09s \leq 0,75s \quad (6.3)$$

$$T_1 = \frac{T_F}{(2 \cdot 1 - 1)} = 0,09s \quad (6.4)$$

Cálculo de las fuerzas sísmicas (3.7.3).

La fuerza para cada planta  $k$ , y cada modo de vibración  $i$  viene expresada por:

$$F_{ik} = S_{ik} \cdot P_k \quad (6.5)$$

Donde  $P_k$  es el peso asociado a la masa de la planta  $k$ ,  $m_k$  y para la cual los coeficientes tanto para la sobrecarga de uso como para las cargas permanentes es 1 según el apartado 3.2.

$S_{ik}$  viene se obtiene a partir de:

$$S_{ik} = (a_c/g) \cdot \alpha_i \cdot \beta \cdot \eta_{ik} \quad (6.6)$$

Donde:

-Aceleración de cálculo  $a_c$  (2.2):

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \quad (6.7)$$

Para el municipio de Massalavés, según el anejo le corresponde una aceleración básica  $a_b$  de  $0,07g$  y  $K = 1,0$ .

Al tratarse de una edificación de importancia normal  $\rho = 1,0$ . En cuanto al coeficiente de amplificación del terreno  $S$  como  $\rho \cdot a_b = 0,07g \leq 0,1g$ ,  $S = C/1,25$ .

$C$  viene definido según el tipo de terreno, al tratarse de suelo cohesivo de consistencia firme (según el anejo geológico del proyecto),  $C = 1,6$ .

$$S = \frac{1,6}{1,25} = 1,28 \quad (6.8)$$

$$a_c = 1,28 \cdot 1 \cdot 0,07g = 0,0896g \quad (6.9)$$

-Espectro de respuesta elástica  $\alpha_i$  (2.3):

$$T_A = K \cdot \frac{C}{10} = 1,0 \cdot \frac{1,6}{10} = 0,16s \quad (6.10)$$

$$T_B = K \cdot \frac{C}{2,5} = 1,0 \cdot \frac{1,6}{2,5} = 0,64s \quad (6.11)$$

$$si T_i < T_B; \alpha_i = 2,5 \quad (6.12)$$

-Coeficiente de respuesta  $\beta$  (3.7.3.1):

$$\beta = \frac{V}{\mu} \quad (6.13)$$

Para  $T > T_A$ :

$$V = (5/\Omega)^{0,4} \quad (6.14)$$

Al tratarse de una estructura diáfana,  $\Omega = 4\%$

$$V = (5/4)^{0,4} = 1,0934 \quad (6.15)$$

Para  $\mu$  se tienen dos casos, el caso en el que la estructura sea prefabricada y por tanto según la norma  $\mu_1 = 1$  y el caso en el que se aplique el coeficiente de ductilidad obtenido en los ensayos  $\mu_2 = 3,4$ .

Por tanto tenemos  $\beta_1$  y  $\beta_2$  como sigue:

$$\beta_1 = \frac{1,0934}{1} = 1,0934 \quad (6.16)$$



$$\beta_2 = \frac{1,0934}{3,4} = 0,3216 \quad (6.17)$$

-Factor de distribución  $\eta$  (3.7.3.2):

Para cada modo de vibración  $i$ , planta  $k$ , y número de plantas  $n$ .

$$\eta_{ik} = \Phi_{ik} \cdot \frac{\sum m_k \cdot \Phi_{ik}}{\sum m_k \cdot \Phi_{ik}^2} \quad (6.18)$$

Donde  $m_k$  es la masa de la planta  $k$ , y  $\Phi_{ik} = \text{sen}[(2 \cdot i - 1) \cdot \pi \cdot h_k / 2 \cdot H]$ .

Teniendo en cuenta que  $i = 1$ ,  $k = 1$ , y  $n = 1$ .

$$\eta_{11} = 1 \quad (6.19)$$

Resumiendo:

Para  $\mu_1 = 1$ .

$$S_{11} = (a_c/g) \cdot \alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot \eta_{11} = 0,0896 \cdot 2,5 \cdot 1,0934 \cdot 1 \quad (6.20)$$

$$S_{11} = 0,245 \quad (6.21)$$

Para  $\mu_2 = 3,4$ .

$$S_{11} = (a_c/g) \cdot \alpha_1 \cdot \beta_2 \cdot \eta_{11} = 0,0896 \cdot 2,5 \cdot 0,3216 \cdot 1 \quad (6.22)$$

$$S_{11} = 0,072 \quad (6.23)$$

Según el proyecto original el peso de la masa soportado por el pilar  $P_k$  es:

-Cargas permanentes: 440KN.

-Sobrecarga de uso: 160KN.

-Cortante en cabeza de pilar: 20KN.

Teniendo en cuenta los coeficientes del apartado 3.2,  $P_1 = 600KN$

En conclusión:

Para  $\mu_1 = 1$ .

$$F_{11} = 0,245 \cdot 600 = 147KN \quad (6.24)$$

Para  $\mu_2 = 3,4$ .

$$F_{11} = 0,072 \cdot 600 = 43,2KN \quad (6.25)$$

### 6.4. Cálculo de la unión con hormigón prefabricado.

Como se refleja en el apartado anterior, el cortante aplicado en la cabeza del pilar será  $147KN$  derivado de la fuerza sísmica equivalente y  $20KN$  debidos a cargas permanentes y de uso. Por tanto el esfuerzo cortante que deberá soportar es de  $167KN$ , que a su vez genera un momento flector en la base del pilar de  $167 \times 9,35 \approx 1562mKN$ , además el axil sin tener en cuenta el peso propio es de  $600KN$  debido a las cargas permanentes y a la sobrecarga de uso.

Como establece la EHE-08, los esfuerzos no se deben mayorar en el estado limite accidental de sismo.

Ancho de la sección b (m)  
0.50

Canto de la sección h (m)  
0.50

Resistencia característica del hormigón fck (MPa)  
35

Límite elástico del acero fyk (MPa)  
500

Recubrimiento mecánico de las armaduras r\_mec (m)  
0.06

Área de la sección de la armadura inferior As1 (cm2)  
14.32

Área de la sección de la armadura superior As2 (cm2)  
14.32

Esfuerzo axil axil (kN)  
600

Momento flector flector (kN.m)  
1562

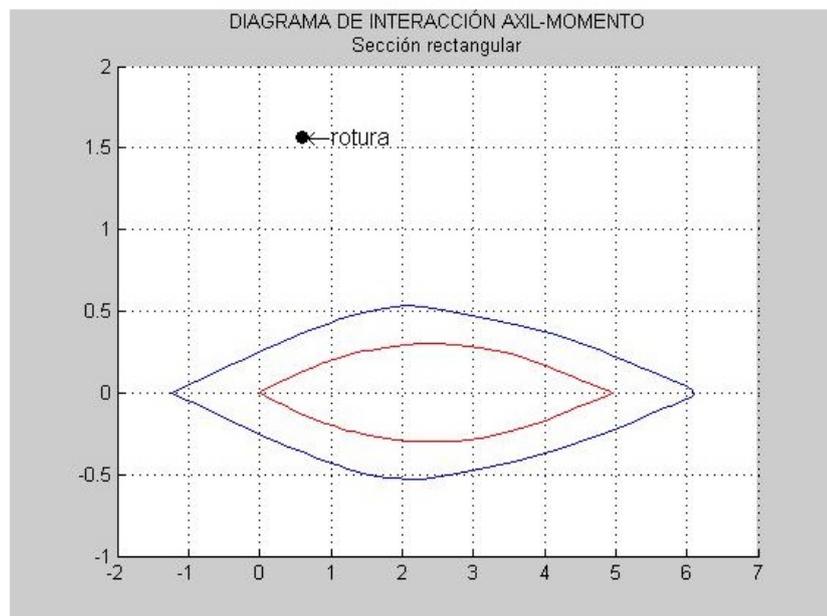


Figura 6.7: Comprobación sección.

Para hacer la comprobación de la sección de hormigón se utilizó el recurso electrónico [53], el cual permite dibujar el diagrama momento - axil a partir de los datos de la sección (geometría, recubrimiento, tipo de hormigón, tipo de acero, cuantía de armadura, axil y momento).

En las figuras 6.7 y 6.8 se muestran los resultados obtenidos para la comprobación de la sección de proyecto y la sección necesaria del pilar teniendo en cuenta la acción sísmica. Se comprueba que para la sección de  $50 \times 50 cm^2$  y un armado de  $4\phi 20 + 8\phi 16$  con un recubrimiento mecánico de  $6cm$  se produce la rotura, siendo necesario aumentar tanto la sección como el armado, llegando hasta una sección de  $60 \times 60 cm^2$  y un armado de  $16\phi 32$ .



Ancho de la sección b (m)

Canto de la sección h (m)

Resistencia característica del hormigón  $f_{ck}$  (MPa)

Límite elástico del acero  $f_{yk}$  (MPa)

Recubrimiento mecánico de las armaduras  $r_{mec}$  (m)

Área de la sección de la armadura inferior  $A_{s1}$  (cm<sup>2</sup>)

Área de la sección de la armadura superior  $A_{s2}$  (cm<sup>2</sup>)

Esfuerzo axial  $N$  (kN)

Momento flector  $M$  (kN·m)

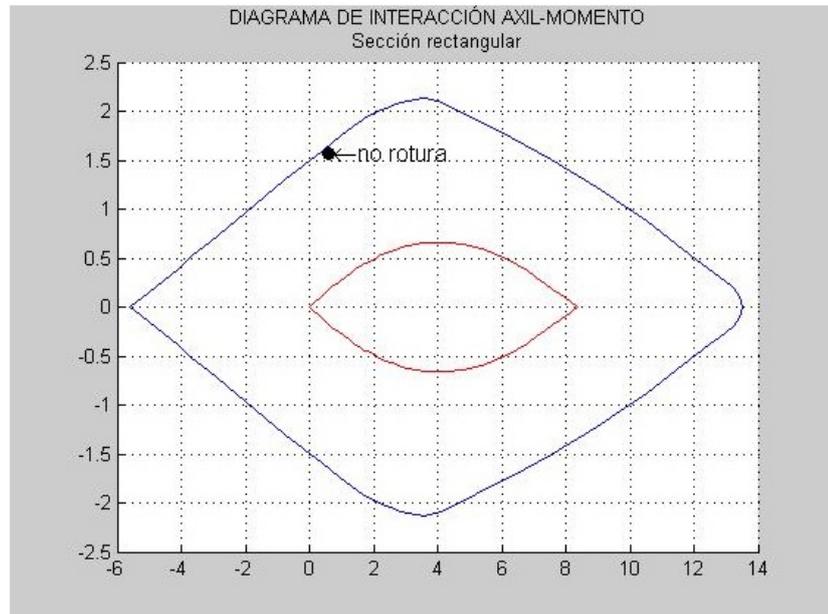


Figura 6.8: Comprobación sección.

### 6.5. Cálculo de la unión híbrida.

En el caso de la unión híbrida al tener un coeficiente de ductilidad  $\mu_{\Delta} = 3,4$  el esfuerzo cortante en la cabeza del pilar debido a la fuerza sísmica equivalente es de  $43,2KN$ , por tanto el cortante de cálculo será de  $63,2KN$ , lo cual implica que el momento flector máximo que se tiene es  $63,2 \times 9,35 \approx 590mKN$  y un axil sin tener en cuenta el peso propio de  $600KN$ .

En la figura 6.9 se muestra el cálculo mediante el recurso electrónico [53], comprobándose que para la sección de  $50 \times 50cm^2$  y un armado de  $4\phi 20 + 8\phi 16$  con un recubrimiento mecánico de  $6cm$  se produce la rotura.

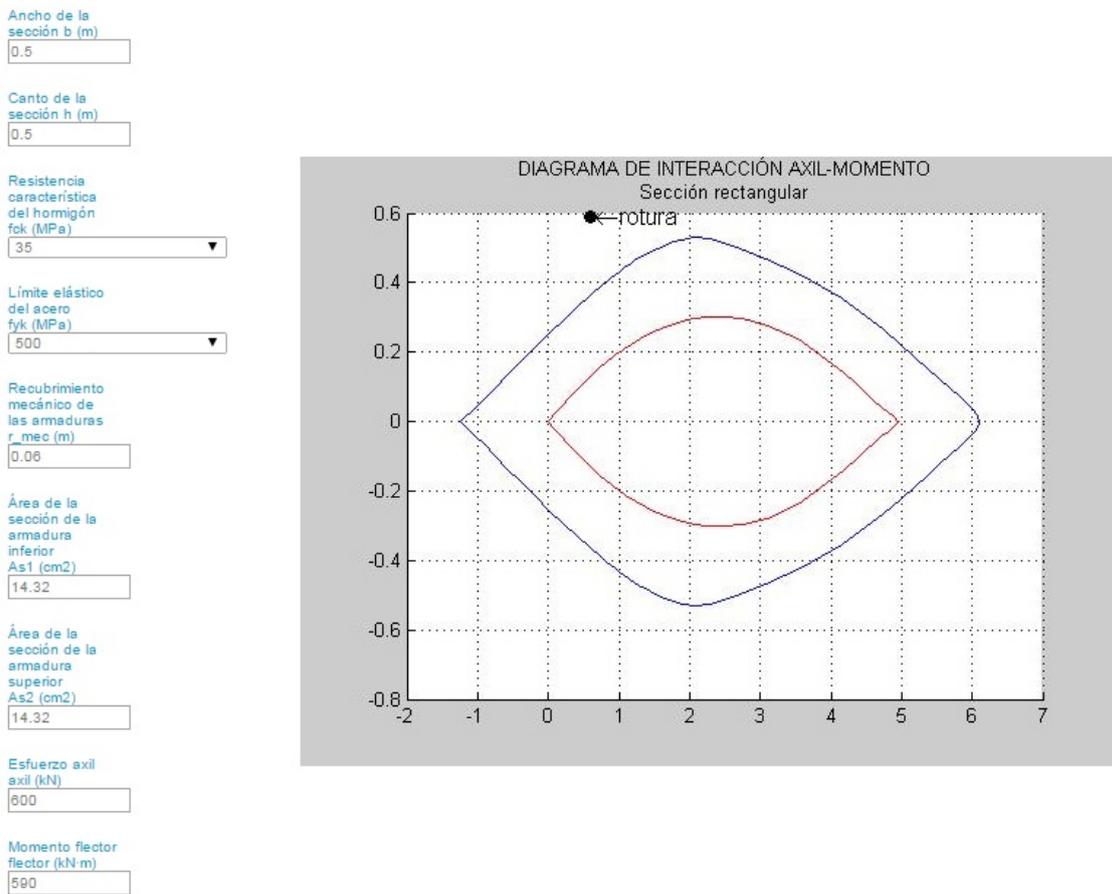


Figura 6.9: Comprobación sección.

El momento último para este axil y nivel de armado será el que se muestra en la figura 6.10  $360 mKN$ , teniendo en cuenta que hay que sobrepasar un canto útil con el material de altas prestaciones de la zona de momento último para el hormigón de baja resistencia, la longitud total de puesta del nuevo material será  $4,1 m$ .

A la vista de los ensayos realizados durante la campaña experimental la longitud de la zona crítica es aproximadamente la mitad del canto útil ( $l_p = 0,6d$ ), estando del lado de la seguridad al poner  $4,1 m$  de este material.



Ancho de la sección b (m)

Canto de la sección h (m)

Resistencia característica del hormigón f<sub>ck</sub> (MPa)

Límite elástico del acero f<sub>yk</sub> (MPa)

Recubrimiento mecánico de las armaduras r<sub>me</sub> (m)

Área de la sección de la armadura inferior As1 (cm<sup>2</sup>)

Área de la sección de la armadura superior As2 (cm<sup>2</sup>)

Esfuerzo axial axil (kN)

Momento flector (kN·m)

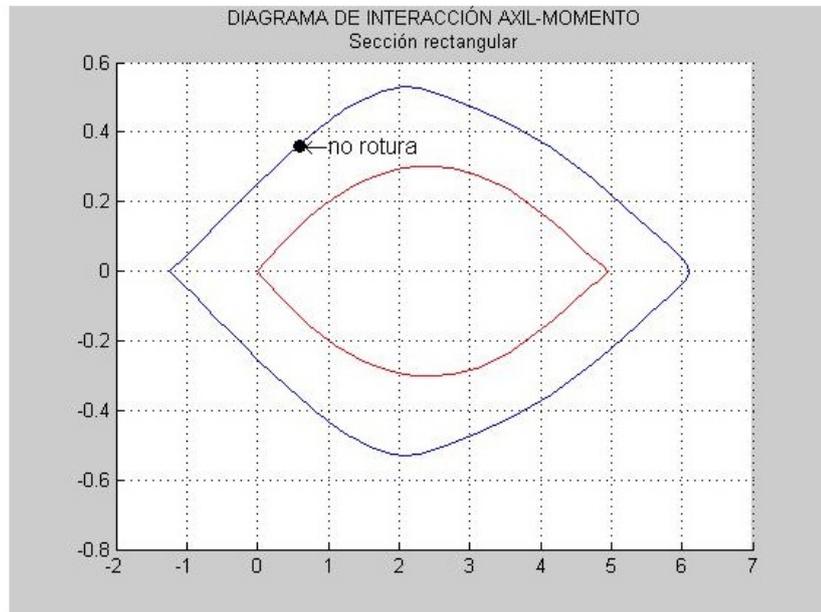


Figura 6.10: Momento último.

## 6.6. Comparación entre soluciones.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, se debe hacer una comparativa entre las soluciones encontradas para verificar tanto cuantitativamente como cualitativamente cual de las dos es mejor, por este motivo se hace una evaluación económica y otra de la huella de  $CO_2$  que tiene cada solución.

La solución 1 está compuesta por una sección de  $65 \times 65 \text{ cm}^2$  y  $16\phi 32$ , mientras que la solución 2 está compuesta por una sección de  $50 \times 50 \text{ cm}^2$  y  $12\phi 25$ .

Solución 1:

-Precio:

Lo primero que debemos calcular es el volumen de hormigón necesario para la fabricación del pilar. Teniendo en cuenta que la sección es  $65 \times 65 \text{ cm}^2$ .

$$Vol = 0,65 \times 0,65 \times 9,35 = 3,95 \text{ m}^3 \quad (6.26)$$

Teniendo en cuenta que el precio de mercado del metro cúbico de hormigón es  $110 \text{ €}$ .

$$Preciohormign = 3,95 \times 110 \simeq 435 \text{ €} \quad (6.27)$$

Por otra parte hay que tener en cuenta el precio de la armadura, suponiendo que los estribos son los mismos en ambas soluciones y por tanto para hacer la comparativa no es relevante. Y sabiendo que para  $\phi 32$  el precio es  $5,74 \text{ €} / \text{m}$ .

$$16\phi 32 \text{ de } 12 \text{ m} \Rightarrow 5,74 \times 16 \times 12 = 1102 \text{ €} \quad (6.28)$$

El coste total de la solución 1 será:

$$Costefinal1 = 435 + 1102 = 1537 \text{ €} \quad (6.29)$$

-Huella de  $CO_2$ :

Para tener en cuenta la huella de  $CO_2$  que deja la fabricación del pilar de la solución 1 hay que tener en cuenta que este tipo de hormigón tiene aproximadamente  $400 \text{ kg} / \text{m}^3$  de cemento.

$$Cemento1 = 3,95 \times 400 = 1580 \text{ kg} \quad (6.30)$$

Solución 2:

-Precio:

El volumen de hormigón necesario para la fabricación del pilar hay que dividirlo en dos partes, la parte formada por el hormigón convencional y la parte formada por el hormigón de muy altas prestaciones, sabiendo que será puesto en los 50 primeros centímetros.



Teniendo en cuenta que la sección es  $50 \times 50 \text{ cm}^2$ .

$$Vol_{H-35} = 0,5 \times 0,5 \times 5,25 = 1,3125 \text{ m}^3 \quad (6.31)$$

$$Vol_{UHPC} = 0,5 \times 0,5 \times 4,1 = 1,025 \text{ m}^3 \quad (6.32)$$

Teniendo en cuenta que el precio de mercado del metro cúbico de hormigón convencional es  $110 \text{ €}$ , y el de UHPC es de  $800 \text{ €}$

$$Precio_{hormign_{H-35}} = 1,3125 \times 110 \simeq 144 \text{ €} \quad (6.33)$$

$$Precio_{hormign_{UHPC}} = 1,025 \times 800 \simeq 820 \text{ €} \quad (6.34)$$

El precio del hormigón será:

$$Precio_{hormign} = 820 + 144 = 964 \text{ €} \quad (6.35)$$

El precio de la armadura, sabiendo que para  $\phi 20$  el precio es  $2,24 \text{ €/m}$  y para  $\phi 16$  el precio es  $1,44 \text{ €/m}$ .

$$8\phi 16 \text{ de } 12 \text{ m} \Rightarrow 1,44 \times 8 \times 12 = 138 \text{ €} \quad (6.36)$$

$$4\phi 20 \text{ de } 12 \text{ m} \Rightarrow 2,24 \times 4 \times 12 = 108 \text{ €} \quad (6.37)$$

El coste total de la solución 2 será:

$$Coste_{final2} = 964 + 138 + 108 = 1210 \text{ €} \quad (6.38)$$

-Huella de  $\text{CO}_2$ :

Para tener en cuenta la huella de  $\text{CO}_2$  que deja la fabricación del pilar de la solución 2 hay que tener en cuenta que el hormigón convencional tiene aproximadamente  $400 \text{ kg/m}^3$  de cemento, mientras que el UHPC tiene  $1000 \text{ kg/m}^3$ .

$$Cemento_{H-35} = 1,3125 \times 400 = 525 \text{ kg} \quad (6.39)$$

$$Cemento_{UHPC} = 1,025 \times 1000 = 1025 \text{ kg} \quad (6.40)$$

$$Cemento2 = 525 + 1025 = 1550 \text{ kg} \quad (6.41)$$

Resumiendo el coste de la solución 1 será de  $1537 \text{ €}$  y la cantidad de cemento necesaria  $1580 \text{ kg}$  que comparándolo con la solución 2  $1210 \text{ €}$  y  $1550 \text{ kg}$  resulta que con esta última se obtiene un ahorro de  $\simeq 21 \%$  en cuanto al precio y  $\simeq 2 \%$  en cuanto a la huella de  $\text{CO}_2$ .

## 6.7. Conclusiones.

Despreciar el peso propio nos deja del lado de la seguridad, ya que al aumentar la carga axial podemos agrandar el diagrama momento - axil.

A la vista de los resultados obtenidos como era de esperar es más eficiente la estructura con el material de muy altas prestaciones, a continuación se hace una comparación para ver que realmente si lo es.

La comparativa entre ambas soluciones debe de ser no solo entre el precio de fabricación sino también en la huella de  $CO_2$  que deja la fabricación del cemento, en la tabla 7.1 se puede apreciar que el precio del pilar 1 es casi el doble que el precio del pilar 2. Por otra parte el cemento necesario para la fabricación es mayor en el pilar 1 que en el 2, por este motivo resulta que utilizar el hormigón de muy altas prestaciones es beneficioso tanto para el coste global de la obra como en la huella de  $CO_2$  que deja la fabricación del hormigón.

Comparativa entre pilares							
		Vol. hormigón	Armado	precio hormigón	precio ferralla	precio final	Cantidad de cemento
<b>pilar 1</b>		3,950 $m^3$	16 $\phi$ 32	110 €/ $m^3$	5,74 €/m	1537 €	1580 kg
<b>pilar2</b>	H-35	1,3125 $m^3$	4 $\phi$ 20	110 €/ $m^3$	3,51 €/m	1210 €	525 kg
	UHPRFC	1,025 $m^3$	+8 $\phi$ 16	800 €/ $m^3$			1025 kg

Tabla 6.1: Comparativa entre ambos pilares.

A la vista de los resultados expuestos en la tabla 7.1, el coste de la solución 1 será de 1537€ y la cantidad de cemento necesaria 1580kg, para la solución 2 será 1210€ y 1550kg, por tanto se obtiene un ahorro de  $\simeq 21\%$  en cuanto al precio y  $\simeq 2\%$  en cuanto a la huella de  $CO_2$  cuando utilizamos la solución 2 en lugar de la primera.

Hay que tener en cuenta que estamos muy del lado de la seguridad, si se hiciera un rediseño aumentando un poco la cuantía de armadura longitudinal, se vería que el coste se reduce y la huella de  $CO_2$  a su vez.

---

---

## CAPÍTULO 7

---

# CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.

### 7.1. Conclusiones sobre el programa experimental.

En cuanto a la dosificación del hormigón diseñada para la fabricación de las probetas, se puede decir que fue buena, ya que respetando el protocolo de fabricación se obtuvieron resistencias a compresión medias en torno a la esperada en el diseño y sin demasiada dispersión entre las distintas amasadas.

El procedimiento utilizado para la fabricación y puesta en obra obtuvo resultados favorables, ya que en un principio se tenía la preocupación de que la junta de hormigonado entre ambas amasadas no estuviera bien ejecutada, pero con la ayuda de los técnicos de laboratorio implicados en este proceso y la aplicación de la vibración con la mesa vibrante se obtuvieron buenos resultados reflejándose así en los ensayos al no tener ningún problema en dichas juntas.

En la literatura consultada no hay una idea común para la relación entre la resistencia a compresión media obtenida con las probetas cilíndricas de diámetro 15 cm y de largo 30 cm, y las probetas cúbicas de lado 10 cm, en este caso se obtuvo una relación media de 1,20 para los ensayos de hormigón tipo I (fibra mixta), y 1,16 para los ensayos de hormigón tipo II (fibra larga), obteniendo como media de todos los ensayo 1,18.

A la hora de dibujar el patrón de fisuración es necesario la utilización de un barniz hidrófugo, ya que en el hormigón de muy altas prestaciones las fisuras como normal general tienen una abertura muy pequeña inapreciable a simple vista, por este motivo se aplica el barniz antes del inicio del ensayo, para que una vez terminado se le aplique agua en la superficie y muestre las fisuras producidas durante el ensayo y se pueda dibujar el patrón de fisuración.

## 7.2. Conclusiones sobre el análisis de resultados.

El patrón de fisuración revela que las fisuras son las correspondientes a un comportamiento típico de flexión.

El efecto stub en el hormigón de muy altas prestaciones es despreciable, ya que la zona crítica corresponde a la de máxima carga, situándose en la unión con el elemento de mayor rigidez.

A la hora de hacer una aproximación parabólica de los desplazamientos para el cálculo de la deformada, esto funciona bien para pequeños desplazamientos, no siendo tan precisa en grandes desplazamientos.

La ductilidad en desplazamientos ha resultado ser más alta en comparación con estudios anteriores en otro tipo de materiales; como los realizados por [Caballero-Morrison et al. 2013](#).

Cuando se está en el 2,5 % teórico en el ensayo, en realidad está por encima del 4,5 % y cuando se está en el 3 % teórico, en realidad se tiene casi un 6 % del “drift” lo cual indica que la pieza tiene mucha más resistencia y tiene buen comportamiento frente a “drift” altos.

Debido a que en ningún ensayo se llega a una caída del 20 % del momento máximo  $M_{max}$ , hay que tener en cuenta que la curvatura última obtenida tanto para el ensayo 1 como para el ensayo 6 corresponden a los momentos obtenidos para “drift” teóricos de 2,5 %, mientras que en los demás casos corresponden al 3 %, siendo sensiblemente menores los primeros a los segundos y quedando aún más del lado de la seguridad.

Los modos de rotura de todos los ensayos fue por flexión, lo que indica que la resistencia a cortante de este material es muy alta, ya que incluso con una separación entre estribos de  $s_t = 30cm$  la rotura se produjo por flexión.

En cuanto al salto de recubrimiento, la cantidad de fibras en la dosificación impide que se produzca el desprendimiento de grandes cascotes del hormigón que recubre la armadura, este hecho a su vez evita que la armadura en compresión pandee, lo que se convierte en una mayor resistencia y una rotura controlada.

La fisuración observada en todas las piezas nos indica que las fibras incluidas trabajan bien a la hora de controlar la fisuración, haciendo que se distribuyan a lo largo de toda la pieza y que la abertura de fisura sea muy reducida; esto implica un aumento de la durabilidad de estos hormigones ya que los agentes agresivos para el material no pueden entrar en su núcleo. Otra conclusión que se puede sacar de aquí puede ser la fácil reparación, ya que al haber fibras que forman puentes entre las caras de las fisuras puede ser más fácil su reparación. Esta afirmación debe ser corroborada con futuras investigaciones.

Tener longitudes de plastificación bajas es un dato muy positivo, ya que a pesar de la alta capacidad para la disipación de energía y la buena ductilidad que presenta el material, la zona dañada es poca y la reparación después de un sismo será mucho más fácil y barata.



### 7.3. Conclusiones sobre la aplicación práctica.

La comparativa entre ambas soluciones debe de ser no solo entre el precio de fabricación sino también en la huella de  $CO_2$  que deja la fabricación del cemento, en la tabla 7.1 se puede apreciar que el precio del pilar 1 es casi el doble que el precio del pilar 2. Por otra parte el cemento necesario para la fabricación es mayor en el pilar 1 que en el 2, por este motivo resulta que utilizar el hormigón de muy altas prestaciones es beneficioso tanto para el coste global de la obra como en la huella de  $CO_2$  que deja la fabricación del hormigón.

Comparativa entre pilares							
		Vol. hormigón	Armado	precio hormigón	precio ferralla	precio final	Cantidad de cemento
<b>pilar 1</b>		3,950 $m^3$	16 $\phi$ 32	110 €/ $m^3$	5,74 €/m	1537 €	1580 kg
<b>pilar2</b>	H-35	1,3125 $m^3$	4 $\phi$ 20	110 €/ $m^3$	3,51 €/m	1210 €	525 kg
	UHPFRC	1,025 $m^3$	+8 $\phi$ 16	800 €/ $m^3$			1025 kg

Tabla 7.1: Comparativa entre ambos pilares.

A la vista de los resultados expuestos en la tabla 7.1, el coste de la solución 1 será de 1537€ y la cantidad de cemento necesaria 1580kg, para la solución 2 será 1210€ y 1550kg, por tanto se obtiene un ahorro de  $\simeq 21\%$  en cuanto al precio y  $\simeq 2\%$  en cuanto a la huella de  $CO_2$  cuando utilizamos la solución 2 en lugar de la primera.

Hay que tener en cuenta que estamos muy del lado de la seguridad, si se hiciera un rediseño aumentando un poco la cuantía de armadura longitudinal, se vería que el coste se reduce y la huella de  $CO_2$  a su vez.

### 7.4. Futuras líneas de investigación.

Para una comprensión mejor de este material se debería realizar una campaña experimental en la que pueda compararse la influencia de la sección, la influencia del armado, la influencia de la cantidad de fibras en la matriz, la esbeltez a cortante  $\lambda_v$ , el axil aplicado.

También se debería estudiar la unión de este material y un hormigón armado convencional, para garantizar que el funcionamiento de este tipo de elementos híbridos funciona correctamente, de manera que la transmisión de esfuerzos y la resistencia global de la estructura se vea mejorada notablemente debido a la utilización del hormigón de altas prestaciones en zonas críticas.

De este modo se podría hacer una comparativa entre las resistencias y ductilidades obtenidas respecto a los distintos factores, y consecuentemente poder extrapolar con mayor exactitud los resultados obtenidos a estructuras sometidas a cargas cíclicas.



#### 7.4. Futuras líneas de investigación.

---

# BIBLIOGRAFÍA

- [1] Behzad Nematollahi, Raizal Saifulnaz M R, Mohd Saleh Jaafar, and Yen Lei Voo. A review on ultra high performance ductile concrete (UHPdC) technology. *International Journal of Civil and Structural Engineering*, 2(3):1003–1018, February 2012. ISSN 09764399. doi: 10.6088/ijcser.00202030026. URL <http://www.ipublishing.co.in/ijcserarticles/twelve/lpages/0203/jcserlpvol2issue300026.html>.
- [2] Ministerio de fomento de España., editor. *Anejo 14. Recomendaciones para la utilización de hormigón con fibras*. Ministerio de fomento de España., 2008. URL <http://www.fomento.es/NR/rdonlyres/AF90A2BE-9F34-4ACB-82DA-C1ACD58F3879/37440/Anejo14borde.pdf>.
- [3] Asociación Española de Normalización y Certificación. *UNE-EN 14889-1: fibras para hormigón. Fibras de acero*, volume 1. AENOR, 2008. URL <http://books.google.com.pe/books?id=KbaoMwEACAAJ>.
- [4] Asociación Española de Normalización y Certificación. *UNE-EN 14889-2: fibras para hormigón. Fibras poliméricas*, volume 2. AENOR, 2008. URL <http://books.google.es/books?id=7KXaMwEACAAJ>.
- [5] Laura Isabel Osorio, Patrick Paultre, Rami Eid, and Jean Proulx. Seismic behavior of synthetic fiber-reinforced circular columns. *ACI Structural Journal*, 111(1), 2014.
- [6] M.M. Kamal, M.a. Safan, Z.a. Etman, and R.a. Salama. Behavior and strength of beams cast with ultra high strength concrete containing different types of fibers. *HBRC Journal*, October 2013. ISSN 16874048. doi: 10.1016/j.hbrj.2013.09.008. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S1687404813000813>.
- [7] Yu-ye Zhang, Kent A Harries, and Wan-cheng Yuan. Experimental and numerical investigation of the seismic performance of hollow rectangular bridge piers constructed with and without steel fiber reinforced concrete. *Engineering Structures*, 48:255–265, 2013.
- [8] JGM Van Mier, G Ruiz, C Andrade, and RC Yu. EXPERIMENTAL STUDY ON THE BEHAVIOR OF SFRC COLUMNS UNDER SEISMIC LOADS. *framcos.org*, 2013. URL <http://framcos.org/FraMCoS-8/p501.pdf>.
- [9] Karen E. Caballero-Morrison, J.L. Bonet, Juan Navarro-Gregori, and Pedro Serna-Ros. An experimental study of steel fiber-reinforced high-strength concrete slender columns under cyclic loading. *Engineering Structures*, 57:565–577, December 2013. ISSN 01410296.

- doi: 10.1016/j.engstruct.2012.06.052. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S014102961200363X>.
- [10] Chuan Guo Cai, Zhong Xuan Wei, and Xu Pu Yang. An Experimental Study on Ductility of Fiber-Strengthening Concrete. *Advanced Materials Research*, 535-537:1907–1912, June 2012. ISSN 1662-8985. doi: 10.4028/www.scientific.net/AMR.535-537.1907. URL <http://www.scientific.net/AMR.535-537.1907>.
- [11] BI Bae, HK Choi, and CS Choi. Fe analysis of behavior of steel fibre reinforced ultra-high strength concrete columns under reversed cyclic loading. *iitk.ac.in*, 2012.
- [12] Chang-Geun Cho, Yun-Yong Kim, Luciano Feo, and David Hui. Cyclic responses of reinforced concrete composite columns strengthened in the plastic hinge region by HPFRC mortar. *Composite Structures*, 94(7):2246–2253, June 2012. ISSN 02638223. doi: 10.1016/j.compstruct.2012.01.025. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0263822312000402>.
- [13] Constanze Röhm, Balthasar Novák, Saptarshi Sasmal, Ramanjaneyulu Karusala, and Voggu Srinivas. Behaviour of fibre reinforced beam-column sub-assemblages under reversed cyclic loading. *Construction and Building Materials*, 36:319–329, November 2012. ISSN 09500618. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.04.114. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0950061812003169>.
- [14] Yu-Chen Ou, Mu-Sen Tsai, Kuang-Yen Liu, and Kuo-Chun Chang. Compressive behavior of steel-fiber-reinforced concrete with a high reinforcing index. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(2):207–215, 2011.
- [15] Giuseppe Campione and Maria Letizia Mangiavillano. Fibrous reinforced concrete beams in flexure: Experimental investigation, analytical modelling and design considerations. *Engineering Structures*, 30(11):2970–2980, November 2008. ISSN 01410296. doi: 10.1016/j.engstruct.2008.04.019. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029608001363>.
- [16] Yu-ye Zhang, Kent a. Harries, and Wan-cheng Yuan. Experimental and numerical investigation of the seismic performance of hollow rectangular bridge piers constructed with and without steel fiber reinforced concrete. *Engineering Structures*, 48:255–265, March 2013. ISSN 01410296. doi: 10.1016/j.engstruct.2012.09.040. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029612005184>.
- [17] AMT Hassan, SW Jones, and GH Mahmud. Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behaviour of ultra high performance fibre reinforced concrete (uhpfrc). *Construction and Building Materials*, 37:874–882, 2012.
- [18] Myoungsu Shin, Yoon-Young Choi, Ick-Hyun Kim, and Kihak Lee. Effectiveness of low-cost fiber-reinforced cement composites in hollow columns under cyclic loading. *Construction and Building Materials*, 47:623–635, October 2013. ISSN 09500618. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.05.053. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0950061813004510>.
- [19] Heng Dong and Su Li Feng. Reinforcement and fiber to induce ductile behavior of ultra high performance steel fiber concrete. *Applied Mechanics and Materials*, 351:199–202, 2013.



- [20] Yining Ding, Zhiguo You, and Said Jalali. The composite effect of steel fibres and stirrups on the shear behaviour of beams using self-consolidating concrete. *Engineering Structures*, 33(1):107–117, January 2011. ISSN 01410296. doi: 10.1016/j.engstruct.2010.09.023. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S014102961000372X>.
- [21] Guray Arslan. Shear strength of Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) slender beams. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 18(2):587–594, March 2014. ISSN 1226-7988. doi: 10.1007/s12205-014-0320-x. URL <http://link.springer.com/10.1007/s12205-014-0320-x>.
- [22] Florent Baby, Pierre Marchand, and François Toutlemonde. Shear behavior of ultrahigh performance fiber-reinforced concrete beams. ii: Analysis and design provisions. *Journal of Structural Engineering*, 140(5), 2013.
- [23] Florent Baby, Pierre Marchand, and François Toutlemonde. Shear behavior of ultrahigh performance fiber-reinforced concrete beams. i: Experimental investigation. *Journal of Structural Engineering*, 140(5), 2013.
- [24] Constantin E. Chalioris. Steel fibrous RC beams subjected to cyclic deformations under predominant shear. *Engineering Structures*, 49:104–118, April 2013. ISSN 01410296. doi: 10.1016/j.engstruct.2012.10.010. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029612005287>.
- [25] Idris Bedirhanoglu, Alper Ilki, and Nahit Kumbasar. Precast fiber reinforced cementitious composites for seismic retrofit of deficient rc joints — A pilot study. *Engineering Structures*, 52:192–206, July 2013. ISSN 01410296. doi: 10.1016/j.engstruct.2013.02.020. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029613000849>.
- [26] Chung-Chan Hung, Yen-Fang Su, and Kun-Hao Yu. Modeling the shear hysteretic response for high performance fiber reinforced cementitious composites. *Construction and Building Materials*, 41:37–48, April 2013. ISSN 09500618. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.12.010. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S095006181200966X>.
- [27] Emma Slater, Moniruzzaman Moni, and M. Shahria Alam. Predicting the shear strength of steel fiber reinforced concrete beams. *Construction and Building Materials*, 26(1): 423–436, January 2012. ISSN 09500618. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.06.042. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0950061811003059>.
- [28] Yining Ding, Fasheng Zhang, Fernando Torgal, and Yulin Zhang. Shear behaviour of steel fibre reinforced self-consolidating concrete beams based on the modified compression field theory. *Composite Structures*, 94(8):2440–2449, July 2012. ISSN 02638223. doi: 10.1016/j.compstruct.2012.02.025. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S026382231200092X>.
- [29] K.E. Caballero-Morrison, J.L. Bonet, Juan Navarro-Gregori, and J.R. Martí-Vargas. Behaviour of steel-fibre-reinforced normal-strength concrete slender columns under cyclic loading. *Engineering Structures*, 39:162–175, June 2012. ISSN 01410296. doi: 10.1016/j.engstruct.2012.02.003. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029612000612>.

- [30] Ady Aviram. High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Bridge Columns under Bidirectional Cyclic Loading. *ACI Structural Journal*, 1(111):303–312, 2014. URL <http://www.concrete.org/Publications/InternationalConcreteAbstractsPortal.aspx?m=details&i=51686522>.
- [31] H Tavallali, A Lepage, J Rautenberg, and S Pujol. Drift limits of concrete frame members reinforced with high-performance steel bars and fibers. In *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 6*, pages 329–337. Springer, 2012.
- [32] Doo-Yeol Yoo, Su-Tea Kang, and Young-Soo Yoon. Effect of fiber length and placement method on flexural behavior, tension-softening curve, and fiber distribution characteristics of UHPFRC. *Construction and Building Materials*, 64:67–81, August 2014. ISSN 09500618. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.04.007. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0950061814003249>.
- [33] Su-Tae Kang and Jin-Keun Kim. Investigation on the flexural behavior of UHPCC considering the effect of fiber orientation distribution. *Construction and Building Materials*, 28(1):57–65, March 2012. ISSN 09500618. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.07.003. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0950061811003576>.
- [34] In Hwan Yang, Changbin Joh, and Byung-Suk Kim. Structural behavior of ultra high performance concrete beams subjected to bending. *Engineering Structures*, 32(11):3478–3487, November 2010. ISSN 01410296. doi: 10.1016/j.engstruct.2010.07.017. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029610002737>.
- [35] Duy Liem Nguyen, Gum Sung Ryu, Kyung Taek Koh, and Dong Joo Kim. Size and geometry dependent tensile behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. *Composites Part B: Engineering*, 58:279–292, March 2014. ISSN 13598368. doi: 10.1016/j.compositesb.2013.10.072. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S1359836813006471>.
- [36] Goran H. Mahmud, Zhenjun Yang, and Aram M.T. Hassan. Experimental and numerical studies of size effects of Ultra High Performance Steel Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) beams. *Construction and Building Materials*, 48:1027–1034, November 2013. ISSN 09500618. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.07.061. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0950061813006752>.
- [37] Yun Yong Kim, Bang Yeon Lee, Jin-Wook Bang, Byung-Chan Han, Luciano Feo, and Chang-Geun Cho. Flexural performance of reinforced concrete beams strengthened with strain-hardening cementitious composite and high strength reinforcing steel bar. *Composites Part B: Engineering*, 56:512–519, January 2014. ISSN 13598368. doi: 10.1016/j.compositesb.2013.08.069. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S1359836813004770>.
- [38] Talayeh Noshiravani and Eugen Brühwiler. Analytical model for predicting response and flexure-shear resistance of composite beams combining reinforced ultrahigh performance fiber-reinforced concrete and reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 140(6), 2013.
- [39] Mircea Popa, Zoltan Kiss, Ciprian Țîbea, Geanina Bolca, Maria Țîbea, and Horia Constantinescu. Experimental analysis and numerical simulation of ultra-high performance and normal concrete compound columns. *Bulletin of the Polytechnic Institute of Iasi Construction & Architecture Section*, 63(5), 2013.



- [40] Talayeh Noshiravani and Eugen Brühwiler. Rotation capacity and stress redistribution ability of R-UHPFRC-ÅSRC composite continuous beams: an experimental investigation. *Materials and Structures*, 46(12):2013–2028, February 2013. ISSN 1359-5997. doi: 10.1617/s11527-013-0033-5. URL <http://link.springer.com/10.1617/s11527-013-0033-5>.
- [41] Talayeh Noshiravani and Eugen Bruhwiler. Experimental investigation on reinforced ultra-high-performance fiber-reinforced concrete composite beams subjected to combined bending and shear. *ACI Structural Journal*, 110(2), 2013.
- [42] Mohamed Hussein, Minoru Kunieda, and Hikaru Nakamura. Strength and ductility of RC beams strengthened with steel-reinforced strain hardening cementitious composites. *Cement and Concrete Composites*, 34(9):1061–1066, October 2012. ISSN 09589465. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2012.06.004. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0958946512001217>.
- [43] Agustín Romero-García, José L. Bonet, Jose R. Martí-Vargas, and Juan Navarro-Gregori. Behaviour of precast column-to-foundation connections under cyclic loading. *15th WCEE*, 2013.
- [44] J Pereiro, J.R. Albiol, and J.L. Bonet. Dosificación de hormigones de altas prestaciones. *Internal report ICITECH-UPV (BI4)*, 2014.
- [45] Angela Barrera Puerto. Estudio experimental y numérico de la capacidad de deformación de soportes esbeltos de hormigón armado. *UPV*, 2012.
- [46] Asociación Española de Normalización y Certificación. *UNE-EN 14651: método de ensayo para hormigón con fibras metálicas : determinación de la resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual)*. AENOR, 2007. URL <http://books.google.es/books?id=nF4eNAEACAAJ>.
- [47] EN UNE. 10002-1. materiales metálicos. *Ensayos de tracción. Parte, 1*, 2002.
- [48] Karen Elena Caballero Morrison. Estudio experimental de la ductilidad de soportes de hormigón sometidos a compresión y carga lateral cíclica. *UPV*, 2012.
- [49] AEN Comité Técnico. Ctn 83 hormigón: Une-en 12390-3: 2009/ac. *Ensayos de hormigón endurecido. Parte, 3*, 2009.
- [50] Frederic Legeron and Patrick Paultre. Behavior of high-strength concrete columns under cyclic flexure and constant axial load. *ACI Structural Journal*, 97(4), 2000.
- [51] HJ Pam and JCM Ho. Length of critical region for confinement steel in limited ductility high-strength reinforced concrete columns. *Engineering Structures*, 31(12):2896–2908, 2009.
- [52] España. Ministerio de Fomento and España. Subcomisión Permanente de Normas Sismo-resistentes. *NCSE-02, norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02)*. Normativas (España. Ministerio de Fomento):. Instrucción. Ministerio de Fomento, 2003. ISBN 9788449806650. URL <http://books.google.es/books?id=CNhMPQAACAAJ>.
- [53] Pedro Miguel Sosa. Diagrama de interacción axil momento de rotura de una sección rectangular. *Riunet*, 2008. URL <http://hdl.handle.net/10251/2069>.

- [54] Serdar Astarlioglu and Ted Krauthammer. Response of normal-strength and ultra-high-performance fiber-reinforced concrete columns to idealized blast loads. *Engineering Structures*, 61:1–12, March 2014. ISSN 01410296. doi: 10.1016/j.engstruct.2014.01.015. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029614000182>.
- [55] Chang-Soo Kim, Hong-Gun Park, Kyung-Soo Chung, and In-Rak Choi. Eccentric axial load capacity of high-strength steel-concrete composite columns of various sectional shapes. *Journal of Structural Engineering*, 140(4), 2013.
- [56] Talayeh Noshiravani and Eugen Brühwiler. Analytical model for predicting response and flexure-shear resistance of composite beams combining reinforced ultrahigh performance fiber-reinforced concrete and reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 140(6), 2013.
- [57] Talayeh Noshiravani and Eugen Bruhwiler. Experimental investigation on reinforced ultra-high-performance fiber-reinforced concrete composite beams subjected to combined bending and shear. *ACI Structural Journal*, 110(2), 2013.
- [58] Myoungsu Shin, Yoon-Young Choi, Ick-Hyun Kim, and Kihak Lee. Effectiveness of low-cost fiber-reinforced cement composites in hollow columns under cyclic loading. *Construction and Building Materials*, 47:623–635, 2013.
- [59] Jeffrey M. Rautenberg, Santiago Pujol, Hooman Tavallali, and Andres Lepage. Reconsidering the use of high-strength reinforcement in concrete columns. *Engineering Structures*, 37:135–142, April 2012. ISSN 01410296. doi: 10.1016/j.engstruct.2011.12.036. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029611005190>.
- [60] Jun Xia, Kevin R. Mackie, Muhammad a. Saleem, and Amir Mirmiran. Shear failure analysis on ultra-high performance concrete beams reinforced with high strength steel. *Engineering Structures*, 33(12):3597–3609, December 2011. ISSN 01410296. doi: 10.1016/j.engstruct.2011.06.023. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S014102961100294X>.
- [61] Gustavo J Parra-Montesinos. High-performance fiber-reinforced cement composites: an alternative for seismic design of structures. *ACI Structural Journal*, 102(5), 2005.

---

# APÉNDICE A

---

## ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO.

En este capítulo se hará un resumen de los trabajos realizados por cada autor por separado de tal forma que se presenta el objetivo del estudio de cada uno, las variables que intervienen en el estudio (tipos de material, probetas, características de los ensayos, etc...), y por último un apartado de conclusiones donde se exponen las más importantes o interesantes de cara al estudio que se va a realizar en este trabajo.

### **Shear strength of Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) slender beams.**

[Arslan 2014,\[21\]](#)

#### **Objetivo.**

Se estudia el cortante en vigas simplemente apoyadas con sección rectangular, armadura longitudinal sin estribos y sometida a cargas concentradas. Se busca una formulación que permita predecir la resistencia a cortante que va a tener la pieza.

#### **Variables.**

Para la formulación se utiliza la división del cortante resistido según los distintos tipos de sistemas desarrollados dentro de una pieza de hormigón, teniendo  $V_{cc}$ : resistencia a cortante del hormigón sin fisurar,  $V_{agg}$ : resistencia a cortante debida al engranamiento de áridos,  $V_{fb}$ : resistencia aportada por las fibras al formar puentes entre las caras de una fisura, y  $V_d$ : resistencia referida a la armadura longitudinal y a las fibras en su conjunto A.1.

La verificación y calibración de la fórmula se llevó a cabo mediante la aplicación de la misma a 170 especímenes que habían sido estudiados por otros autores, los cuales proponían otra serie de formulaciones.

Los especímenes tienen los siguientes rangos de variación de parámetros:

$$20,6 \leq f_c \leq 68,6 \text{ MPa.}$$

$$2,5 \leq \frac{a}{d} \leq 5,0.$$

$$125 \leq d \leq 610 \text{ mm.}$$

$$0,79 \leq \rho \leq 5,72\%.$$

$$45 \leq \frac{L_f}{D_f} \leq 133.$$

$$0,22 \leq V_f \leq 3,00\%.$$

18 test fueron para  $f_c \leq 30 \text{ MPa}$  y 22 test para  $f_c \geq 50 \text{ MPa}$ .

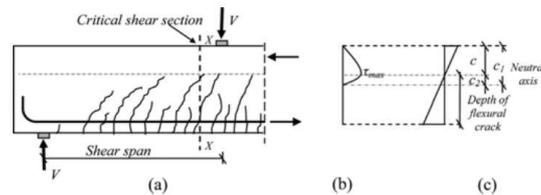


Fig. 1. Shear Stress and Strain Distribution in a RC Beam with Flexural Cracks: (a) Typical Crack Pattern, (b) Shear Stress Distribution, (c) Longitudinal Strain Distribution

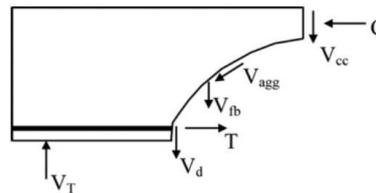


Fig. 2. Components of Shear Resistance

Figura A.1: Componentes de la resistencia a cortante.

## Conclusiones.

La ecuación propuesta tiene menos variación en comparación con las propuestas por otros autores, aunque se recomienda un estudio más avanzado para piezas de alta resistencia y una relación de esbeltez  $> 4$ .

## Response of normal-strength and ultra-high-performance fiber-reinforced concrete columns to idealized blast loads.

[Astarlioglu and Krauthammer 2014,\[54\]](#)

## Objetivo.

Se trata de hacer un modelo numérico que permita predecir el comportamiento de una columna sometida a una carga explosiva, posteriormente realizar una comparativa entre el comportamiento de un hormigón convencional y un UHPFRC.



## Variables.

El estudio se realiza mediante la aproximación basada en un único grado de libertad, la cual posteriormente se comprobará con un análisis mediante elementos finitos.

Respecto a los materiales:

HC:

-No confinado: curva propuesta por Hognestad

-Confinado: curva propuesta por Valenas et al, y Krauthammer y Shahriar.

UHPFRC: Se utiliza el DUCTAL

Acero: Se utiliza el modelo propuesto por Park y Paulay

La sección de las columnas A.2 estaba formada por:  $b = 406$  mm;  $h = 406$  mm,  $8\phi\#7$  como armadura longitudinal y como armadura transversal  $\phi\#3/305$ mm.

El vano entre apoyos tiene 3,66 m.

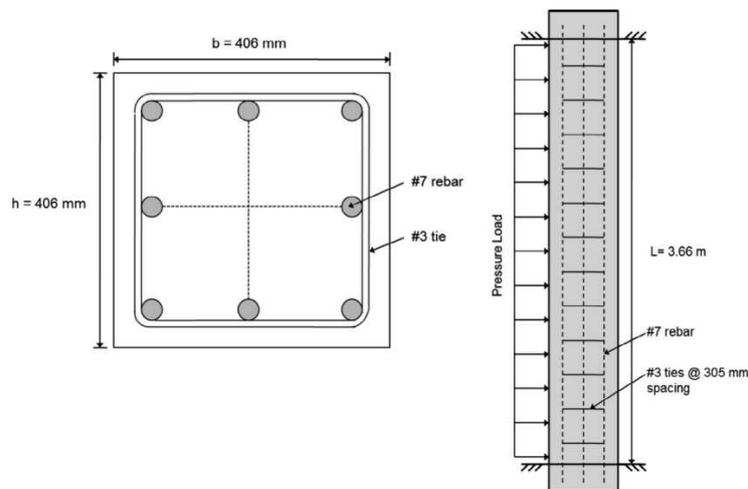


Fig. 6. Cross section and elevation of the column used in the parametric study.

Figura A.2: Características de la sección objeto de estudio.

## Conclusiones.

La utilización de UHPFRC resulta mejor que la del hormigón convencional cuando se ve sometido a una carga explosiva, ya que el UHPFRC puede soportar hasta 4 veces el impulso que hace que una columna de HC falle. Además se concluye que para que cuanto mayor sea el axil que esté soportando el UHPFRC, menor será la deformación sufrida.

## High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Bridge Columns under Bidirectional Cyclic Loading.

Aviram 2014,[30]

### Objetivo.

Se pretende caracterizar la respuesta de una columna de sección circular de HPFRC utilizada en puentes frente a cargas cíclicas y comparar la respuesta con un HA convencional. Además de evaluar la mejora de la tolerancia al daño reduciendo el coste de reparación después de un terremoto y la reducción de la armadura transversal debido a la acción confinadora de las fibras además de su aportación a la resistencia a cortante.

### Variables.

La columna se representa mediante la mitad inferior de una real, a escala 1/4, asumiendo que se produce un punto de inflexión a media altura en una columna real.

Las columnas tienen un diámetro de 400 mm y una longitud de 1625 mm con una esbeltez de 4, el diseño de la sección fue hecho según la recomendación de Caltrans para diseño sísmico.

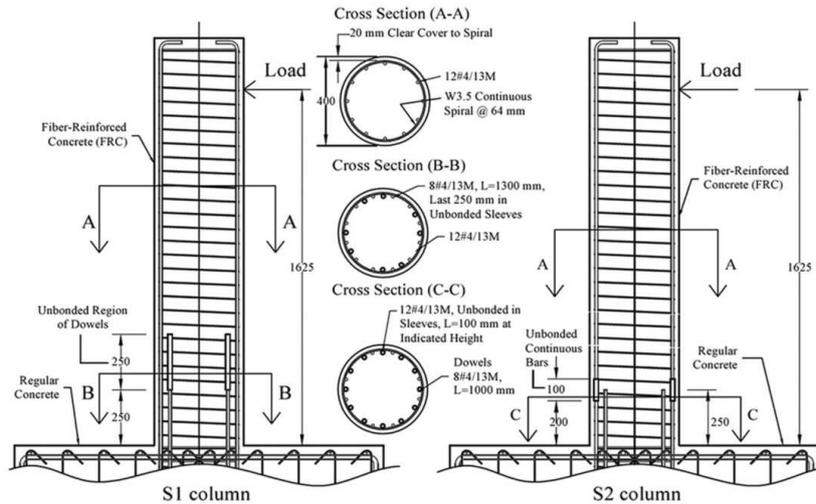
Para el HPFRC se puso la mitad de armadura transversal que la que recomendaba caltrans.

Además se diseñaron 2 tipos de uniones a la base que es de HA convencional, para que el material plastificara en la columna y no en la unión.

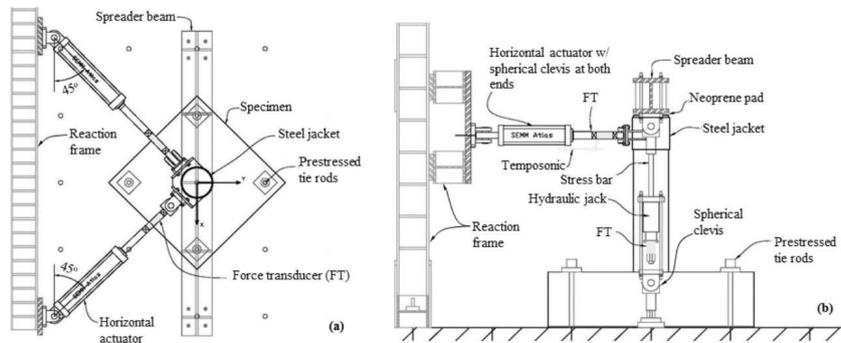
Por tanto se tienen 3 especímenes, 2 de HPFRC, cada uno con una unión diferente a la base, y otro de HA para su comparación.

El hormigón con fibras tiene una resistencia de 34,5 MPa a los 28 días con 1,5 % de fibras.

En la figura A.3 se puede ver la sección y la metodología de ensayo utilizada.



(a)



(b)

Figura A.3: Sección y modo de ensayo.

## Conclusiones.

El HPFRC resiste bien el cortante cuando se ve sometido a un esfuerzo de flexión alto, además se debe estudiar más a fondo la formación de la rótula plástica en este tipo de material en especímenes sometidos a flexión, ya que puede reducir el coste de reparación post-terremoto.

En Puentes se puede utilizar este material para el diseño de regiones críticas, ya que simplifica su construcción al poder ampliar la distancia entre estribos, pero se recomienda ir con cuidado a la hora de diseñar, ya que se debe demostrar la eficiencia de este material para confinar la armadura transversal.

## Shear Behavior of Ultrahigh Performance Fiber-Reinforced Concrete Beams . I : Experimental Investigation.

Baby et al. 2013,[23]

### Objetivo.

Se pretende cuantificar el margen de seguridad de una estructura de UHPFRC sometida a cortante, teniendo en cuenta la presencia o no de fibras en la matriz, estribos para el confinamiento de la armadura transversal, o la presencia de armadura pretesa.

Por otra parte se caracteriza muy bien los materiales a utilizar.

### Variables.

Se estudiaron 11 vigas con una sección en I (figura A.4) (canto = 380 mm, ancho superior = 270 mm y ancho inferior = 230 mm), que tiene 3 m de longitud, y distancia entre apoyos de 2 m.

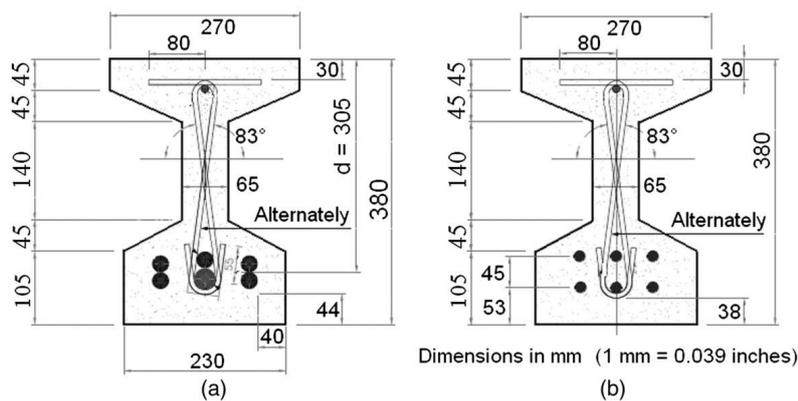


Figura A.4: Sección tipo.

El procedimiento de ensayo es el de curvatura a 4 puntos.

El material utilizado fue UHPC con fibras (metálicas u orgánicas), y sin fibras; además de un tipo comerciable tanto en EEUU como en Europa y el otro solo en Europa; teniendo una combinación de 4 tipos distintos de material (UHPFRC-A, UHPC-A-NE, UHPFRC-B, UHPFRC-B-OF). Las variaciones que se hicieron fueron Reforzado/Pretensado, Con estribos/Sin estribos; teniendo 5 pretensados de los cuales 2 llevaban estribos y 6 reforzados de los cuales 2 llevan estribos.

### Conclusiones.

Excepto en las 2 vigas de UHPFRC reforzado con estribos, en todas se produjo un fallo por cortante, en las otras 2 se produjo el fallo por flexión aunque con un daño significativo producido por el cortante.

Los estribos son efectivos cuando cosen la fisura que se produce.



## Shear Behavior of Ultrahigh Performance Fiber-Reinforced Concrete Beams . II : Analysis and Design Provisions.

Baby et al. 2013,[22]

### Objetivo.

Se pretende cuantificar el margen de seguridad de una estructura de UHPFRC sometida a cortante, teniendo en cuenta los resultados de una campaña experimental y los datos de la literatura existente hasta el momento.

### Variables.

Se trata de realizar una comparativa entre las formulaciones existentes, como la francesa y otras internacionales A.5, tanto para la determinación del cortante de fisuración como del cortante último resistido, proponiendo una formulación para el cálculo que viene definida como  $V_u = V_c + V_f + V_s$ , donde  $V_c$  = aportación del hormigón (calculado igual que la norma francesa),  $V_f$  = aportación de las fibras (propone formulación nueva) y  $V_s$  = aportación de los estribos.

**Table 3.** Ultimate Shear Strength, Tested Formulas

Tested models	Ultimate shear strength
$F_I$ model (International 2010a, b)	$V_u = \{0.18 \cdot k \cdot [100 \cdot \rho_l \cdot (1 + 7.5 \cdot \frac{f_{pu}}{f_{ij}}) \cdot f_c]^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d$
$F_{II}$ model (Vandewalle 2003)	$V_u = V_c + V_F + V_S$ , with $V_c = V_{concrete} = [0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ $-V_F = V_{fibers} = 0.7 \cdot k_f \cdot k \cdot \tau_f \cdot b_w \cdot d$ , with $k_f = 1 + n \cdot (\frac{b_f}{b_w}) \cdot (\frac{h_f}{d}) \leq 1.5$ ; $n = \frac{b_f - b_w}{h_f} \leq \min(\frac{3 \cdot b_w}{h_f}; 3)$ $\tau_f = 0.12 \cdot f_{Rk,4}$ $V_S = V_{stirrups} = \frac{A_s}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_y \cdot (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$
$F_{III}$ model, French recommendations on UHPFRC (AFGC-Sétra 2002)	$V_u = V_c + V_F + V_S$ , with $V_c = V_{concrete} = 0.24 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z$ $z = 0.9 \cdot d$ for reinforced UHPFRC $z = l/\mu$ , elastic lever-arm for prestressed UHPFRC $V_F = V_{fibers} = \frac{S \cdot \sigma_p}{\tan \theta}$ $\sigma_p = \frac{1}{K} \cdot \frac{1}{w_{lim}} \times \int_0^{w_{lim}} \sigma(w) \cdot dw$ avec $w_{lim} = \max, w_u; 0.3 \text{ mm}, 0.012 \text{ in.}$ $S = 0.9 \cdot b_w \cdot d$ for a T or rectangular cross section $V_S = V_{stirrups} = z \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_y \cdot \frac{1}{\tan \theta}$
$F_{IV}$ model, adapted to pi-shaped or I-shaped beams (Baby 2012)	$V_u = V_c + V_F + V_S$ , with $V_c = V_{concrete} = V_{concrete} \text{ (AFGC-Sétra 2002)}$ $V_F = \left\{ \left[ \int_0^{\frac{y_G}{2}} \sigma_f(w) \cdot dw \right] \cdot b_w \cdot \frac{y_G}{w_{max}} + \left[ \int_0^{w_{max}} \sigma_f(w) \cdot dw \right] \cdot b_w \cdot \frac{y_S - y_G}{w_{max}} + \left[ \int_0^{\frac{y_G}{2}} \sigma_f(w) \cdot w \cdot dw \right] \cdot \frac{b_w - b_f}{y_f} \cdot \frac{y_G^2}{w_{max}^2} \right.$ $\left. + \left[ \int_0^{\frac{y_G}{2}} \sigma_f(w) \cdot dw \right] \cdot b_f \cdot \frac{y_G}{w_{max}} \right\} \times \frac{1}{K(\theta_{ij})} \times \cot an(\theta_{ij})$ $V_S = V_{stirrups} = z \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_y \cdot \frac{1}{\tan \theta_{ij}}$

**Figura A.5:** Sección tipo.

Estas fórmulas se validan con la aplicación de las mismas a la campaña experimental realizada por ellos además de hacer una comparativa con las demás fórmulas propuestas.

### Conclusiones.

La norma francesa es conservadora para los casos estudiados.

Para el cortante último, el modelo propuesto para vigas de sección en I proporciona resultados similares a la norma francesa, ambas son conservadoras aunque para la fisuración es

más realista el modelo propuesto.

Por último si se utilizan formulaciones internacionales son muy conservadoras ya que no consideran el efecto de las fibras a la hora de prevenir la apertura de fisura excesiva, aunque alguna permite el estudio de modelos físicos para obtener resultados más cercanos a la realidad.

## **Eccentric Axial Load Capacity of High-Strength Steel-Concrete Composite Columns of Various Sectional Shapes.**

[Kim et al. 2013,\[55\]](#)

### **Objetivo.**

Pretende estudiar el efecto que tiene distintos tipos de formas de secciones metálicas formando parte de la armadura de un hormigón armado frente a cargas excéntricas. Para ello se pretende maximizar la aportación del acero a la estructura bien sea mediante tubos o tirantes de forma que mejoren el confinamiento, usando UHSC o poniendo perfiles en L en las esquinas de la sección.

### **Variables.**

Para el estudio se utilizaron 2 columnas RCFT (Rectangular Concrete Filled steel Tube) y 4 columnas CES (Concrete Encased Steel).

$$f_{ys} = 913, 806 \text{ y } 812 \text{ MPa.}$$

$$f'_c = 94, 113, 104 \text{ y } 184 \text{ MPa.}$$

RCFT: Sección de 350x350 mm. Longitud 900 mm. Un tubo de 350x350x17,6 mm y otro de 350x350x15 mm.

CES: Sección de 260x260 mm. Longitud 900 mm excepto una de 1800 mm. 3 perfiles H – 150 y uno elaborado a base de perfiles en L cosidos entre sí.

### **Conclusiones.**

Para los RCFT se produjo la plastificación total de la sección.

Con los L cosidos se obtuvo un mejor resultado que con los H, aunque el desplazamiento dúctil se vio limitado por la rotura de las costuras.

La norma ANSI hace la mejor predicción para las CES y el Eurocódigo 4 sobrestima peligrosamente el resultado de los test, mientras que para los RCFT ambos sobrestiman peligrosamente el resultado. Por otra parte la mejor predicción para ambos la hace la ecuación de Mirza y Tikka.

La figura A.6 muestra los modos de fallo de las distintas probetas.

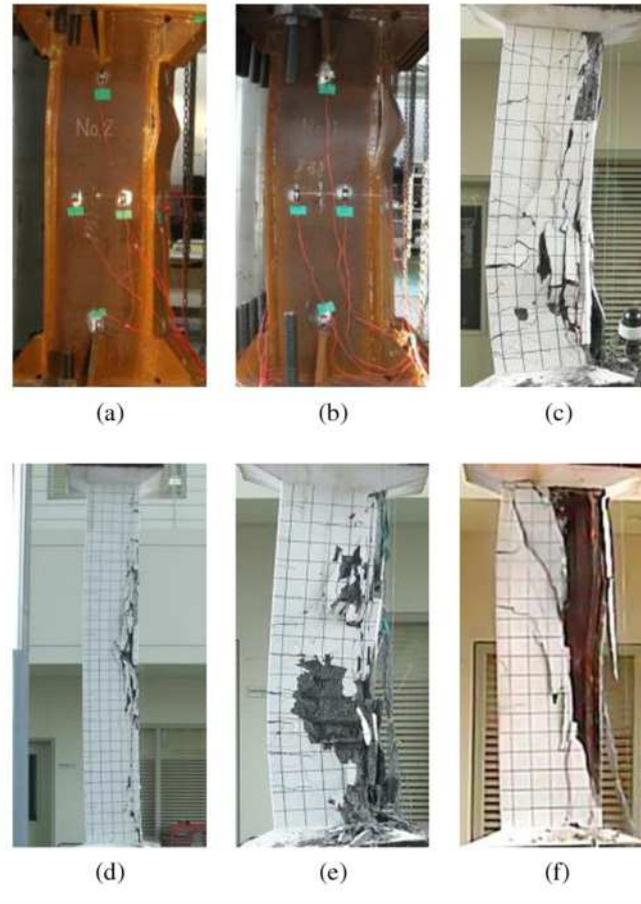


Figura A.6: Modos de fallo de las probetas.

## Flexural performance of reinforced concrete beams strengthened with strain-hardening cementitious composite and high strength reinforcing steel bar.

[Kim et al. 2014,\[37\]](#)

### Objetivo.

Evaluar el comportamiento a flexión de vigas de HA reforzadas con SHCC (strain hardening cementitious composite) y con HSRS (High strength reinforcing steel bar) como un nuevo método de refuerzo de vigas.

### Variables.

Se utilizaron 4 tipos de especímenes (figura A.7) RC-P y 3 SHCC con diferente número de barras de refuerzo (0, 3 y 5).

Sección: 500x300 mm, vano 3400 mm.

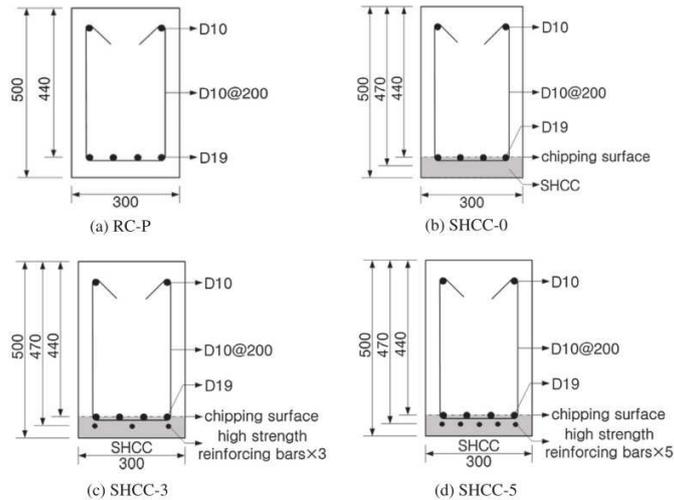


Fig. 3. Sectional view of specimens.

Figura A.7: Tipos de sección.

### Conclusiones.

Se comprueba la la profundidad de la fisura se puede controlar con el SHCC al someter la pieza a flexión.

Los momentos de plastificación crecen con el SHCC y también con el número de barras de HSRS que pongamos, al igual que el momento último.

## Size and geometry dependent tensile behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete.

Nguyen et al. 2014,[35]

### Objetivo.

Trata de estudiar el efecto que tiene el tamaño y la geometría en el diagrama tensión deformación del UHPFRC. En especial se estudió la influencia de la longitud de la zona de ensayo de la probeta, la influencia del área de la sección, la influencia del volumen y la influencia del espesor en el comportamiento a tracción del UHPFRC.

### Variables.

Se hicieron 6 series de ensayos con una media de 6 especímenes por serie.

El ensayo se realizó por control por desplazamiento a una velocidad de 1 mm/min y la frecuencia de de adquisición de datos de 1Hz.

Las fibras utilizadas fueron una mezcla de largas (30 mm) y cortas (13 mm) con un porcentaje de volumen de 1 % cada tipo, la matriz estaba compuesta por arena silíceo de diámetro menor a 0,5 mm, polvo de vidrio (silíceo) con una media de diámetro de 0,01 mm y densidad 2,6 gr/cm<sup>3</sup>, además de humo de sílice y cemento.



El curado se realizó sumergiéndolo en agua a 90 C durante 3 días, y posteriormente secado en una cámara a alta temperatura.

Para la detección de las fisuras se puso una capa de poliuretano. El ensayo se realizó en condición seca a la edad de 14 días.

La figura A.8 muestra los fallos para las distintas probetas.

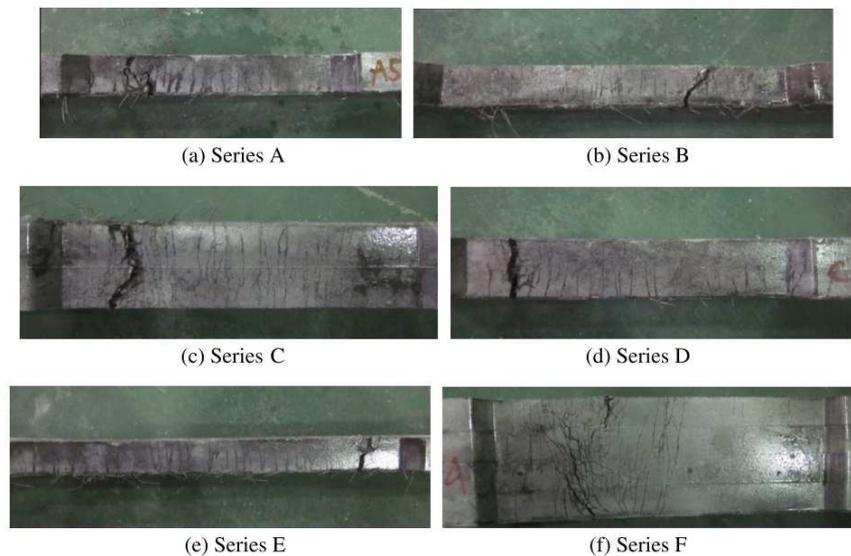


Figura A.8: Tipos de sección.

## Conclusiones.

A medida que la longitud, el área y el volumen aumenta se produce una ligera reducción en la resistencia después de la fisuración, mientras que la tensión y la capacidad de absorción de energía decrece considerablemente además de aumentar la separación entre fisuras.

A medida que crece el ancho se produce un ligero aumento de resistencia post-fisuración, pero un aumento considerable en la tensión y absorción de energía además de una reducción de la separación entre fisuras.

La resistencia post-fisuración cambia ligeramente cuando el tamaño y la geometría del espécimen varía.

La separación entre fisuras fue el parámetro que más cambió, mientras que la longitud fue el parámetro que más influía en la ductilidad del material.

## Seismic Behavior of Synthetic Fiber-Reinforced Circular Columns.

[Osorio et al. 2014,\[5\]](#)

## Objetivo.

En este artículo se estudia la influencia de la adición de fibras sintéticas a la matriz de un hormigón convencional para mejorar el comportamiento del mismo frente a una carga axial y una lateral cíclica, aplicándolo en columnas circulares.

## VARIABLES.

Para el estudio se utilizaron 6 columnas circulares de hormigón reforzado a escala real ( $D = 305$  mm;  $H = 2610$  mm incluyendo la base en forma de I, la cual tiene una altura de 500 mm y un ancho de 450 mm en el alma y 200 y 225 en las alas de la I). Los últimos 180 mm se hicieron de sección cuadrada para facilitar el aplique de la carga.

La carga lateral se aplicó a una altura de 2000 mm medidos desde la base.

Estos especímenes simulan columnas de 4 m de alto asumiendo que la máxima flexión de las mismas se produce en el punto medio.

Se puso una armadura en espiral a lo largo de las columnas como armadura transversal, variando su paso en función de las normas canadienses, americanas y neozelandesas para diseño sísmico. Mientras que para la armadura longitudinal se utilizaron 6 redondos del 20.

La otra variable fue la cantidad volumétrica de fibras añadidas que variaba entre 0 y 1 %.

La resistencia del hormigón media a 28 días fue de 30 MPa.

## Conclusiones.

La figura A.9 muestra los tipos de rotura que se obtuvieron en los ensayos realizados.

El fallo se produjo en la armadura longitudinal rompiéndose por tracción, aunque en ciclos previos se produjo el pandeo de la misma.

El comportamiento a flexión se vio muy influenciado por la cantidad de armadura de confinamiento.

Los especímenes con fibras tenían mas ductilidad, capacidad de disipación de energía y mayor resistencia que los especímenes de referencia que no llevaban fibras.

El confinamiento aportado por las fibras frente a diseño sísmico, permite una disminución de la cuantía de armadura que proponen los códigos actualmente.

Las fibras también previenen el salto de recubrimiento prematuro del hormigón, por tanto se produce una disminución del daño en la zona de la rótula plástica.

## **Effect of fiber length and placement method on flexural behavior, tension-softening curve, and fiber distribution characteristics of UHPFRC.**

[Yoo et al. 2014,\[32\]](#)

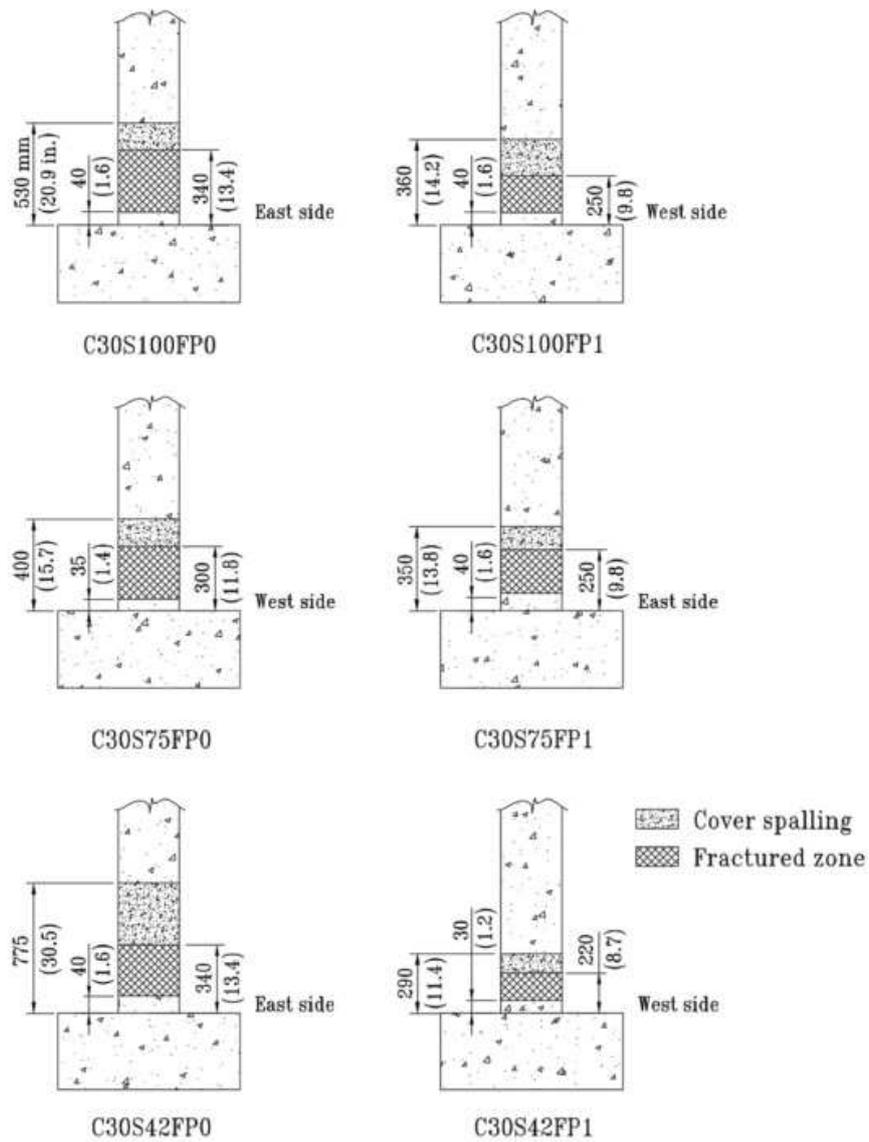


Figura A.9: Tipos de rotura en las probetas.

## Objetivo.

Investigar el efecto de la longitud de fibra y el método de puesta en el comportamiento a flexión, suavizado de la curva de tensión-deformación y la distribución de las fibras en UHPFRC.

## Variables.

Se utilizaron 4 longitudes de fibra diferentes: 13, 16,3, 19,5 y 30 mm puestas en un volumen del 2%.

El hormigonado se hizo de 2 formas diferentes, la primera desde el medio y dejando fluir el hormigón hacia los lados; y la segunda, desde un lado y dejando fluir hacia el otro extremo.

Para cada longitud de fibra se fabricaron al menos 3 especímenes para tener una aproximación mayor a la media.

## Conclusiones.

La figura A.10 muestra las gráficas en las que se compara los distintos ensayos en el ensayo de flexión, teniendo en cuenta el método de puesta en obra y la longitud de la fibra añadida a la matriz.

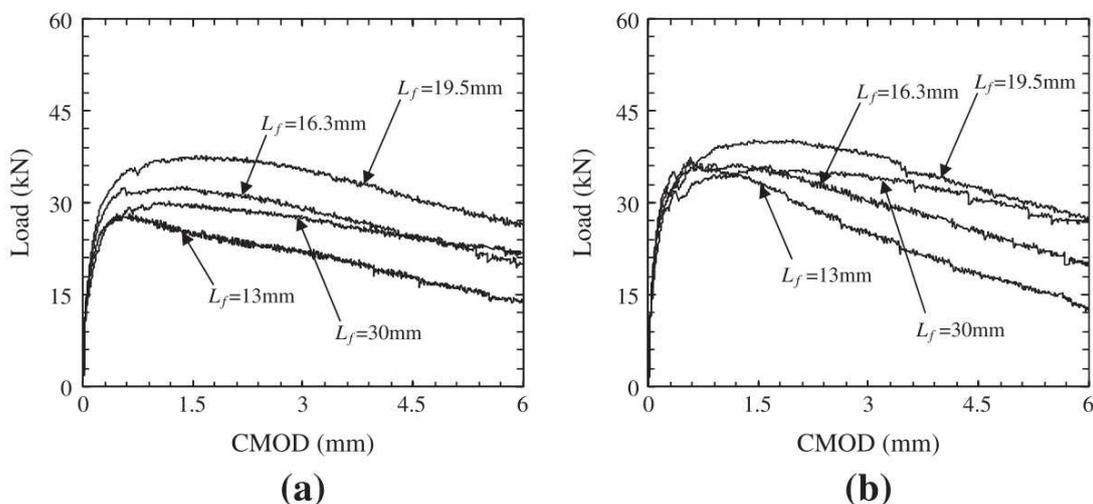


Figura A.10: Resultados de los ensayos a flexotracción (a) Puesta en obra desde la esquina, (b) Puesta en obra desde el centro.

La resistencia a compresión no tiene cambios significativos con la longitud de las fibras, pero el módulo de elasticidad sí varía, siendo mayores los de longitudes de 13 y 30 mm.

La tensión de fisuración no se ve afectada por la longitud de fibra pero sí por el método de puesta, obteniendo mejores resultados para el vertido central.

Para la longitud de 30 mm se obtiene un resultado peor a flexión, ya que se distribuye peor por la matriz.



Como norma general presenta mejor comportamiento a flexión y con la curvatura más tendida la fibra de longitud 19,5 mm y la puesta desde el centro.

## **Precast fiber reinforced cementitious composites for seismic retrofit of deficient rc joints - A pilot study.**

[Bedirhanoglu et al. 2013,\[25\]](#)

### **Objetivo.**

Estudia el comportamiento frente a sismo de las uniones viga-pilar construidas con hormigón de baja resistencia y bloques exteriores en el nudo y reforzado con paneles de HPFRCC, antes y después del refuerzo.

### **Variables.**

Se estudia la resistencia a tracción de los paneles aplicándole la carga en diagonal.

Primero se estudió a pequeña escala con paneles de hormigón de baja resistencia de 400x400x100 mm, antes y después del refuerzo con paneles de HPFRCC con un ancho de 40 mm. La resistencia a compresión media y el módulo de elasticidad fue 8 MPa y 14 GPa respectivamente, mientras que en los paneles de HPFRCC fue de 135 MPa y 17 GPa respectivamente.

Se hicieron dos clases de uniones, una con resina epoxy y la otra mediante anclajes.

El análisis por elementos finitos se hizo con la ayuda de ABAQUS.

Para el HPFRCC se utilizó la fibra de 30 mm de longitud añadida en un 4% del volumen.

En el ensayo a escala real se utilizaron cuatro tipos de especímenes:

JO figura A.11: referencia sin refuerzo ni soldadura ni mortero de reparación.

JW figura A.11: referencias sin refuerzo pero con soldadura y mortero de reparación.

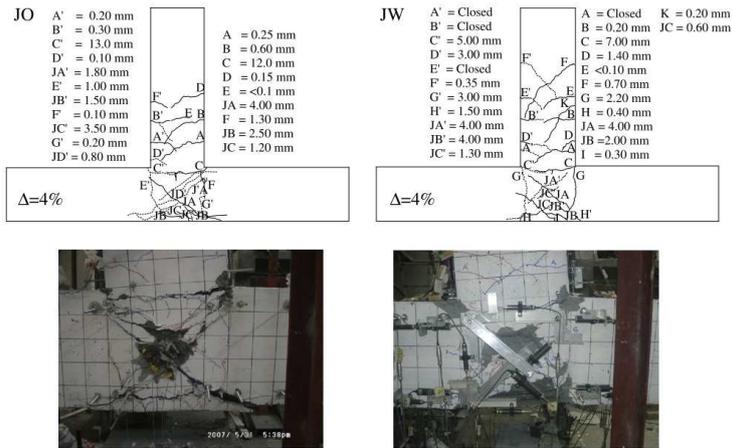


Fig. 12. Cracking patterns at 4% drift ratio and damage photos at the end of the tests (JO and JW).

Figura A.11: Patrón de fisuración JO JW.

JH figura A.12: con refuerzo de HPFRCC sin soldadura ni mortero de reparación.

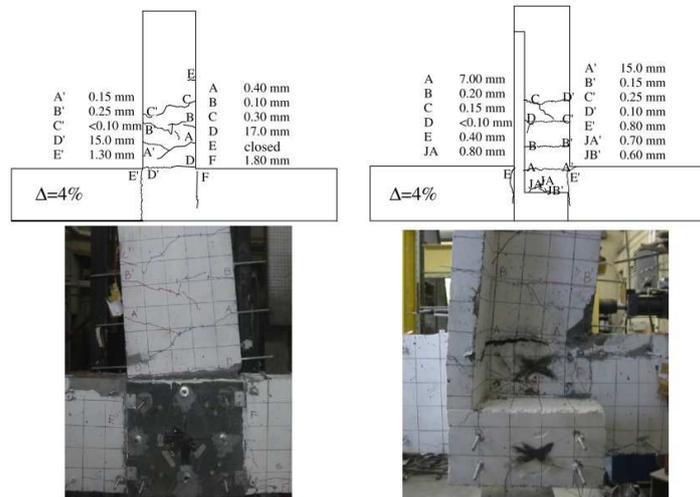


Fig. 13. Cracking patterns at 4% drift ratio and damage photos at the end of the tests (JH).

Figura A.12: Patrón de fisuración JH.

JWH figura A.13: con refuerzo de HPFRCC con soldadura y con mortero de reparación.

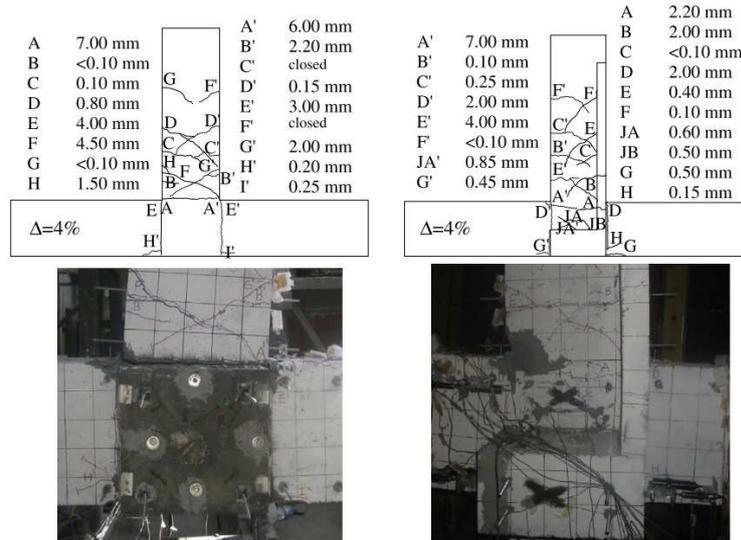


Fig. 14. Cracking patterns at 4% drift ratio and damage photos at the end of the tests (JWH).

Figura A.13: Patrón de fisuración JWH.

Todo esto se llevó a cabo para estudiar el comportamiento antes y después del refuerzo bajo diferentes condiciones de anclaje y para investigar la soldadura y el reemplazo del hormigón de baja resistencia por mortero para mejorar los nudos que tienen barras de anclaje insuficiente.

La resistencia a cortante del nudo se ve disminuida debido al daño que va sufriendo durante el ensayo, para ello aplica unos coeficientes en función del drift y obtenidos durante los ensayos del JW y el JWH.

### Conclusiones.

La utilización del HPRCC produce una mejora de la resistencia a cortante del nudo considerable, además limita la deformación por cortante en el centro del nudo y por tanto retrasa el daño debido al mismo.

## An experimental study of steel fiber-reinforced high-strength concrete slender columns under cyclic loading.

[Caballero-Morrison et al. 2013,\[9\]](#)

### Objetivo.

Se presenta el estudio experimental de columnas esbeltas sometidas a una combinación de axil constante y una carga cíclica lateral, para estudiar su comportamiento teniendo en cuenta los esfuerzos de segundo orden.

### Variables.

En el estudio se llevó a cabo el análisis de la esbeltez de cortante, la fuerza normal relativa aplicada, el confinamiento efectivo del refuerzo transversal y el contenido en fibras.

En el programa experimental se estudiaron los siguientes rangos de parámetros:

- Resistencia del hormigón  $f_c$ : varía entre los 30 y los 75 MPa.
- Fuerza normal relativa  $\nu$ : entre 0,1 y 0,35
- Ratio de esbeltez a cortante  $\lambda$ : valores de 5,77 y 10,71.
- Refuerzo longitudinal: 1,44% si  $\lambda = 10,71$  y 1,74% si  $\lambda = 5,77$ .
- Ratio de confinamiento mecánico volumétrico efectivo  $\alpha \cdot \omega_{\omega}$ : alto (0,05), medio (0,02), bajo (0,01).
- Contenido en fibras: 30 y 60  $kg/m^3$  correspondientes a 0,38% y 0,76% de volumen respectivamente. y del tipo DRAMIX 65/35 y 80/40.

La campaña experimental estaba compuesta por 15 especímenes en los que se variaba el contenido en fibras, la sección, el tipo de hormigón y la cantidad de armadura transversal.

### Conclusiones.

La figura A.14 muestra las fotografías tomadas a las probetas para ver el modo de fallo y su comportamiento último.

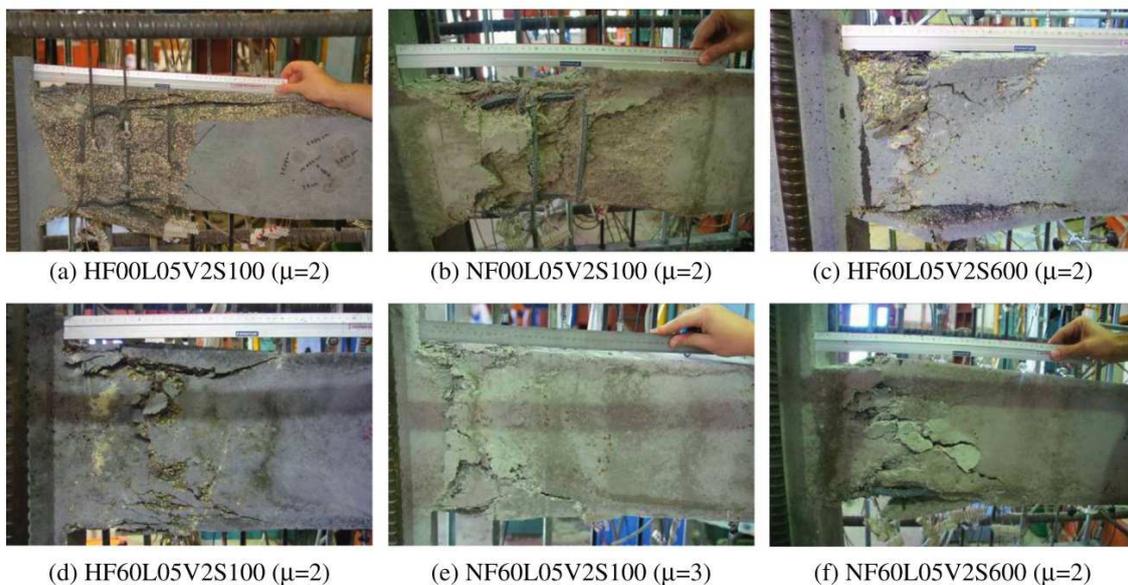


Figura A.14: Modos de fallo.

La inclusión de fibras en NSC y en HSC retrasa el salto de recubrimiento, el pandeo de la armadura y la longitud de la región crítica, a la vez que baja el daño en la zona de la rótula plástica.

No se produce un aumento significativo de la capacidad de carga.

El desplazamiento dúctil último aumenta con el nivel de confinamiento, el contenido de fibras, y la esbeltez de la columna, con un decrecimiento del axil y resistencia del hormigón, mientras que la curvatura última crece con el nivel de confinamiento, el contenido en fibras y con un decrecimiento del axil y resistencia del hormigón.



## Steel fibrous RC beams subjected to cyclic deformations under predominant shear.

Chalioris 2013,[24]

### Objetivo.

Investiga la influencia de las fibras metálicas en el cortante crítico de vigas de HA sometidas a cargas monotónicas y cíclicas.

### Variables.

El programa experimental consta de 7 vigas pequeñas sometidas al ensayo de curvatura en 4 puntos (2 con carga monotónica y 5 con carga cíclica), 3 especímenes de referencia (sin fibras), y 4 especímenes con fibras ( $v_f$  0,5% y 0,75%); Además hay 2 especímenes que llevan estribos.

La viga tiene las siguientes dimensiones: 1,6 m de largo, 0,3x0,1 m de sección, con un refuerzo de 6 redondos del 8 (3 en cada lado) y estribos del 8 cada 0,2 m.

La relación de esbeltez es de 2.

### Conclusiones.

La figura A.15 muestra los patrones de fisuración para los distintos especímenes.

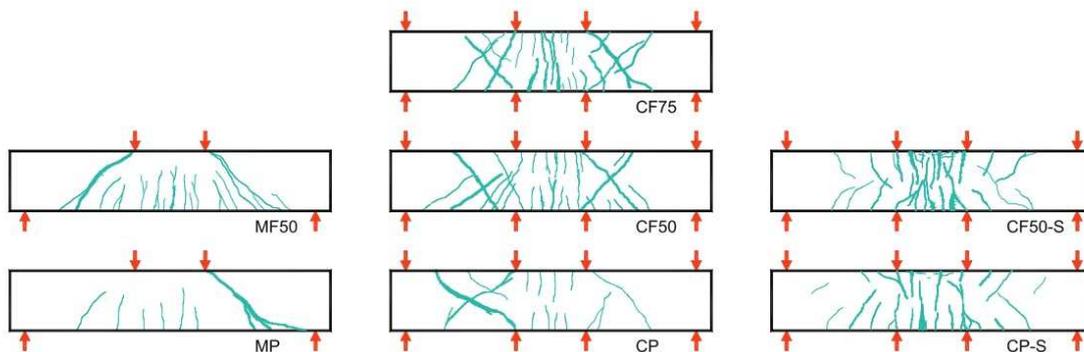


Fig. 7. Cracking patterns of the tested beams.

Figura A.15: Patrones de fisuración.

Da un volumen crítico de fibras para el cual el valor de la resistencia post-fisuración es mayor.

Por otra parte hace un resumen de las formulaciones hasta el momento para el cálculo del cortante resistido por una viga.

Como ya se había afirmado en otros estudios la inclusión de fibras en la matriz del hormi-gón convierte el comportamiento frágil de éste en uno mas dúctil.

La utilización de hormigón con fibras en vigas supone una mejora en el comportamiento de la misma frente a cortante, aumentando la resistencia última y el retraso en la aparición de la primera fisura, se pueden alcanzar drift mayores en cargas cíclicas y aumenta la formación de fisuras a la vez que mejora la capacidad de disipación de energía en comparación con las vigas de referencia.

El hormigón con fibras es capaz de disipar bien la energía cuando es sometido a cargas cíclicas.

Las vigas ensayadas con la cantidad de fibras propuesta y sin estribos no evita el fallo por cortante, mientras que la combinación con estribos hace que tenga un comportamiento dúctil.

El modelo analítico para el comportamiento frente a tensión del hormigón con fibras está muy acertado en comparación con los resultados obtenidos (para vigas de esbeltez de cortante = 2).

## **Experimental Study On The Behavior of SFRC Columns Under Seismic Loads.**

[Mier et al. 2013,\[8\]](#)

### **Objetivo.**

Evaluación del comportamiento del SFRC frente a cargas cíclicas para su posible uso, en combinación con refuerzo tradicional. En particular se estudia si las fibras deben de ser añadidas para aumentar la ductilidad de la pieza o para reducir la cantidad de estribos en la unión entre vigas y pilares.

### **Variables.**

La campaña experimental estaba compuesta por 16 columnas que fueron ensayadas bajo una carga sísmica severa, de las cuales 8 eran de SFRC y las otras de RC.

Los 4 parámetros principales estudiados fueron, la cuantía de fibras, el tipo de acero, el espaciamiento de la armadura transversal y la dirección de la carga (axial o biaxial).

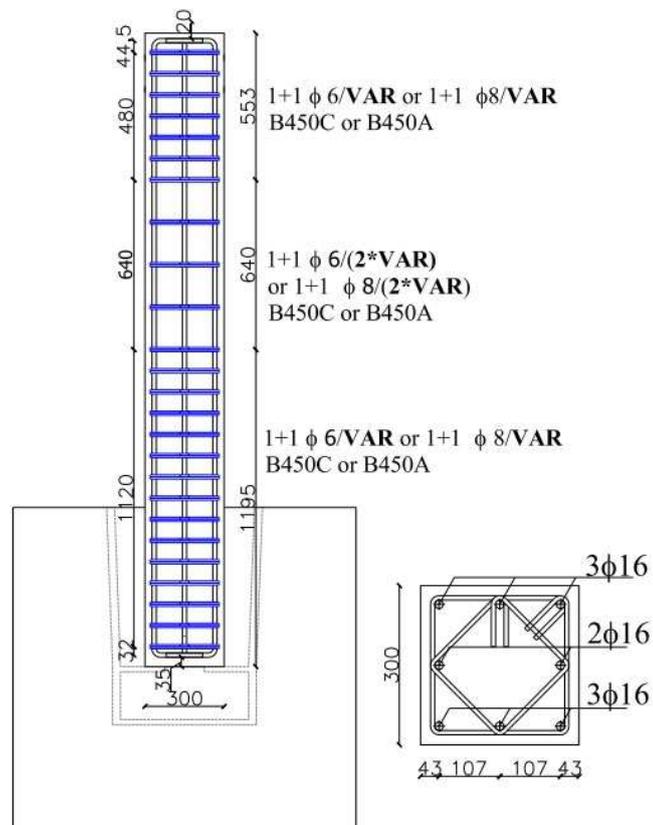
Las columnas tienen unas medidas de 300x300x2400 mm.

Las columnas se introducían 600 mm en una base fabricada específicamente para los ensayos que simulaba el suelo rígido.

El ensayo representaba una columna de doble curvatura de 3100 mm.

La figura A.16 muestra los detalles geométricos de la probeta.

La resistencia característica media del hormigón fue de 50,46 MPa para el hormigón sin fibras y 42,17 para el hormigón con fibras.



**Figure 2:** Geometry and reinforcement of the columns.

**Figura A.16:** Detalles geométricos.

La carga estaba aplicada desde  $0,4\text{mm}/\text{min}$  para los desplazamientos pequeños y  $9\text{mm}/\text{min}$  para los grandes, el drift iba desde 0,05 % hasta el 6,5 % con 3 ciclos por ratio de drift.

### **Conclusiones.**

Hay muy poca diferencia entre aplicar la carga en una dirección (axial) o en diagonal (biaxial) respecto a la resistencia a flexión, sin embargo la carga biaxial resultó ser la más severa ya que redujo la ductilidad y la disipación de energía de la columna.

La influencia de las fibras fue mas notoria en el caso de la carga axial al incrementar la capacidad de disipar energía y la ductilidad de la pieza, sin embargo con un espaciamiento entre estribos alto la ductilidad disminuyó notablemente.

Por otra parte las fibras previenen el salto de recubrimiento con cargas bajas, además de ayudar a que la armadura longitudinal no pandee.

## **Modeling the shear hysteretic response for high performance fiber reinforced cementitious composites.**

[Hung et al. 2013,\[26\]](#)

### **Objetivo.**

Introducir diferentes estrategias para modelizar el comportamiento aleatorio que tiene el HPFRCC en elementos estructurales. Además se introduce un nuevo modelo para prever la respuesta a cortante del HPFRCC bajo cargas cíclicas.

### **Variables.**

La figura A.17 muestra una comparación entre el comportamiento HPFRCCs (Hormigones de muy altas prestaciones) y los FRCCs convencionales.

Se comparan 3 modelos diferentes:

RCM: Rotating crack method.

FCM: Fixed crack method.

MFCM: Modified fixed crack method.

El método numérico se compara con estudios hechos previamente, en concreto lo compara con (Deformation capacity and shear strength of fiber reinforced cement composite flexural members subjected to displacement reversals.)

En la figura A.18 se presenta la metodología utilizada en la programación.

### **Conclusiones.**

El método RCM no es capaz de hacer una simulación aceptable.

En el método FCM la orientación de la fisura se fija en cuanto se inicia la fisuración.

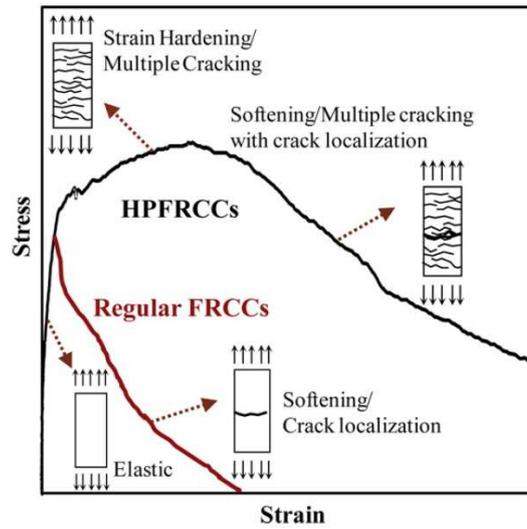


Fig. 1. Comparison between HPFRCCs and regular FRCCs [1].

Figura A.17: Comparación entre HPFRCCs y FRCCs.

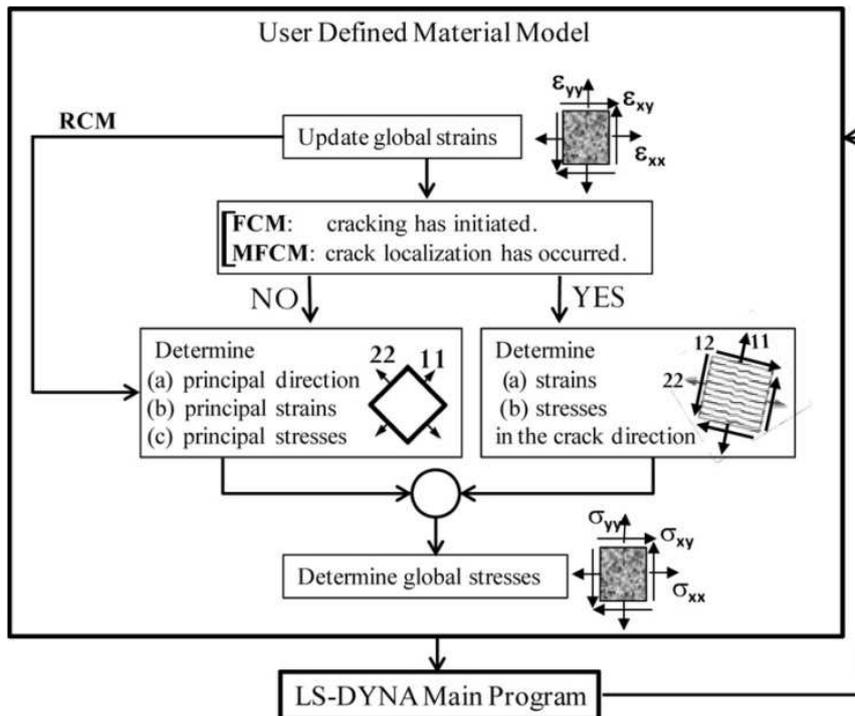


Fig. 2. Implementation procedures for the various crack modeling schemes.

Figura A.18: Modelo de programación.

Los mejores resultados se dieron con MFCM, ya que este último libera la constricción de la orientación de la fisura.

El éxito de este último está en la correlación entre el cortante predicho y el real, incluyendo la distorsión de cortante, la degradación por cortante, patrón de fisuras, y modos de fallo.

## **Behavior and strength of beams cast with ultra high strength concrete containing different types of fibers.**

[Kamal et al. 2013,\[6\]](#)

### **Objetivo.**

En este artículo se estudia el comportamiento de vigas de UHPC bajo cargas de flexión; y el efecto que tiene el tipo de fibras y el porcentaje de armadura longitudinal así como la existencia o ausencia de una red de refuerzo (estribos y armadura superior) en el comportamiento estructural de los especímenes.

### **Variables.**

Se ensayaron 12 vigas con y sin red de refuerzo, las medidas fueron 100x150x1000 mm.

La armadura longitudinal inferior podía ser 2 redondos del 10, o 2 redondos del 12. La red de refuerzo estaba compuesta por 2 redondos del 8 en la parte superior y 6 redondos del 8 cada 7,5 cm a cada lado, dejando en la zona central un espacio de 300 mm sin refuerzo transversal.

Se usaron 2 tipos de fibras:

- Metálicas: 13 mm de longitud y 0,2 mm de diámetro.
- Polipropileno: 20 mm de longitud y 1,6 mm de diámetro.

La resistencia a compresión obtenida de los hormigones a 28 días fue: 127 MPa para hormigón sin fibras, 135 MPa para hormigón con fibras metálicas y 130 para hormigón con fibras de polipropileno.

El ensayo fue llevado a cabo mediante el método de flexión a 4 puntos.

### **Conclusiones.**

La figura A.19 muestra el patrón de fisuración de los distintos especímenes.

Para la comparación de los datos obtenidos con los teóricos utiliza fórmulas de cortante provenientes de *Iman*, que a su vez las desarrolla a partir del código ACI, y para el momento lo hace con las ecuaciones desarrolladas por *Beshara et al.* Las cuales dieron buenos resultados a la hora de estimar la carga última.

Las fibras metálicas fueron más eficientes a la hora de incrementar las carga de fisuración y la carga última resistida.

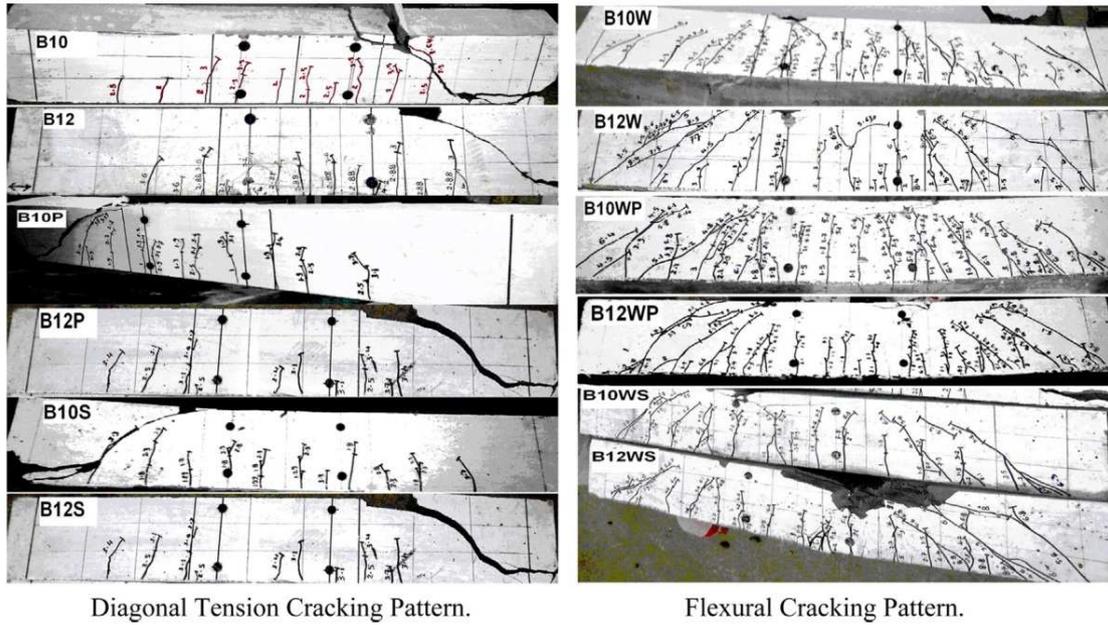


Figura A.19: Patrón de fisuración.

## Experimental and numerical studies of size effects of Ultra High Performance Steel Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) beams.

Mahmud et al. 2013,[36]

### Objetivo.

Busca comprender mejor el efecto que tiene el tamaño en vigas de UHPFRC sometidas a ensayo a flexión a tres puntos. Se hace un ensayo experimental y un ensayo analítico mediante elementos finitos.

### Variables.

La campaña experimental estuvo compuesta por 15 vigas de geometría similar en la que se variaba la profundidad entre 30 y 150 mm (30, 60, 90, 120, y 150 mm), mismo ancho  $b = 150$  mm y largo  $L = 550$  mm con una distancia entre apoyos de  $l = 500$  mm y las cuales eran ensayadas por el método de flexión a 3 puntos.

El contenido en fibras de la matriz fue de 2% sobre el volumen, con una longitud de fibra 13 mm y un diámetro de 0,2 mm.

Para cada profundidad se hizo un total de 3 probetas, a las cuales se le hizo una muesca en el centro con una profundidad  $d_n = d/6$ .

Las propiedades mecánicas básicas obtenidas fueron  $f_c = 150$  MPa,  $f_t = 9$  MPa y  $E = 45$  GPa.

Para el modelo numérico se utilizó el programa ABAQUS con un modelo CPD (Concrete Damage Plasticity) el cual después de ser calibrado con los datos experimentales obtenidos

previamente se procedió a ensayar con profundidades de 180, 210, 240, y 300 mm.

### **Conclusiones.**

A la vista de los resultados el efecto del tamaño en resistencia nominal a flexión es muy poco en vigas con una profundidad mayor a 150 mm, además del estudio paramétrico numérico se observa que el efecto del tamaño es ínfimo en vigas con profundidades mayores a 300 mm.

Por último dice que es necesario llevar a cabo una serie de ensayos experimentales con distintos tamaños para confirmar las conclusiones obtenidas.

## **Analytical Model for Predicting Response and Flexure-Shear Resistance of Composite Beams Combining Reinforced Ultrahigh Performance Fiber-Reinforced Concrete and Reinforced Concrete.**

? 2013,[56]

### **Objetivo.**

En este artículo se explica la obtención de un modelo numérico para el cálculo de la resistencia a flexión y cortante de una viga que consta de dos capas, una primera capa que es una viga de hormigón armado y otra que se superpone que es de UHPFRC armado.

### **Variables.**

Distingue tres estados diferentes de fisuración según el nivel de carga, no fisurado, fisurado monolítico (HC), y fisuración en ambas capas.

Define una zona ICD que es la superficie de contacto entre ambos hormigones y en la cual se inducen tensiones por des-adhesión.

La resistencia a cortante es la suma de resistencias que aportan los tres materiales que forman la viga (HC, UHPFRC, y acero).

La comprobación del modelo la hace con una serie de ensayos experimentales que en general se ajusta bastante bien a la realidad.

La figura A.20 muestra el modelo de programación y la rótula plástica desarrollada en el elemento.

### **Conclusiones.**

Se aumenta considerablemente la resistencia añadiendo esta capa de UHPFRC.

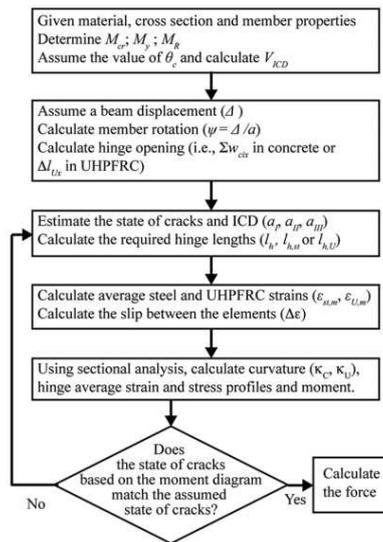


Fig. 6. Calculation flowchart of the force-deflection response of RU-RC beams

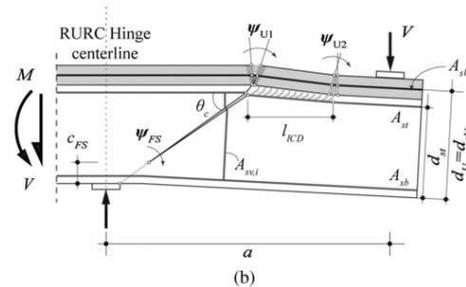
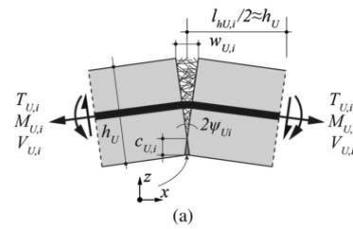


Fig. 7. (a) R-UHPFRC hinge; (b) flexure-shear crack defining the member failure (adapted from Noshiravani 2012)

Figura A.20: (a) Modelo de programación y (b) Rótula plástica.

## Rotation capacity and stress redistribution ability of R-UHPFRC-RC composite continuous beams: an experimental investigation.

Noshiravani and Brühwiler 2013,[40]

### Objetivo.

Tiene como propósito proporcionar un mejor conocimiento sobre las piezas RU-RC (piezas compuestas de hormigón armado convencional, y una capa de UHPFRC armado) haciéndose las siguientes preguntas: ¿Puede la capa RU soportar la redistribución de esfuerzos cuando se produce un fallo local de flexión-cortante?, ¿Cómo cambia la redistribución de esfuerzos el comportamiento global de las piezas?

### Variables.

Para el estudio se diseñaron 2 probetas que tienen una sección de 150x300 mm de los cuales 50 mm pertenecen a la capa RU mientras que los otros 250 a la capa RC.

La longitud de la viga fue de 2,98 m, con una distancia entre apoyos de 1,6 m, y unos vuelos laterales a cada lado de 0,69 m.

Una de las probetas no tenía refuerzo en la capa de UHPFRC y la otra sí.

Dentro de la capa RC la separación entre estribos se variaba de 250 mm en un lado a 400 mm en el otro contando desde el punto medio.

En los voladizos se reforzó a cortante de distinta manera, para provocar la pronta formación del fallo de flexión-cortante en el vano intermedio.

Las características mecánicas de la capa de RC fueron:  
 $E_c = 31,6$  GPa,  $f_c = 41,5$  MPa,  $f_{ct} = 4,23$  MPa.

Mientras que para el UHPFRC:  
 $E_u = 48$  GPa,  $f_{uc} = 228$  MPa,  $v_f = 3$  %.

La carga se aplicó en tres puntos durante el ensayo, en el centro de vano, y en los extremos de los voladizos.

### Conclusiones.

La figura A.21 muestra el patrón de fisuración de la pieza durante el ensayo.

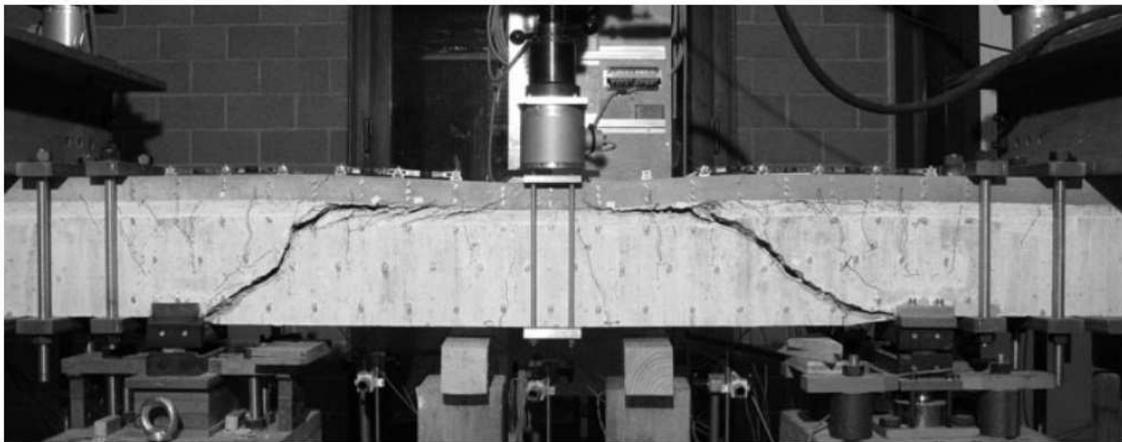


Figura A.21: Patrón de fisuración.

Los elementos de R-UHPFRC aumentan la resistencia de las vigas soportando los esfuerzos redistribuidos.

Después de que se forma las rótulas plásticas, el momento resistido y la tensión de membrana del RU son los 2 mecanismos principales para soportar los esfuerzos.

En el centro de vano el UHPFRC actúa como un borde fuerte a compresión, localizándose el eje neutral dentro del grosor del RU, por ello se incrementa la resistencia y la capacidad de rotación de la pieza. Además los esfuerzos inclinados de compresión de la capa contribuyen a la resistencia a cortante.

La capa del RU da continuidad al elemento, haciendo que el sistema estructural vaya perdiendo gradualmente la capacidad de resistir la carga, que a su vez permite una mayor degradación antes de la carga última.

## Experimental Investigation on Reinforced Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Composite Beams Subjected to Combined Bending and Shear.

[Noshiravani and Bruhwiler 2013,\[57\]](#)

**Objetivo.**

Demostrar el aumento de resistencia que da el hecho de poner una capa de UHPFRC encima de una viga de HA. Se estudia el fortalecimiento a cortante y a flexión.

**Variables.**

Se utilizaron 12 probetas formadas por HA en la capa inferior y UHPFRC armado en la capa superior, además de 2 probetas con UHPFRC sin armar encima de la viga de HA y 3 probetas de HA que sirven de comparación.

Se explica las diferencias que existen en la fisuración cuando una probeta rompe a flexión y cuando rompe flexión-cortante.

**Conclusiones.**

La aplicación de la capa aumenta la resistencia última hasta 2,77 veces de la resistencia de la viga de HA, además del considerable aumento de la resistencia a cortante.

Por último habla de la necesidad de un método que permita prever el comportamiento de la viga formada por ambos materiales (este tema se trata en el artículo “Analytical Model for Predicting Response and Flexure-Shear Resistance of Composite Beams Combining Reinforced Ultrahigh Performance Fiber-Reinforced Concrete and Reinforced Concrete”).

## **Experimental Analysis And Numerical Simulation Of Ultra-High Performance And Normal Concrete Compound Columns.**

[Popa et al. 2013,\[39\]](#)

**Objetivo.**

Trata de estudiar el comportamiento de una columna compuesta de un núcleo de UHPC y un exterior de NC.

**Variables.**

Después de hacer un análisis numérico mediante elementos finitos para la optimización del modelo, se hicieron 2 tipos de secciones:

La primera simple de 250x250 mm y la segunda compuesta de una capa interior de UHPFRC de 100x100 mm y un recubrimiento de hormigón armado hasta formar una sección de 250x250 mm. La longitud de la columna es de 900 mm con una armadura longitudinal de 8 redondos de 10 ó del 12, mientras que la transversal constaba de redondos del 8 cada 10 cm, o del 6 cada 5 cm con un refuerzo en ambos extremos de 2 estribos.

Se fabricaron un total de 16 columnas, 4 de sección simple y 12 de sección compuesta.

## Conclusiones.

El resultado de la simulación numérica fue muy parecido al del programa experimental.

Las columnas son más frágiles a medida que la resistencia a compresión del hormigón crece.

Las columnas compuestas tienen una capacidad de carga mayor que las de sección simple.

## Effectiveness of low-cost fiber-reinforced cement composites in hollow columns under cyclic loading.

[Shin et al. 2013,\[58\]](#)

### Objetivo.

Estudiar la efectividad de la utilización de FRCC's de bajo coste para mejorar el comportamiento sísmico de las columnas huecas de los puentes. FRCC's fabricados con fibras no caras se usaron para construir las zonas plásticas de las columnas huecas utilizadas en el estudio.

### Variables.

Se hicieron 5 columnas huecas de escala aproximadamente 1/4. 4 de ellas se hicieron de FRCC's y una de hormigón convencional como referencia.

Para todos los especímenes se tenían las siguientes medidas:  
Exterior 900x600 mm, interior 640x340 mm.

La base era maciza de 1200x1500x600 mm, y la zona de carga se hizo un bloque macizo de 900x600 mm.

El FRCC tenía una altura de 600 mm desde la parte superior de la base.

Las principales variables estudiadas fueron:  
-Cuantía volumétrica de fibras  $v_f$ : 0, 1, ó 2 %.  
-Presencia de árido grueso en FRCC's.  
-El ratio  $l/h$ : 2 ó 3 según la orientación de la carga.

### Conclusiones.

La figura A.22 muestra el patrón de fisuración de la pieza durante el ensayo.

Los 4 especímenes tuvieron un fallo a cortante-flexión combinado con el pandeo de las armaduras después de haber alcanzado unos relativamente grandes desplazamientos. Mientras que el espécimen de referencia tuvo un fallo prematuro de cortante.

Los FRCC's son efectivos para sostener aberturas de fisuras inclinadas, por otra parte la exclusión del árido grueso no mejora la ductilidad de las columnas huecas.

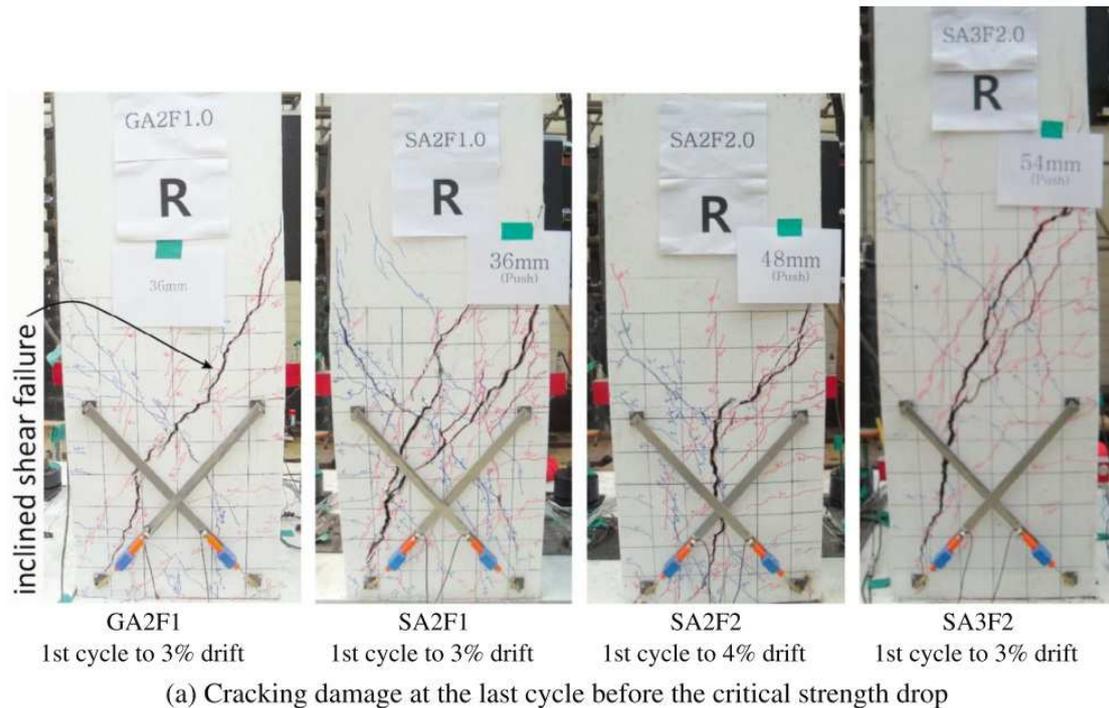


Figura A.22: Patrón de fisuración.

Para el 1% de volumen de fibras utilizadas no se obtuvo un resultado satisfactorio para controlar la fisuración.

Los especímenes con mayor contenido en fibras restringen mejor el crecimiento de las fisuras, reduciendo así la distorsión de cortante, por otra parte la exclusión del árido grueso en el FRCC con 1% de fibras no reduce notablemente la distorsión de cortante.

## Experimental and numerical investigation of the seismic performance of hollow rectangular bridge piers constructed with and without steel fiber reinforced concrete.

[Zhang et al. 2013,\[7\]](#)

### Objetivo.

Evalúa el efecto del refuerzo con fibras metálicas en el comportamiento de pilas rectangulares huecas, comparando una pila de HA con una de SFRC idéntica. Por último se analiza ambas pilas con la ayuda de OpenSees y se hace un estudio paramétrico teniendo en cuenta la cantidad de fibras y la cuantía de armadura transversal.

### Variables.

Se hicieron dos pilas, una de hormigón sin fibras de resistencia 38,7 MPa y la otra con fibras de 43,8 MPa. La única variación entre las dos dosificaciones fue la cantidad de fibras añadidas 0% y 1%.

Ambos especímenes tenían las mismas dimensiones: 500x360x1240 mm hecho monolíticamente con la base de 1200x1200x480 mm y un bloque de carga en la parte superior de 600x600x360 mm; haciendo que todo el espécimen tenga una altura de 2080 mm de alto. El espesor de la pared es de 100 mm en la columna.

Hace un modelo numérico explicando todas las variables y valores que utiliza para modelar en OpenSees.

## Conclusiones.

En general el comportamiento de la pila fabricada con SFRC fue mejor que el de la pila fabricada con RC.

En cuanto a la simulación de OpenSees se obtuvo un buen resultado con pequeñas modificaciones en materiales ya definidos en la aplicación.

Basado en el estudio paramétrico se observó que la resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía de la pila se mejora con el incremento de fibras metálicas mayor al 1.5 % de volumen de las mismas.

De los resultados analíticos podemos ver que el SFRC puede sustituir una parte de la armadura transversal en pilas huecas respecto a la resistencia sísmica.

## Reinforcement and Fiber to Induce Ductile Behavior of UHPSFC.

[Dong and Feng 2013,\[19\]](#)

### Objetivo.

Trata de descubrir cual es la mejor composición de volumen de fibras y lugar de colocación de refuerzo de armadura; teniendo en cuenta los ratios de refuerzo longitudinal, contenido de fibras, y el desplazamiento en el punto medio de la viga.

### Variables.

Se utilizaron 15 especímenes para el estudio, en los cuales se variaba el contenido de fibras en porcentaje de volumen ( $v_f = 0-0,7-1-1,5y2\%$ ), la cuantía de la armadura longitudinal de la sección ( $\rho_s = 0,93-4,16-7,4-9,25\%$ ).

La longitud total de los especímenes fue de 2,5 m con una longitud efectiva de 2,1 m. La sección era cuadrada de 200x200 mm.

Las fibras utilizadas fueron de 13 mm de longitud y 0,2 mm de diámetro.

La resistencia teórica del UHPC era de 180 MPa, pero la resistencia real en laboratorio fue de 155 MPa.



## Conclusiones.

Con el incremento de la cuantía de armadura longitudinal se produce un incremento de la carga de fisuración.

Las fibras mejoran la ductilidad de las vigas.

Después de que el acero se plastifica la fractura ocurre fácilmente. Para obtener una buena ductilidad en contenido en fibras debe de ser mayor a 0,7%; Cuando el contenido en fibras es 2% y la cuantía de armadura longitudinal menor a 4%, dicha cuantía puede afectar a la carga de fisuración, pero si es mayor a 4% no trabaja.

Cuando el porcentaje de fibras es 0,7% (2%) y la cuantía longitudinal 9,25% (4%) se producen los mejores resultados.

## FE analysis of behavior of steel fibre reinforced Ultra-high strength concrete columns Under reversed cyclic loading.

[Bae et al. 2012,\[11\]](#)

### Objetivo.

Se trata de un estudio analítico sobre el UHSC con fibras metálicas usando un análisis por elementos finitos, describiendo las características del material, y el modelo de elementos finitos.

### Variables.

->Características del UHSC reforzado con fibras metálicas:

-Comportamiento a compresión: Al no estar compuesto por árido grueso, este material tiene un comportamiento lineal en la relación tensión deformación, pero tiene una rotura frágil, por tanto la relación tensión deformación está definida por un módulo de elasticidad muy elevado, con una relación lineal y una caída brusca de la tensión. (Hace una recopilación de las gráficas y fórmulas de distintos autores).

-Comportamiento a tracción: Las fibras se utilizan para compensar el mal comportamiento del hormigón a tracción, mejorando así el comportamiento tanto a tracción directa como a flexión, especialmente previniendo la rotura frágil del hormigón. Para la caracterización del material a tracción se tomaron las recomendaciones JSCE y AFGE y RILEM.

->Análisis mediante elementos finitos:

-Ecuaciones constitutivas del material: Para las ecuaciones constitutivas se tomaron las sugeridas anteriormente, introduciéndolas en el modelo de elementos finitos en la plataforma ABAQUS.

-Elementos: se diseñaron elementos con forma de I para ser ensayadas las almas simulando columnas sometidas a cargas cíclicas.

-Cargas: primero se introdujo una axial de compresión y después una carga cíclica por control de desplazamiento.

-Verificación del modelo: Para la verificación del modelo se utilizó el ensayo experimental de *H. Kimura (2007)*.

La figura A.23 muestra los detalles geométricos de la pieza utilizada en la verificación del modelo.

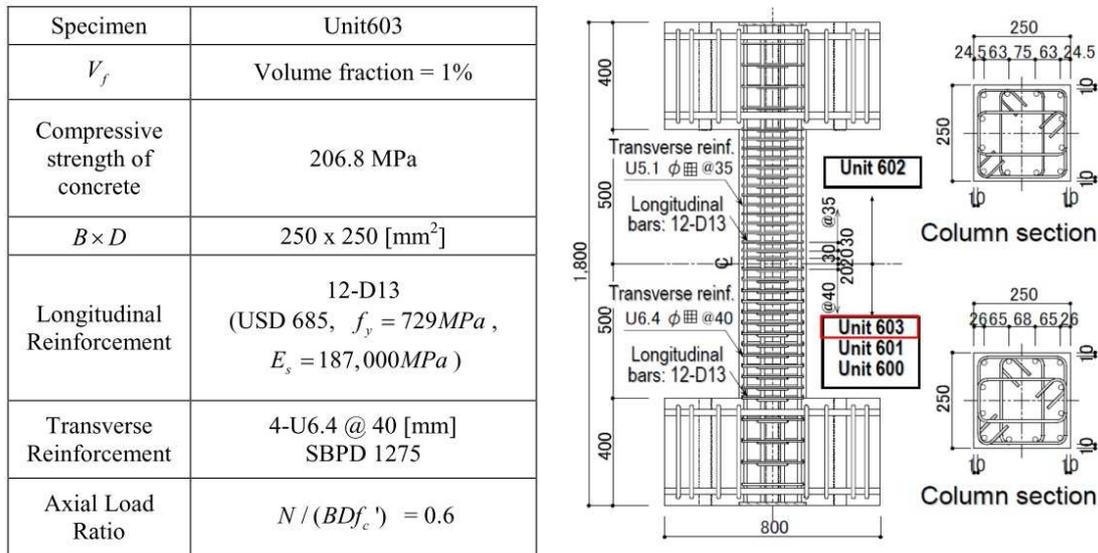


Figure 4. Test specimen for verification

Figura A.23: Detalles geométricos.

### Conclusiones.

En el proceso de verificación el comportamiento a compresión y a tracción mejor fue el propuesto por *Graybeal* y *RILEM* respectivamente.

La resistencia a compresión del hormigón se ve afectada por la carga lateral de una manera relativamente lineal.

La aportación de las fibras hace posible la reducción de la cuantía de armadura, por tanto si provocamos la plastificación de la misma podemos hacer un ajuste de la cuantía necesaria.

## Behaviour of steel-fibre-reinforced normal-strength concrete slender columns under cyclic loading.

[Caballero-Morrison et al. 2012,\[29\]](#)

### Objetivo.

Estudiar el comportamiento de columnas esbeltas de hormigón convencional sometidas a una carga axial constante y una carga lateral cíclica, analizando también el efecto confinador de las fibras.

### Variables.

Las principales variables estudiadas fueron la carga axial aplicada y la relación de esbeltez de la columna. Además se estudio la efectividad de confinamiento de la armadura, y el conte-



nido en fibras metálicas.

Los valores de los parámetros estudiados fueron:

- Resistencia del hormigón  $f_c$ : 30 MPa.
- Esbeltéz a cortante  $\lambda$  : 5,77 y 10,71.
- Carga axial relativa: 0,1, 0,35, y 0,55.
- Cuantía de armadura longitudinal: 1,44% si  $\lambda = 10,71$  y 1,74% si  $\lambda = 5,77$ .
- Cuantía mecánica volumétrica efectiva de confinamiento: 0,12, 0,04 y 0,01.
- Contenido en fibras: 30 (60)  $kg/m^3$   $\rightarrow$  0,38 (0,76) % de volumen tipo DRAMIX RC – 65/35.

Se hicieron un total de 14 especímenes en los cuales se iban variando distintos aspectos.

## Conclusiones.

La figura A.24 muestra algunas comparaciones entre las ductilidades y esfuerzos máximos según la esbeltez de la pieza, la carga axial y el contenido en fibras.

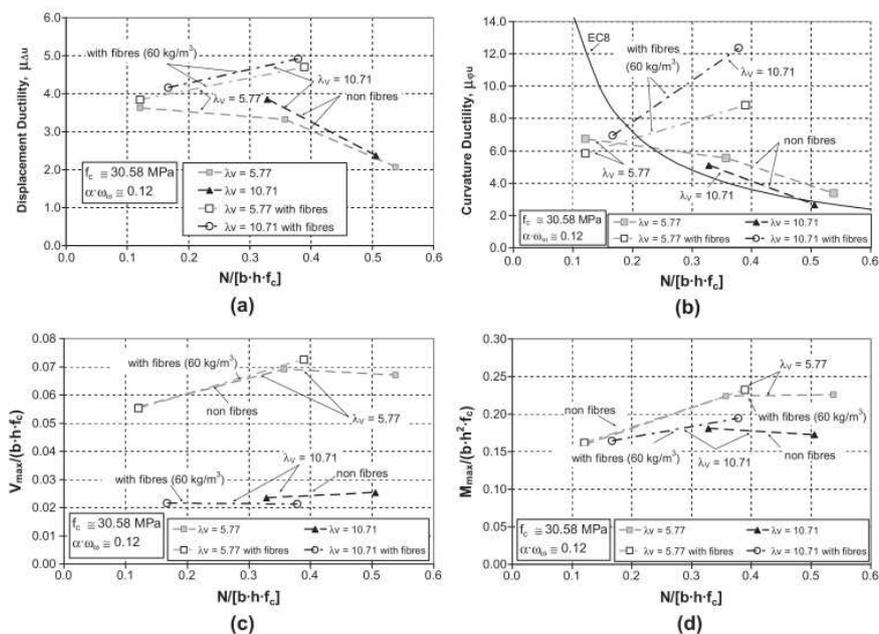


Fig. 17. Deformation and strength capacity: effect of slenderness, axial load level and steel fibres.

Figura A.24: Comparaciones de resultados.

La inclusión de fibras metálicas en el hormigón retrasa el salto de recubrimiento y el pandeo de la armadura longitudinal en compresión, reduce la longitud de la región crítica, y por tanto provocando un daño menor en el área donde se desarrolla la rótula plástica, mejora la curvatura por ductilidad aumentando la capacidad de disipar energía.

No se aumenta la resistencia a compresión con la inclusión de las fibras, por tanto sugiere que la resistencia a flexión  $f_{R3}$  disminuye con carga cíclica.

Para asegurar la disipación de energía en la rótula plástica es necesario prevenir el pandeo de la armadura y por tanto es necesario asegurar una buena disposición de armadura transversal en esta zona.

El anclaje de la armadura a 135° fue efectivo.

## **An Experimental Study on Ductility of Fiber-Strengthening Concrete.**

[Cai et al. 2012,\[10\]](#)

### **Objetivo.**

Estudio del desarrollo de las rótulas plásticas bajo cargas cíclicas en columnas y comparación con el efecto producido por las fibras en cuanto a mejora de la ductilidad.

### **Variables.**

Para el estudio se hicieron 7 especímenes diferentes, los cuales tenían misma sección 150x150 mm y mismo largo 1500 mm además de mismo armado 8 redondos del 10 como armadura longitudinal y un redondo del 6 cada 100 mm. La variación estaba en el tipo de fibra añadida (sintética, metálica ó de carbono) y la cantidad (1 ó 2% para las sintéticas y metálicas y 1 ó 2 %<sub>0</sub> para las de carbono). La resistencia del hormigón estaba en el entorno de los 32 MPa.

### **Conclusiones.**

Añadiendo fibras la ductilidad se mejora notablemente y el proceso de formación de la rótula plástica se retrasa, lo cual evita la rotura frágil en un terremoto.

El hormigón con fibras metálicas posee la mayor capacidad de disipación de energía, con fibras de carbono aumenta bien la ductilidad de la columna y con fibras sintéticas retrasa la aparición de la rótula plástica. Pero no se aumenta la capacidad de carga máxima de la columna.

## **Cyclic responses of reinforced concrete composite columns strengthened in the plastic hinge region by HPFRC mortar.**

[Cho et al. 2012,\[12\]](#)

### **Objetivo.**

Tiene como propósito estudiar el comportamiento frente a sismo de columnas sustituyendo en el hormigón armado convencional por HPFRC en la zona donde tendrá lugar la rótula plástica.

### **Variables.**

Las principales variables estudiadas en este experimento fueron: HPFRC con o sin armadura transversal, la longitud de puesta del HPFRC y la cantidad de fibras de PVA por volumen añadidas a la mezcla.



Cada columna tiene 300x300 mm de sección, una altura de 1540 mm, además tiene una cabeza de 400x400x400 mm; y una base de 900x900x700 mm (figura A.25).

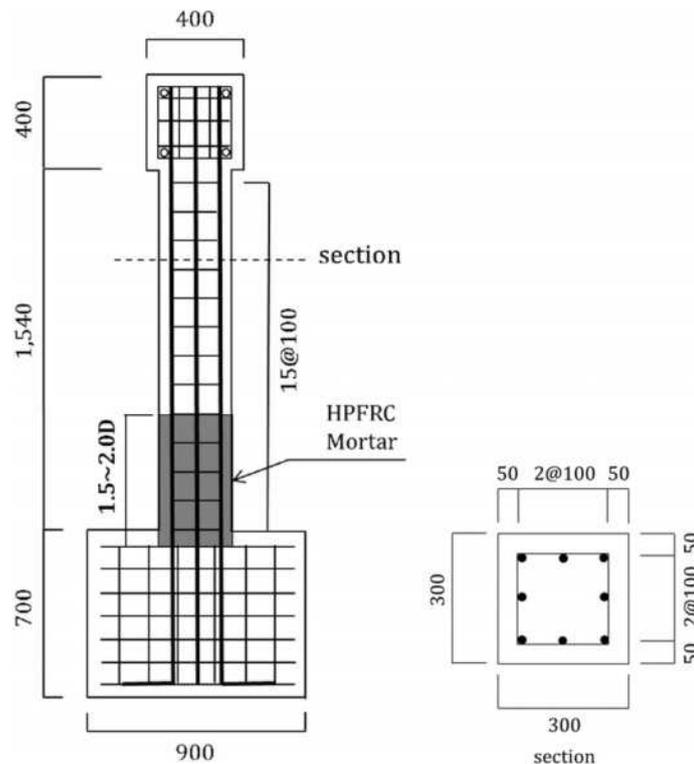


Fig. 6. Geometry and reinforcement details of column specimens.

Figura A.25: Detalles geométricos de la pieza ensayada.

El HPFRC se puso desde la base hasta una altura de 1,5 a 2 D en la columna, siendo D el canto efectivo de la columna.

### Conclusiones.

El HPFRC mejora el comportamiento en general de la pieza, capacidad de carga y capacidad de deformación.

El HPFRC minora el daño sufrido en la zona crítica de la pieza, salto de recubrimiento, pandeo de armadura longitudinal y aplastamiento del hormigón en la zona comprimida, además es efectivo a la hora de controlar las fisuras de cortante y de momento en la zona de la rótula plástica.

Los especímenes con HPFRC mostraron mejor respuesta a la hora de aumentar la energía disipada y disminuir la bajada de resistencia y la pérdida de rigidez.

## Shear behaviour of steel fibre reinforced self-consolidating concrete beams based on the modified compression field theory.

Ding et al. 2012,[28]

## Objetivo.

Examinar la viabilidad de aplicar la Modified Compression Field Theory (MCFT) para el estudio racional de la resistencia a cortante en vigas de Steel Fiber Reinforced Self-Compacting Concrete (SFRSCC) (hormigón autocompactante reforzado con fibra metálica), además comprobando con un programa experimental la teoría.

## Variables.

En el programa experimental se estudia el comportamiento de las vigas de SFRSCC con barras longitudinales y estribos, además se estudia el comportamiento híbrido de estribos y fibras.

En la tabla 1 se puede ver el resumen de las ecuaciones que componen el método, además aporta una ecuación para calcular el cortante (23).

Todas las vigas tienen unas dimensiones  $B \times H \times L$  : 100x150x1400 mm, ensayadas con un vano de 1140 mm. Las vigas tienen 3,35 % de cuantía de armadura longitudinal y cuantías de armadura transversal diferente (0, 0,138, 0,275, 0,413 %) correspondientes a distintos espaciamiento (1400, 480, 240, 160 mm).

La relación de esbeltez fue de 4.

La cantidad de fibras añadidas fue 0, 20, 40 y 60  $kg/m^3$ .

La resistencia del hormigón estuvo entre los 30 y 40 MPa.

## Conclusiones.

La inclusión de las fibras aumentó la carga de fisuración por cortante y la carga última.

La rotura frágil por fisura diagonal de cortante para vigas con cuantía de armadura transversal menor a 0,413 % cambia a un fallo principalmente dúctil a flexión cuando el contenido en fibras es de 60  $kg/m^3$ .

La adición de fibras puede reducir el número de estribos necesarios.

La combinación de fibras y estribos tiene un efecto positivo en cuanto a la resistencia a cortante.

La fórmula propuesta estima bien la capacidad de resistir cortante de una viga de hormigón autocompactante con fibras.

## **Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behaviour of ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC).**

[Hassan et al. 2012,\[17\]](#)



### Objetivo.

Desarrollar métodos de ensayo aptos para la determinación del comportamiento tanto a tracción uniaxial como a compresión del UHPFRC con fibras metálicas o sin ellas (UHPC).

### Variables.

Las variables que habían era incluir o no las fibras metálicas (2% sobre el volumen).

->Ensayo a tracción directa: se prepararon 2 tipos de probetas con forma de hueso de perro (I), ambas tenían la misma sección, en las cabezas 50x50 mm y en el alma 26x50 mm, la diferencia radica en las longitudes de la cabeza, en un caso es de 50 mm y en el otro de 25 mm.

->Ensayo a compresión: se hicieron 3 tipos de ensayos, el primero por control de carga 0,5MPa/s, el segundo por control de desplazamiento con la ayuda de LVDT's a 0,04mm/min, y por último se propuso uno en el cual se añadían otros 2 LVDT's entre los platos de carga para medir mejor cuando rompía.

Las probetas eran cilíndricas de 50 mm de diámetro y 100 mm de altura.

### Conclusiones.

Los métodos de ensayo convencionales resultaron ser de poca confianza sobretodo a la hora de medir el comportamiento post-fisuración del UHPFRC.

Los métodos propuestos están bien descritos en *“Ultra high performance fibre-reinforced concretes. Interim Recommendations” AFGC/SETRA Working Group; 2002. p. 142.*

## **Strength and ductility of RC beams strengthened with steel-reinforced strain hardening cementitious composites.**

[Hussein et al. 2012,\[42\]](#)

### Objetivo.

Examinar la efectividad de poner una capa de UHP-SHCC reforzado con una pequeña cantidad de armadura metálica para aumentar la resistencia de vigas de hormigón convencional.

### Variables.

Se ensayaron dos vigas RC de control, 4 vigas RC con una capa de UHP-SHCC reforzado con armadura metálica, 2 vigas RC con una capa de UHP-SHCC sin armadura de refuerzo y 4 vigas RC reforzadas con una capa de mortero reforzado con metal.

Todas las vigas se sometieron a un ensayo de flexión en 4 puntos, con una distancia entre apoyos de 1500 mm, unos voladizos a cada lado de 150 mm y una distancia entre puntos de cargas de 600 mm, teniendo así una distancia entre apoyo y punto de carga de 450 mm.

La sección del RC es de 200x200 mm y el espesor de la capa añadida fue de 50 mm.

La cuantía de armadura añadida fue de 0,3 ó 0,6%.

### **Conclusiones.**

Se confirmó que el desarrollo de la fisuración en el hormigón puede producir una concentración de puntos con mayores esfuerzos en la capa de UHP-SCHH, induciendo un fallo local, sin embargo, cuando se pone armadura de refuerzo ayuda a retrasar la fisuración en la nueva capa.

La combinación de mayor cuantía con la capa de UHP-SHCC aumenta la capacidad de carga hasta 100 KN, el doble que la de control.

La adición de la armadura de refuerzo mejora el comportamiento post-fisuración, por tanto reduce la degradación de la capa de refuerzo de UHP-SHCC causada por la fisuración.

### **Investigation on the flexural behavior of UHPCC considering the effect of fiber orientation distribution.**

[Kang and Kim 2012,\[33\]](#)

#### **Objetivo.**

Investigar el efecto de la distribución y orientación de las fibras en el comportamiento a flexión de UHPCC y proponer un modelo analítico que permita predecir el comportamiento a flexión acorde con la distribución y orientación de las fibras.

#### **Variables.**

Se hormigona de dos manera diferentes piezas para ser ensayadas a flexión a 3 puntos.

Con la ayuda de un analizador de imágenes se cuenta las fibras que cosen la fisura y se determina la distribución y orientación de las mismas.

#### **Conclusiones.**

La figura A.26 muestra los resultados obtenidos en los ensayos de flexotracción.

La distribución y orientación de las fibras tiene un fuerte impacto en el comportamiento a flexión, especialmente en el comportamiento del endurecimiento por deflexión.

### **Compressive Behavior of Steel-Fiber-Reinforced Concrete with a High Reinforcing Index.**

[Ou et al. 2011,\[14\]](#)

#### **Objetivo.**

Estudia el comportamiento a compresión del SFRC con hasta un 1.7 de índice de refuerzo basado en la fracción de volumen de fibras.

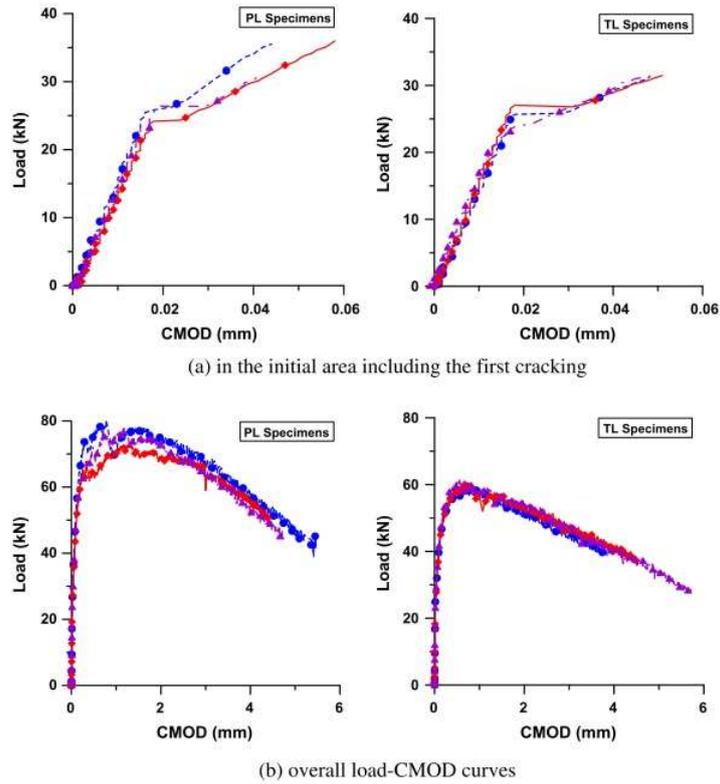


Fig. 4. Flexural tensile test results according to the placing direction (in the load-CMOD curve).

Figura A.26: Gráficas carga - abertura de fisura.

### Variables.

Se hicieron un total de 40 probetas cilíndricas en las cuales se iba variando el tipo de fibras metálicas y dentro de cada tipo la cantidad, llegando hasta el 3.4% en fracción volumétrica, correspondiente al índice de refuerzo 1.7.

### Conclusiones.

La adición de fibras metálicas produce un incremento de la dureza como de la deformación en el esfuerzo pico, aunque se ve limitada por la fracción volumétrica de fibras del 2%.

La adición de fibras metálicas tiene poca influencia en el módulo de elasticidad.

Se propone un modelo analítico para la relación tensión-deformación y resistencia del SFRC con un índice de refuerzo de hasta 1.7.

## Reconsidering the use of high-strength reinforcement in concrete columns.

Rautenberg et al. 2012,[59]

### Objetivo.

Investigar la viabilidad de utilizar armadura con valores altos de límite elástico  $f_y$  para reducir la cantidad de refuerzo requerido en estructuras diseñadas para resistir cargas sísmicas; ya que en ocasiones en este tipo de estructuras es muy difícil su construcción debido al alto grado de refuerzo que tiene.

### Variables.

Para que la reducción se pueda hacer hay que realizar una serie de premisas de manera que se reduzca la curvatura de la pieza:

- La relación tensión-deformación está definida *Hognestad*.
- Las deformaciones están distribuidas de manera lineal a lo largo de la sección.
- La máxima deformación en compresión del hormigón  $\epsilon_u = 0,003$ .
- El esfuerzo en el hormigón se puede representar como un rectángulo equivalente de tensiones.

Los rangos de las variables vienen definidas en la tabla 2 del documento, entre los cuales está:

- Resistencia a compresión del hormigón  $f'_c : 28 - 69MPa$ .
- Límite elástico del acero  $f_y : 410 - 1590MPa$ .
- Límite último del acero  $f_u : 620 - 1860MPa$ .
- Ratio  $f_u/f_y : 1,15 - 1,4$ .
- Cuantía de armadura (total, tracción, compresión):  $\rho_t : 0,5 - 3,6\%$ ;  $\rho_{tr} : 0,1 - 2\%$ ;  $\rho_c : 0 - 1\%$ .
- Nivel de axil en las columnas  $P : 0,1 - 0,3\%$ .
- Ratio de canto efectivo respecto a canto total  $d/h : 0,89 - 0,92$ .

La geometría de la pieza está definida en la figura A.27.

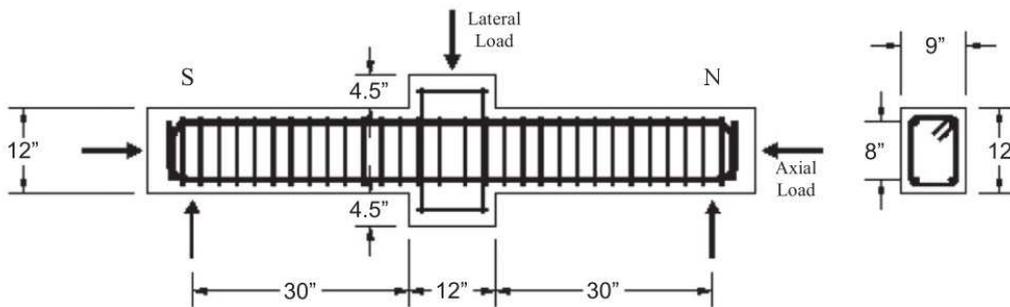


Fig. 4. Geometry and reinforcement details of column test specimens, after Rautenberg [11].

Figura A.27: Detalles geométricos de la pieza ensayada.

### Conclusiones.

Para los rangos de las variables estudiadas, la cantidad de refuerzo longitudinal en una columna puede ser reducido si  $f_y$  crece a partir de 410 MPa.



Si la reducción del refuerzo longitudinal es proporcional al aumento de  $f_y$ , la columna resultante tendrá un momento resistido similar al que tiene una viga con acero de  $f_y:410$  MPa y tendrá una capacidad de deformación parecida si: (1) la elongación de la armadura en fractura excede el 7 % para una probeta de 200 mm. Y (2) la cantidad de refuerzo transversal y los detalles del refuerzo son adecuados para prevenir el fallo por cortante, el fallo por curvatura y el pandeo de la armadura longitudinal.

### **Behaviour of fibre reinforced beam-column sub-assemblages under reversed cyclic loading.**

[Röhm et al. 2012,\[13\]](#)

#### **Objetivo.**

Este artículo describe un ensayo experimental de una unión viga pilar en T, el diseño se hace conforme al Eurocódigo y a la norma india para resistir cargas cíclicas.

#### **Variables.**

Se realizaron 6 tipos de probetas, 2 de control, 2 para que falle el nudo a cortante y otras 2 para que falle la viga a flexión. Las probetas de control son de hormigón convencional, mientras que en las otras la unión se realiza con hormigón con fibras.

#### **Conclusiones.**

Como conclusiones dice que se puede utilizar el hormigón con fibras armado con acero para reducir el número de estribos a colocar en la unión, además comenta que no se apreciaron saltos de recubrimiento con la utilización del FRC.

También comenta que es muy importante la colocación del FRC para que funcione bien en la unión con el HC.

### **Predicting the shear strength of steel fiber reinforced concrete beams.**

[Slater et al. 2012,\[27\]](#)

#### **Objetivo.**

Desarrollo de unas herramientas/ecuaciones que permitan predecir de una manera eficiente la capacidad a cortante de vigas de SFRC y que puedan ser implementadas en códigos de diseño.

#### **Variables.**

Los parámetros que afectan al cortante son: Resistencia a compresión del hormigón  $f'_c$ , cuantía de armadura, ratio luz-canto, ratio de aspecto de fibra  $l_f/d_f$ , y la cantidad de fibras  $v_f$ .

Las vigas objeto del estudio son 222 vigas estudiadas por otros autores previamente.

Las ecuaciones propuestas se dividen en lineales y no lineales, a su vez se subdividen por el ratio luz-canto  $a/d < 3$  y  $a/d > 3$ , y dentro de esto en resistencia a compresión del hormigón  $f'_c > 50MPa$  y  $f'_c < 50MPa$ , además para el hormigón de baja resistencia se divide en el tipo de fibra (figura A.28).

**Table 4**  
Proposed equations for shear strength of SFRC beams from linear regression.

Shear span-depth ratio	Concrete strength	Fiber type	Proposed equations
$a/d \geq 3$	High	All	$v_u = 4.385 + 4.35 \times 10^{-3} f'_c + 0.24 \rho - 0.6 \frac{a}{d} + 0.0214 \rho^2 + 0.00299 F^*$ (4)
	Low	Hooked	$v_u = -175.35 + 0.087 f'_c + 982.44 \rho + 50.97 \frac{a}{d} + 2.62 \frac{f_c}{d} - 6.97 f'_c v_f - 338.95 \rho^2 + 17787.2 \rho v_f - 0.75 \frac{a}{d} \frac{f_c}{d}$ (5)
		Plain or crimped	$v_u = -4 + \frac{3}{5} f'_c + 280 \rho + 246.5 V_f - \frac{157}{5} \rho \frac{a}{d} - \frac{93}{50} \rho \frac{f_c}{d} + 0.007 \frac{a}{d} \frac{f_c}{d} - 38 \frac{a}{d} V_f$ (6)
$a/d < 3$	High	All	$v_u = 1 + \frac{9}{100} f'_c + \frac{3}{2} f'_c \rho - 7.4 \cdot 10^{-4} f'_c \frac{f_c}{d} - 136 \rho \frac{a}{d} + \frac{11}{5} \rho \frac{f_c}{d} + 2 F$ (7)
	Low	Hooked	$v_u = \frac{128}{25} - \frac{3}{25} f'_c - \frac{266}{5} \rho - \frac{447}{10} \rho^2 + 44.455 \rho V_f - 209 \frac{a}{d} V_f - \frac{84}{5} F$ (8)
		Plain or crimped	$v_u = \frac{3}{25} + \frac{1}{25} f'_c + \frac{227}{2} \rho + \frac{1}{150} \frac{f_c}{d} + \frac{33}{10} f'_c \rho + \frac{123}{50} f'_c V_f - \frac{207}{2} \rho^2 \frac{a}{d}$ (9)

\* F(Fiber factor) =  $V_f \frac{f_c}{d}$ .

**Table 5**  
Proposed equations for shear strength of SFRC beams from non-linear regression.

Shear span-depth ratio	Concrete strength	Fiber type	Proposed equations
$a/d \geq 3$	High	All	$v_u = 4.46 - 0.002 f'_c - 0.26 \rho - 0.34 \frac{a}{d} - 0.009 \frac{f_c}{d} + 1.148 V_f + 3.0 \times 10^{-5} f'_c{}^2 + 0.086 \rho^2 - 0.024 \left(\frac{a}{d}\right)^2 + 5.0 \times 10^{-5} \left(\frac{f_c}{d}\right)^2 - 0.0265 v_f^2$ (10)
	Low	Hooked	$v_u = 161.5 + 1.27 f'_c - 801.94 \rho - 91.0 \frac{a}{d} - 0.62 \frac{f_c}{d} - 692.51 V_f - 0.0164 f'_c{}^2 + 208880.67 \rho^2 + 12.81 \left(\frac{a}{d}\right)^2 + 0.0051 \left(\frac{f_c}{d}\right)^2 - 24416.1 v_f^2$ (11)
		Plain or crimped	$v_u = -\frac{1}{10} \left( \left( \frac{f_c}{\left(\frac{f_c}{d} V_f\right)^{\frac{2}{3}}} \right) - \frac{23}{2} + F \right) \rho^2 \left(\frac{a}{d}\right)^{\frac{5}{3}}$ (12)
$a/d < 3$	High	All	$v_u = -\frac{7}{10} + \frac{2}{5} (f'_c)^{0.67} + \frac{9}{5} \rho^{\frac{8}{5}} + 128 \rho^{\frac{a}{d}} - \frac{46}{5} F^{\frac{1}{10}}$ (13)
	Low	Hooked	$v_u = \frac{7}{500} + \frac{126}{5} (f'_c)^{\frac{2}{3}} + \frac{11}{50} \rho^{\frac{2}{5}} + 545 \rho^{\frac{a}{d}} - \frac{23}{5} F^{\frac{2}{3}}$ (14)
		Plain or crimped	$v_u = \frac{7}{100} \left( \left( \frac{f_c}{\left(\frac{f_c}{d} V_f\right)^{\frac{2}{3}}} \right) - 7 + F^{\frac{2}{3}} \right) + 129 \rho^2 \left(\frac{a}{d}\right)$ (15)

\* F(Fiber factor) =  $V_f \frac{f_c}{d}$ .

**Figura A.28:** Ecuaciones propuestas.

## Conclusiones.

Al utilizar una serie de probetas tan grandes y con diferentes procedencias, las ecuaciones propuestas abarcan una gran serie de tipos de vigas hechas con SFRC de una manera muy próxima a la realidad. Aunque propone que se debe de seguir investigando sobre el tema para dar una mayor fiabilidad a las ecuaciones.

## Drift Limits of Concrete Frame Members Reinforced with High-performance Steel Bars and Fibers.

Tavallali et al. 2012,[31]

## Objetivo.

Estudio de la capacidad de deformación de vigas de UHSS-RC (Hormigón reforzado con armadura de alto límite elástico) sometidas a cargas cíclicas. Además se incluyen especímenes de HPFRC.



### Variables.

Las variables incluidas en el test fueron:

-Límite elástico de la armadura longitudinal  $f_y = 410 - 670830 \text{ MPa}$ .

-Fuerza axial aplicada  $P = 020\%$  de  $f'_c \cdot A_g$ .

-Volumen de fibras  $V_f = 01,5\%$ .

-Sección.

El número total de piezas ensayadas fue de 6.

El protocolo de carga constaba de 12 pasos en cada uno de los cuales se hacían dos ciclos de carga (0,15; 0,2; 0,3; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,5; 2,0; 3,0; 4,0; 5,0 % del Drift).

### Conclusiones.

1.- Para vigas y columnas sin fibras:

-Reemplazar la armadura longitudinal convencional por una cuantía menor de armadura de alto límite elástico, mantiene la resistencia a flexión pero no disminuye la capacidad de deformación.

-Reducir la cuantía del refuerzo longitudinal y aumentar la  $f_y$  del acero reduce la rigidez post-fisuración y aumenta la deformación plástica.

2.-Para vigas y columnas de HPFRC:

-Reducir la cuantía de armadura transversal a la mitad de la cuantía de los especímenes sin fibras no reducen la capacidad de deformación.

-La pérdida de rigidez asociada a aumento de deformación cíclica fue menos pronunciado en elemento de HPFRC.

## The composite effect of steel fibres and stirrups on the shear behaviour of beams using self-consolidating concrete.

[Ding et al. 2011,\[20\]](#)

### Objetivo.

Evaluar la posibilidad de reemplazar estribos por fibras metálicas, estudiar el efecto híbrido de las fibras metálicas y los estribos en el comportamiento mecánico de las vigas y analizar la influencia de las fibras metálicas en el modo de fallo y en la resistencia a cortante.

### Variables.

Se fabricó una serie de 9 probetas con una sección  $b \times h = 200 \times 300$  mm y una longitud de 2400 mm con una luz entre apoyos de 2100 mm, teniendo así un ratio de luz/canto  $a/d = 3$ .

Se variaba la cantidad de fibras  $v_f = 0 - 25 - 50 \text{ kg/m}^3$ , y la separación entre estribos (0 - 150 - 250 mm).

El refuerzo longitudinal  $\rho_s = 2,8\%$ .

Se ensayó a flexión a 4 puntos teniendo una distancia entre puntos de aplicación de la carga de 540 mm.

La resistencia característica del hormigón a 28 días fue de 36 MPa aproximadamente y a 120 días fue de entorno a los 50 MPa.

### **Conclusiones.**

La combinación de estribos y fibras metálicas demuestra un efecto híbrido positivo en el comportamiento mecánico, y es una de las opciones óptimas para mejorar la resistencia a cortante.

Para cada ratio de armadura transversal, las fibras metálicas pueden incrementar la carga última, la resistencia a cortante, y la deformabilidad correspondiente a la carga última.

$25 \text{ kg/m}^3$  de fibras puede reemplazar parcialmente los estribos aumentando el espaciamiento de 150 a 250 mm.

$50 \text{ kg/m}^3$  de fibras puede transformar la rotura frágil a cortante de una viga sin fibras a una rotura dúctil a flexión.

La correlación de la fórmula propuesta es satisfactoria para predecir la resistencia a cortante.

## **Shear failure analysis on ultra-high performance concrete beams reinforced with high strength steel.**

[Xia et al. 2011,\[60\]](#)

### **Objetivo.**

Investigar el comportamiento frente a cortante de un nuevo sistema para puentes móviles construido con UHSC y acero de muy alta resistencia.

### **Variables.**

Estos materiales consiguen bajo peso y alta resistencia.

Se ha observado un fallo a cortante en este tipo de elementos, aunque su fallo no es tan repentino ni catastrófico como en elementos de hormigón armado tradicional.

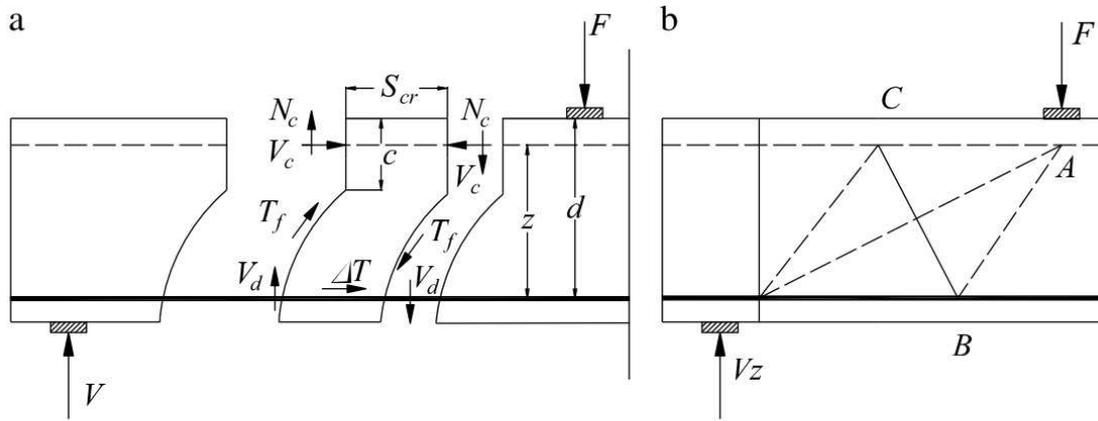
Se proponen varios métodos para estimar la resistencia a cortante:

-El primero de ellos es el método que propone la norma francesa. Es un método habitual formado por la resistencia que da el hormigón, las fibras y la armadura transversal. Las ecuaciones



(1) a (4) del texto son las utilizadas para calcular el cortante según esta norma.

-El segundo modelo es el 'tooth model' (figura A.29) de Reineck. Las ecuaciones (5) a (8) son las que se usan en este modelo. No se usa la resistencia a compresión del hormigón, cosa que si ocurre en otros modelos.



**Fig. 14.** 'Tooth' model and load transfer through struts and ties [25]: (a) Tooth Model, (b) Strut and tie model.

**Figura A.29:** (a) Tooth model y (b) Modelo de bielas y tirantes.

-La tercera propuesta para calcular el cortante último, es una modificación de los autores a un modelo de bielas y tirantes para vigas armadura de cortante, también de Reineck. Las tracciones que en un hormigón armado convencional se resisten en la armadura transversal, aquí las resiste el UHSC, y en caso de superarse la tensión de tracción admisible por el UHSC, se activa otro mecanismo donde trabajan las fibras, lo que provoca que el colapso no sea repentino. Las ecuaciones (9) a (11) permiten calcular el cortante según este método.

-También se usa un modelo que tiene en cuenta la interacción momento-cortante con varias ecuaciones de interacción entre las tensiones principales (12), debido al desconocimiento que se tiene en este aspecto.

Se realizan ensayos a muestras a pequeña y gran escala.

El código francés proporciona resultados próximos a los test para las muestras a pequeña escala mientras que para las muestras a gran escala daba resultados inferiores a los ensayos. Esto se debe a que se ha tenido en cuenta para los cálculos una abertura de fisura de 0,3mm y por lo que no se tiene en cuenta la contribución secundaria que hemos explicado antes. Esta contribución es considerable para una viga de UHSC con refuerzo de alta resistencia.

## Conclusiones.

El modelo 'tooth model' infravalora tanto para gran como para pequeña escala, ya que no tiene en cuenta efectos secundarios.

El tercer método proporciona en general valores próximos a los obtenidos en ensayos.

El modo de fallo a cortante que se ha observado en este tipo de vigas no es repentino y por tanto es aceptable.

## **Structural behavior of ultra high performance concrete beams subjected to bending.**

[Yang et al. 2010,\[34\]](#)

### **Objetivo.**

Examinar las propiedades básicas del comportamiento de vigas de UHPC con refuerzo longitudinal.

### **Variables.**

Utiliza un UHPC con fibras metálicas pero no añade por peso sino por volumen, (2% del volumen total).

Las resistencias obtenidas a compresión son entorno a 190 MPa.

Se habla sobre la importancia del vertido del hormigón en las probetas, ya que esto influye en la orientación de las fibras, y por tanto en la resistencia finalmente obtenida, comprobándose que para flexión es mejor verter el hormigón desde un lateral para que en el centro las fibras estén lo mas horizontales posible.

En el programa experimental se ensayan distintos tipos de vigas en relación a las cuantías de armadura y a la distribución de estas dentro de la sección.

### **Conclusiones.**

Una de las conclusiones es que el fallo se produce cuando las fibras pierden su adherencia y son 'arrancadas' de la matriz.

Por otra parte se concluye que el UHPC tiene gran capacidad para redistribuir los esfuerzos formando así un mayor número de fisuras antes de que se produzca el arranque de las fibras de la matriz.

La orientación de las fibras se ve influenciada por el método de puesta en obra y por tanto influye en la resistencia obtenida.

Se produce un comportamiento dúctil post-fisuración y por tanto se produce un control en la fisuración.

## **Fibrous reinforced concrete beams in flexure: Experimental investigation, analytical modelling and design considerations.**

[Campione and Letizia Mangiavillano 2008,\[15\]](#)

### **Objetivo.**

Se centra en el comportamiento a flexión experimental de vigas de Hormigón sin y con fibras bajo cargas monotónicas y cíclicas.



### Variables.

Se analizaron 12 vigas pequeñas a flexión a tres puntos.

Las vigas son de sección cuadrada de lado  $b = 150\text{mm}$  y una tiene una longitud  $L = 600\text{mm}$ , y además fueron reforzadas con  $4\phi 12\text{mm}$  (2 arriba y 2 abajo, dobladas y con una longitud de anclaje de 80 mm). La armadura transversal estaba compuesta por  $6\phi /50$ .

En el estudio se variaba el recubrimiento  $c = 5-15\text{y}25\text{mm}$  además del contenido en fibras  $v_f = 0-1\%$ .

### Conclusiones.

El uso de fibras en un correcto porcentaje para propósitos estructurales y en combinación con refuerzos tradicionales, permite obtener mejores comportamientos que con hormigón tradicional frente a interacción cortante-momento.

La presencia de fibras aumenta los límites de fisuración en vigas además de su capacidad portante, especialmente cuando crece el recubrimiento.

Bajo cargas cíclicas se observaron muchas ventajas, como una reducción del proceso de salto de recubrimiento, un aumento significativo en el cortante resistido debido a los puentes formados por las fibras entre caras de fisuración y pocos efectos de punzonamiento.

## High-Performance Fiber Reinforced Cement Composites for Increasing Shear Strength and Displacement Capacity in Reinforced Concrete Flexural Members.

[Parra-Montesinos 2005,\[61\]](#)

### Objetivo.

Se pretende estudiar la disminución de cuantía de armadura y la sustitución de la armadura transversal por hormigón con fibras que harán el papel de confinar las armaduras longitudinales, además de comprobar su comportamiento frente a cortante. Todo ello para facilitar la puesta en obra del hormigón.

### Variables.

Como variable principal está por supuesto el HPFRCC, tanto de fibras de polietileno, como de fibras metálicas.

- Se construyen 4 especímenes de HPFRCC y uno de control de hormigón convencional.
- RC- 1.1: Hormigón convencional con cuantía de armadura longitudinal 1.1, se diseña conforme a la norma ACI 2002.
- PE 2.0-0.6: HPFRCC con un volumen de fibras de PE del 2% y cuantía de armadura longitudinal  $\rho = 0,6$ .
- PE 2.0-1.1: HPFRCC con un volumen de fibras de PE del 2% y cuantía de armadura longitudinal  $\rho = 1,1$ .

-PE 1.5-1.1: HPFRCC con un volumen de fibras de PE del 1.5 % y cuantía de armadura longitudinal  $\rho = 1,1$ .

-SH 2.0-1.1: HPFRCC con un volumen de fibras metálicas del 2 % y cuantía de armadura longitudinal  $\rho = 1,1$ .

Cada espécimen está formado por 2 vigas con relación vano-canto efectivo de 3, unidos por un bloque rígido para aplicar la carga sobre él (una cruz con el medio rígido). la sección es de  $100 \times 250 \text{ mm}$  con 2 filas de armadura longitudinal.

### Conclusiones.

La figura A.30 muestra el estado de las probetas para el 4 % del drift.

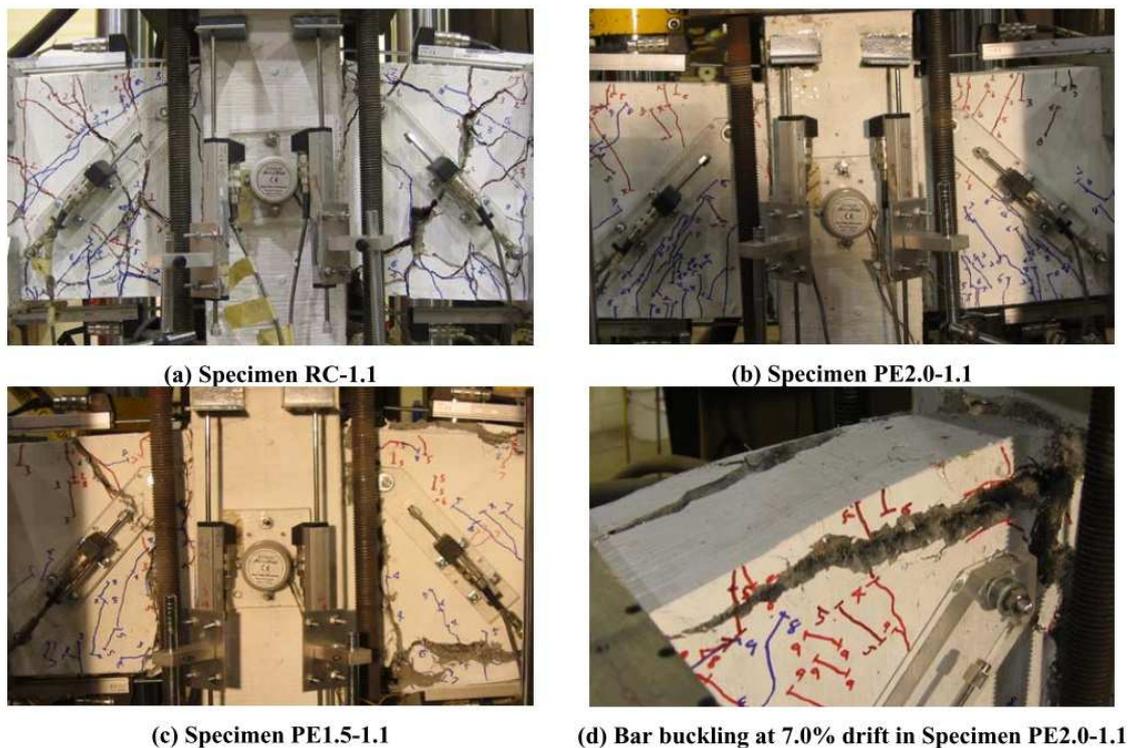


Figure 4. Damage state at 4.0% drift and longitudinal bar buckling.

Figura A.30: Estado de la probeta al 4 % del drift.

Todos los HPFRCCs estudiados tienen un buen comportamiento al menos hasta el drift 4 % sin refuerzo transversal de armadura. Además tienen una tolerancia mayor al daño, ya que forman múltiples fisuras, en lugar de una sola con una gran abertura.

Para un nivel inferior a  $0,30\sqrt{f'_c}$  de cortante se tiene una buena resistencia del HPFRCC.

---

# APÉNDICE A

---

## ANEJO DE RESULTADOS.

### A.1. Resultados módulo de Young (E).

A continuación se presentan los resultados del módulo de Young para cada uno de los ensayos.

Ensayo 1: Fibra mixta, separación entre estribos  $s_t = 30cm$ .

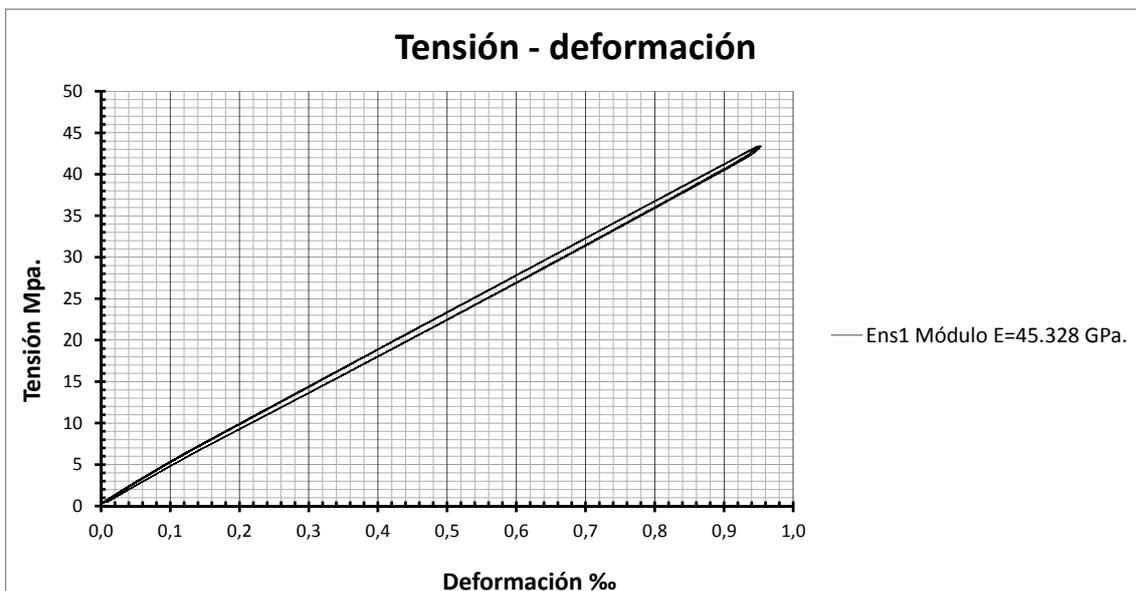


Figura A.1: Módulo de Young ensayo 1.

Ensayo 2: Fibra mixta, separación entre estribos  $s_t = 20cm$ .

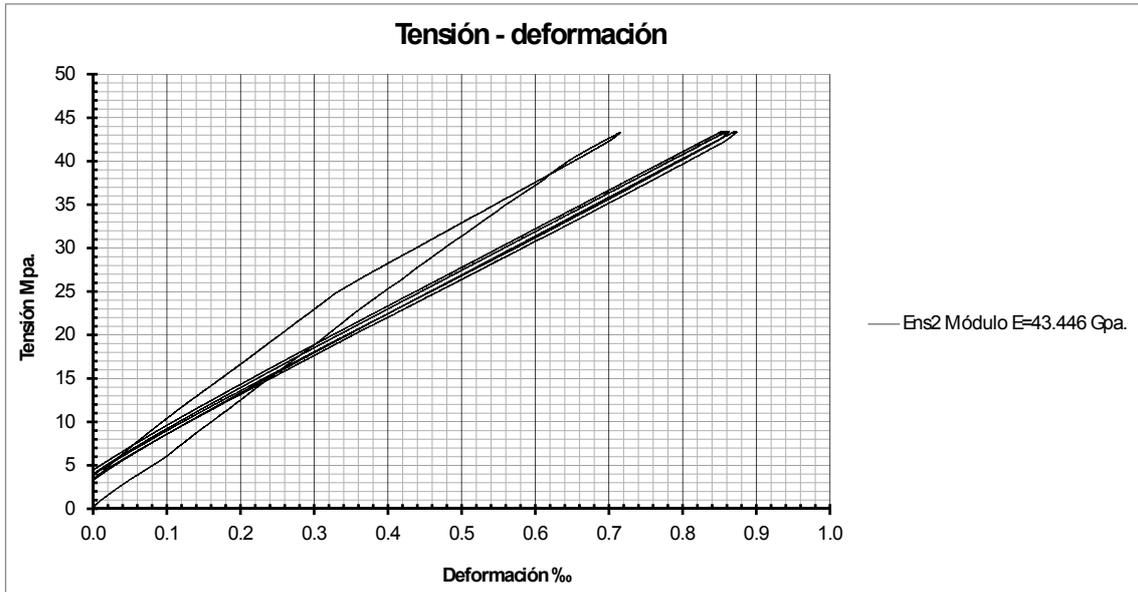


Figura A.2: Módulo de Young ensayo 2.

Ensayo 3: Fibra mixta, separación entre estribos  $s_t = 10cm$ .

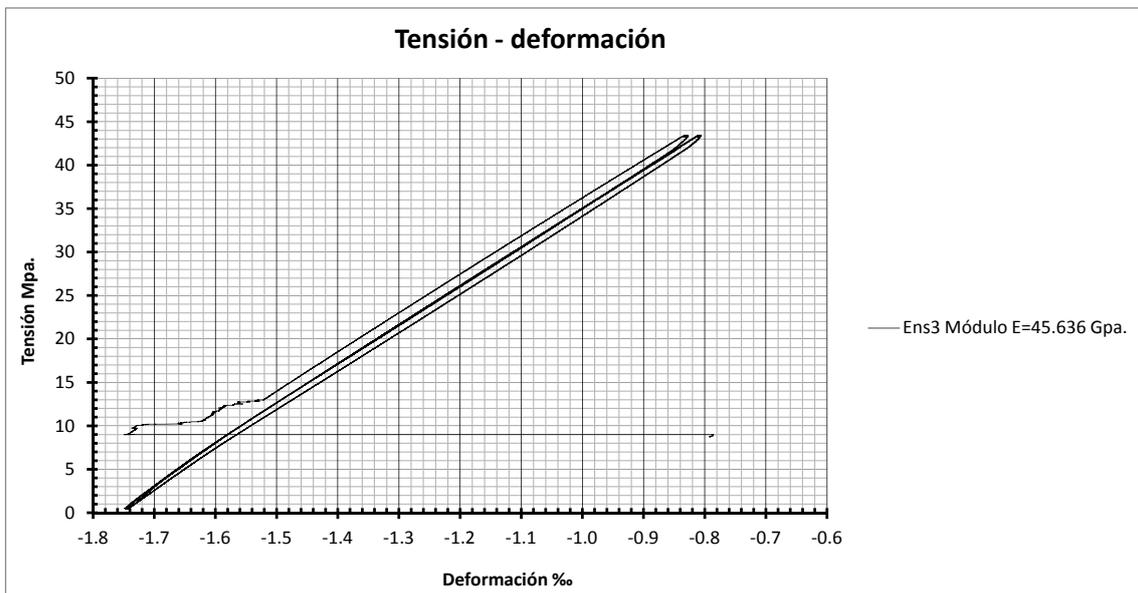


Figura A.3: Módulo de Young ensayo 3.



Ensayo 4: Fibra larga, separación entre estribos  $s_t = 30cm$ .

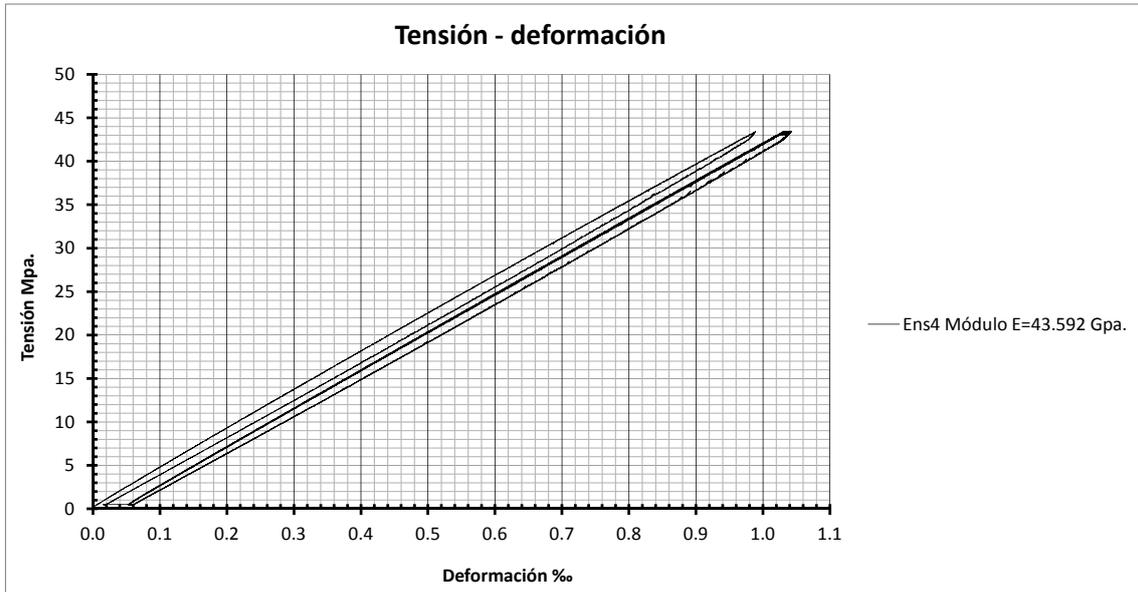


Figura A.4: Módulo de Young ensayo 4.

Ensayo 5: Fibra larga, separación entre estribos  $s_t = 20cm$ .

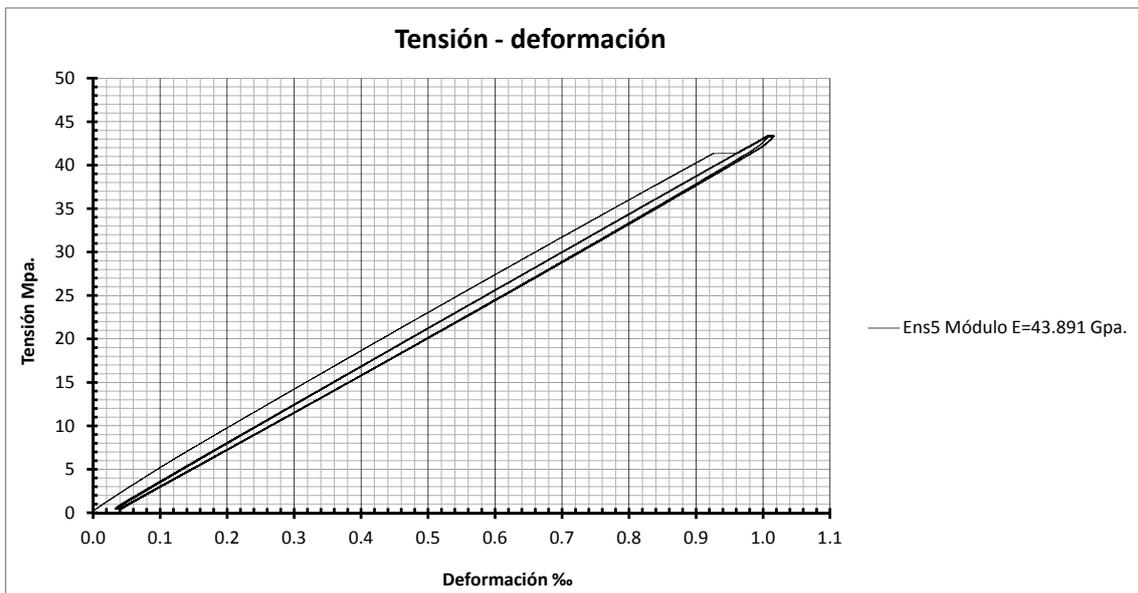


Figura A.5: Módulo de Young ensayo 5.

Ensayo 6: Fibra larga, separación entre estribos  $s_t = 10\text{cm}$ .

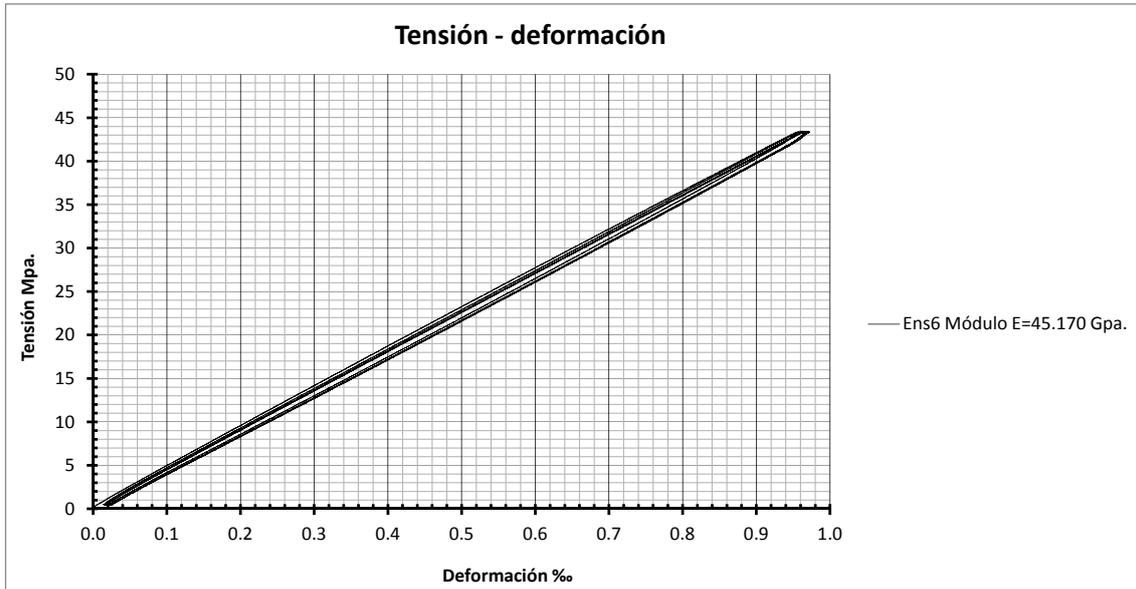


Figura A.6: Módulo de Young ensayo 6.



## A.2. Resultados resistencia a compresión.

En este apartado se presentan las gráficas correspondientes a los resultados de resistencia a compresión tanto de las probetas cilíndricas como de las cúbicas para cada ensayo.

Ensayo 1: Fibra mixta, separación entre estribos  $s_t = 30cm$ .



Figura A.7: Resistencia a compresión ensayo 1 probetas cilíndricas.

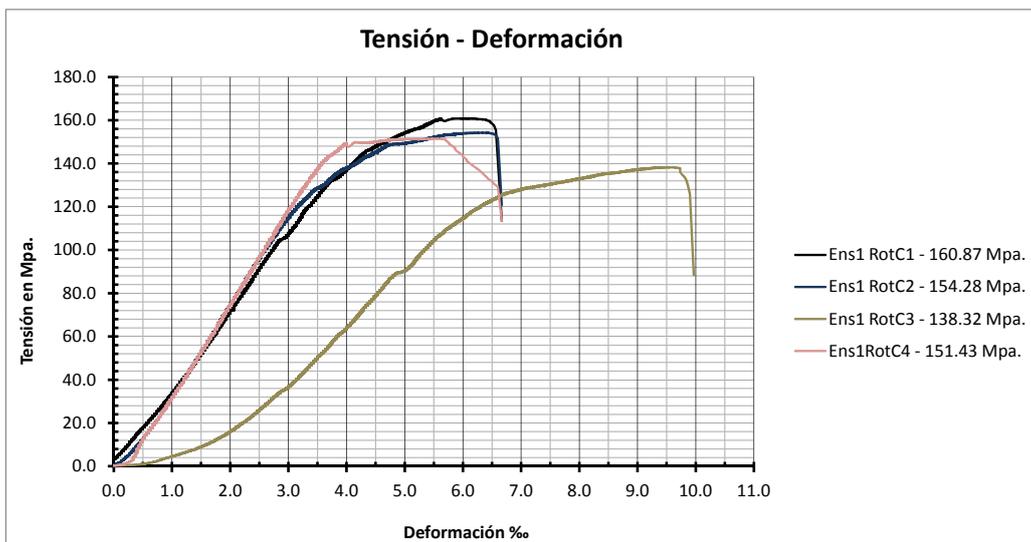


Figura A.8: Resistencia a compresión ensayo 1 probetas cúbicas.

Ensayo 2: Fibra mixta, separación entre estribos  $s_t = 20cm$ .

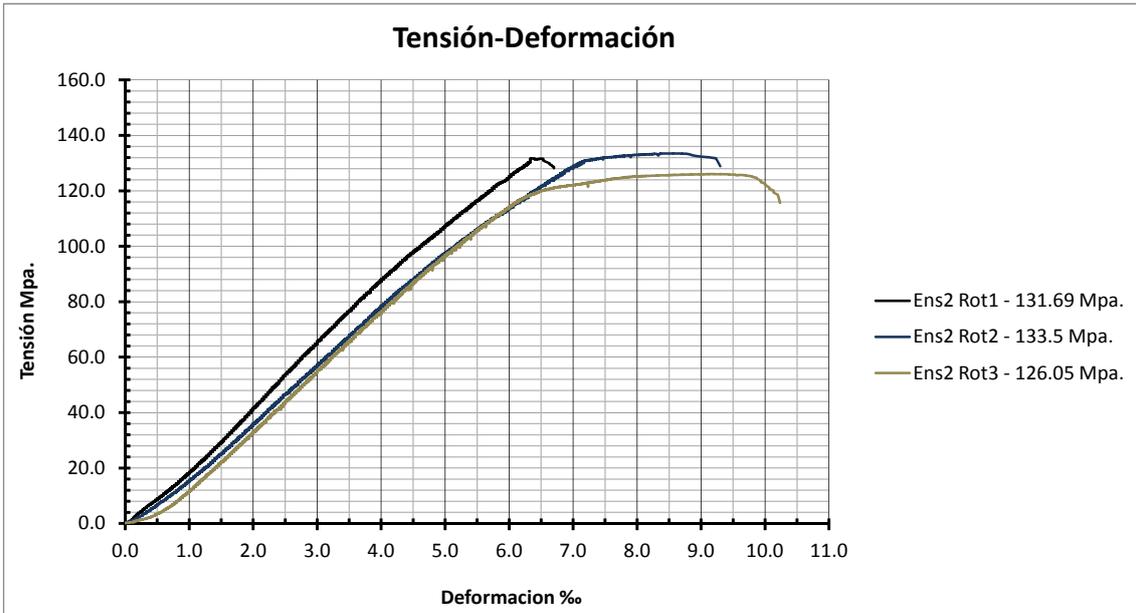


Figura A.9: Resistencia a compresión ensayo 2 probetas cilíndricas.

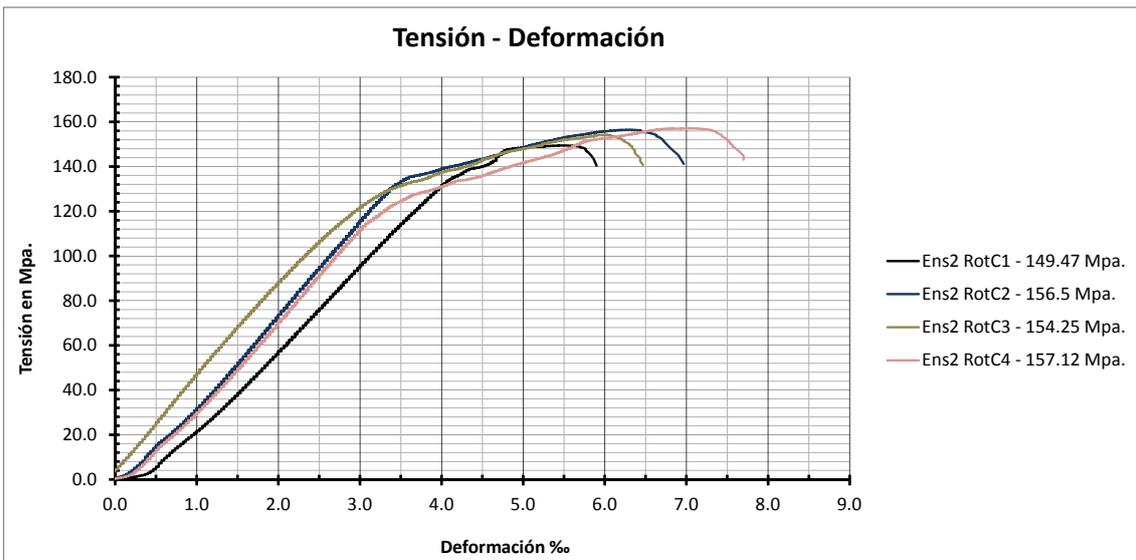


Figura A.10: Resistencia a compresión ensayo 2 probetas cúbicas.



Ensayo 3: Fibra mixta, separación entre estribos  $s_t = 10cm$ .

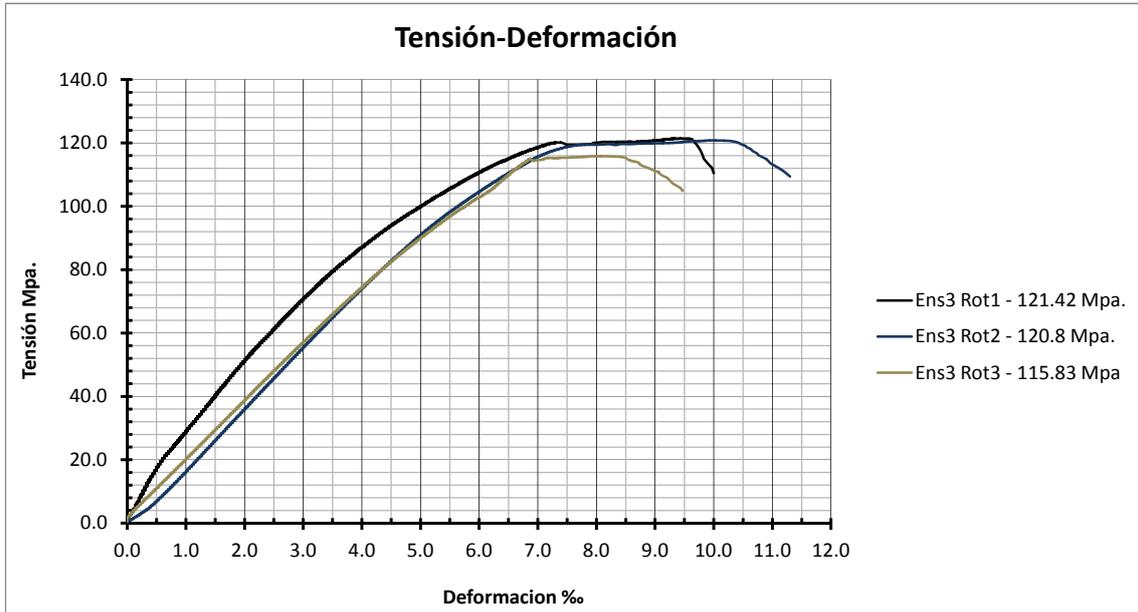


Figura A.11: Resistencia a compresión ensayo 3 probetas cilíndricas.

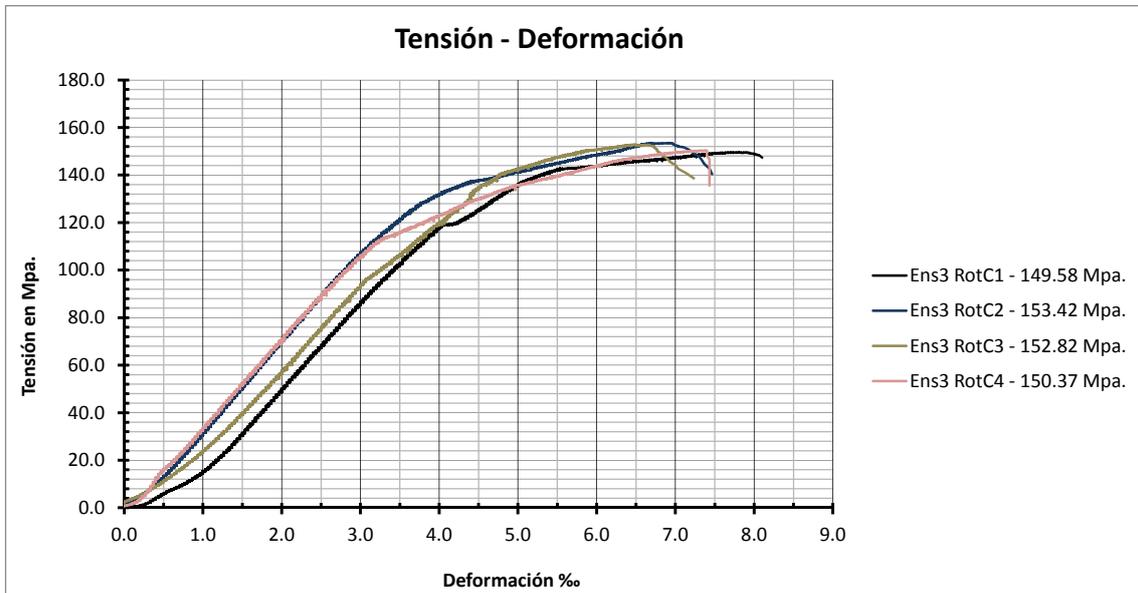


Figura A.12: Resistencia a compresión ensayo 3 probetas cúbicas.

Ensayo 4: Fibra larga, separación entre estribos  $s_t = 30cm$ .

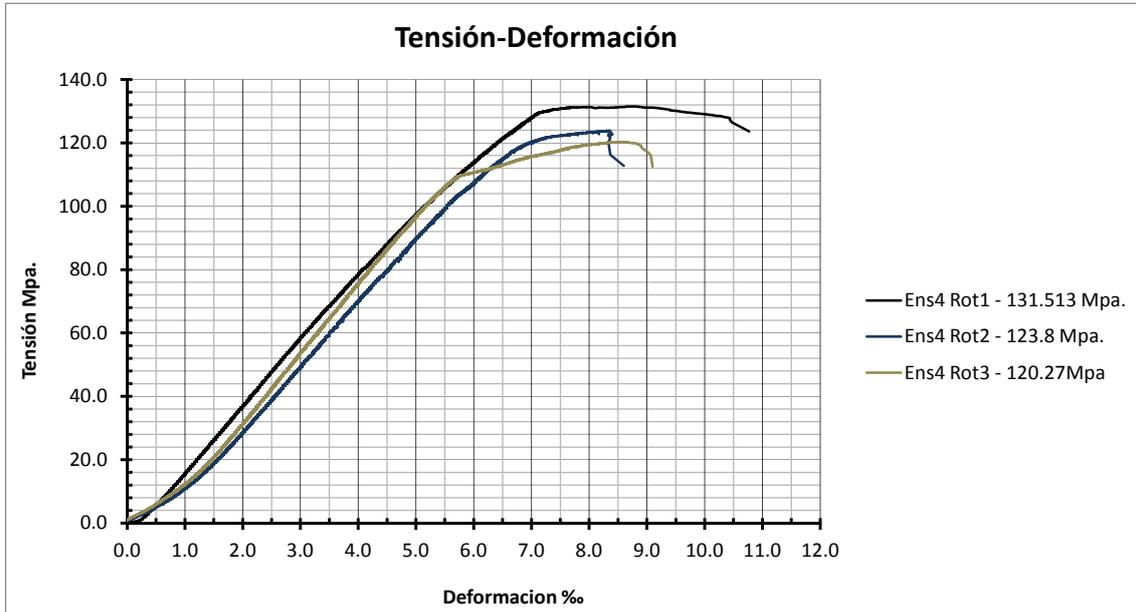


Figura A.13: Resistencia a compresión ensayo 4 probetas cilíndricas.

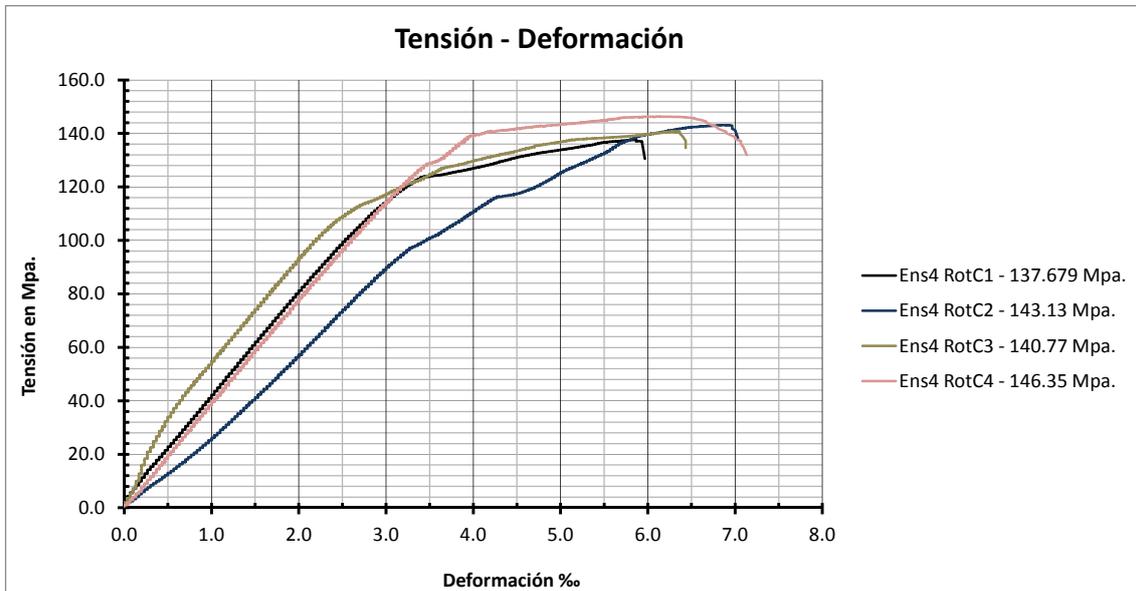


Figura A.14: Resistencia a compresión ensayo 4 probetas cúbicas.



Ensayo 5: Fibra larga, separación entre estribos  $s_t = 20\text{cm}$ .



Figura A.15: Resistencia a compresión ensayo 5 probetas cilíndricas.



Figura A.16: Resistencia a compresión ensayo 5 probetas cúbicas.

Ensayo 6: Fibra larga, separación entre estribos  $s_t = 10cm$ .



Figura A.17: Resistencia a compresión ensayo 6 probetas cilíndricas.



Figura A.18: Resistencia a compresión ensayo 6 probetas cúbicas.



### A.3. Resultados resistencia a flexotracción.

Las gráficas que se muestran a continuación son las obtenidos de los ensayos de flexotracción, en ellas se señalan los puntos  $f_{R1}$  y  $f_{R3}$  para cada una de las 2 probetas en los 6 ensayos.

Ensayo 1: Fibra mixta, separación entre estribos  $s_t = 30cm$ .

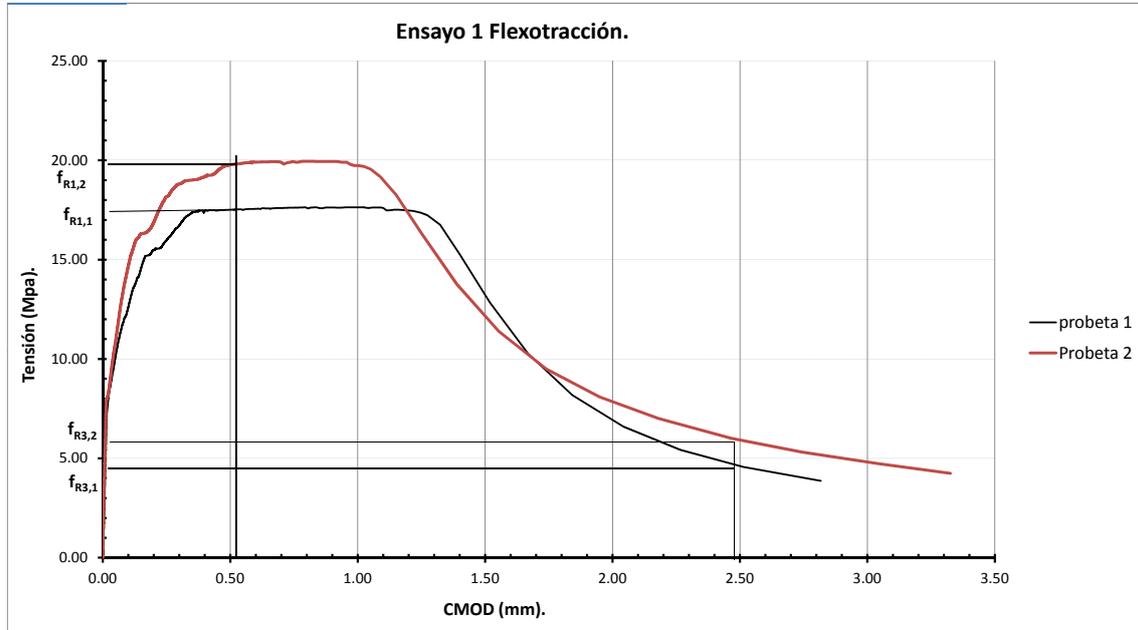


Figura A.19: Resistencia a flexotracción ensayo 1.

Ensayo 2: Fibra mixta, separación entre estribos  $s_t = 20\text{cm}$ .

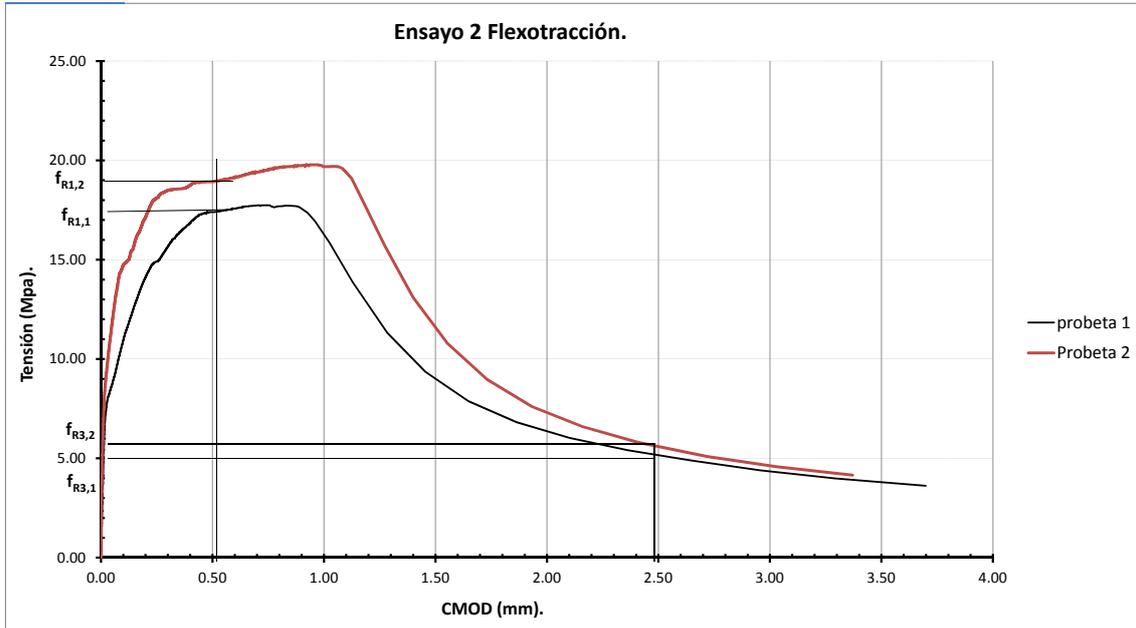


Figura A.20: Resistencia a flexotracción ensayo 2.

Ensayo 3: Fibra mixta, separación entre estribos  $s_t = 10\text{cm}$ .

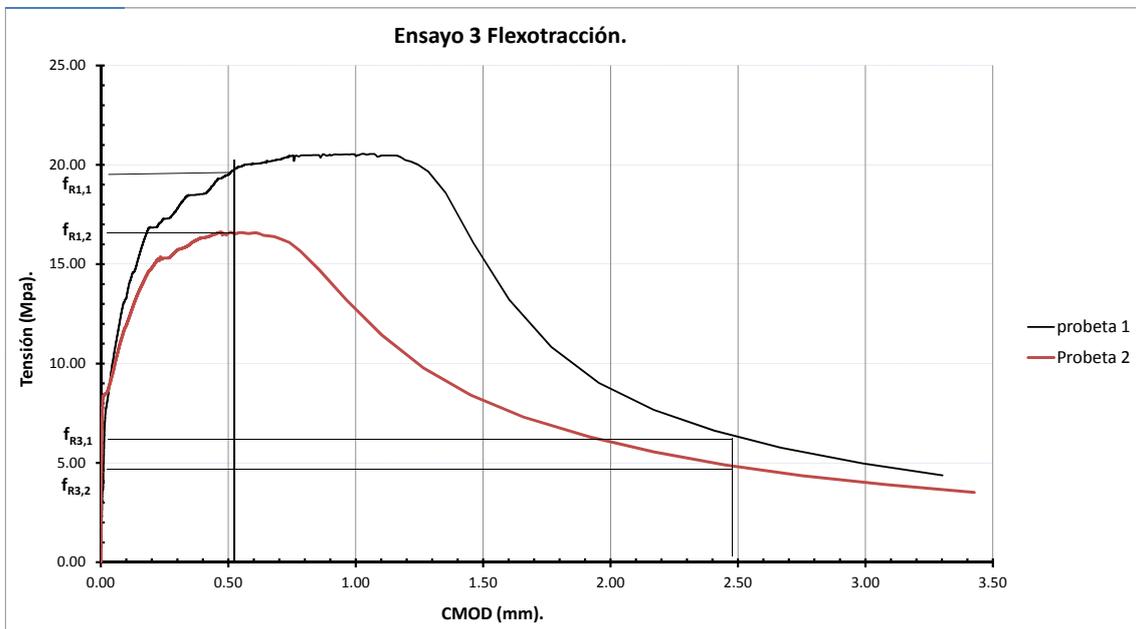


Figura A.21: Resistencia a flexotracción ensayo 3.



Ensayo 4: Fibra larga, separación entre estribos  $s_t = 30cm$ .

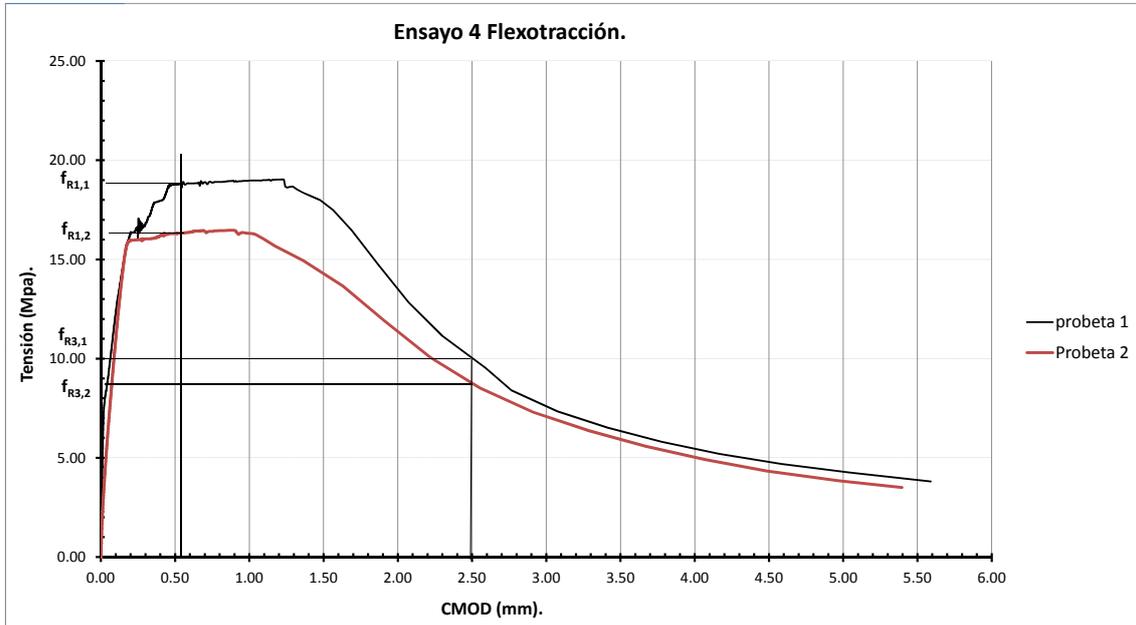


Figura A.22: Resistencia a flexotracción ensayo 4.

Ensayo 5: Fibra larga, separación entre estribos  $s_t = 20cm$ .

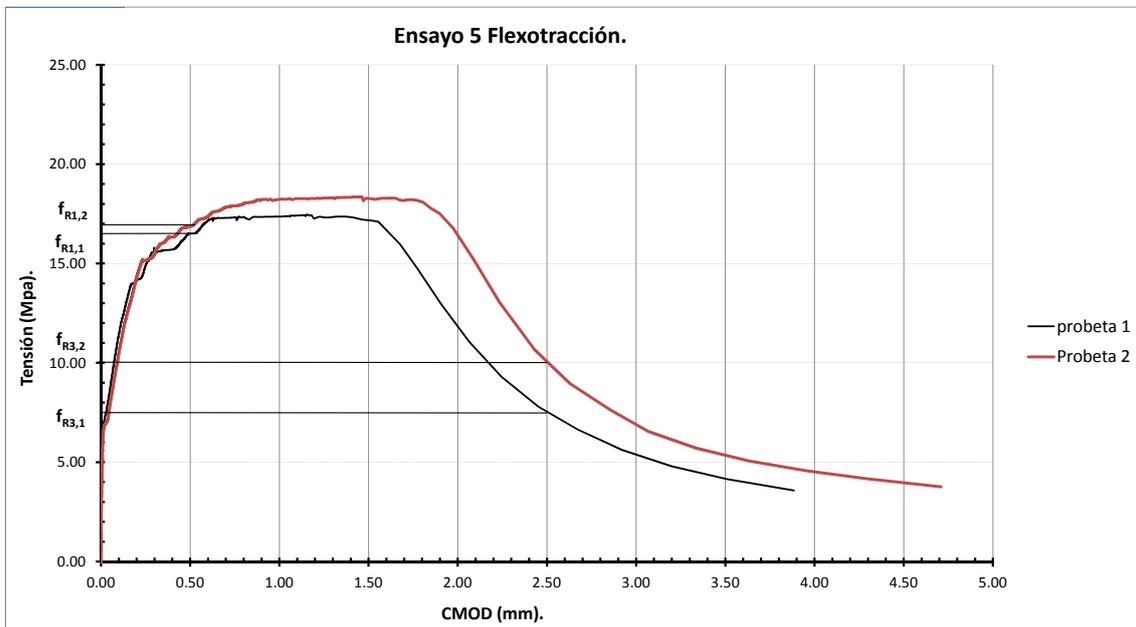


Figura A.23: Resistencia a flexotracción ensayo 5.

Ensayo 6: Fibra larga, separación entre estribos  $s_t = 10\text{cm}$ .

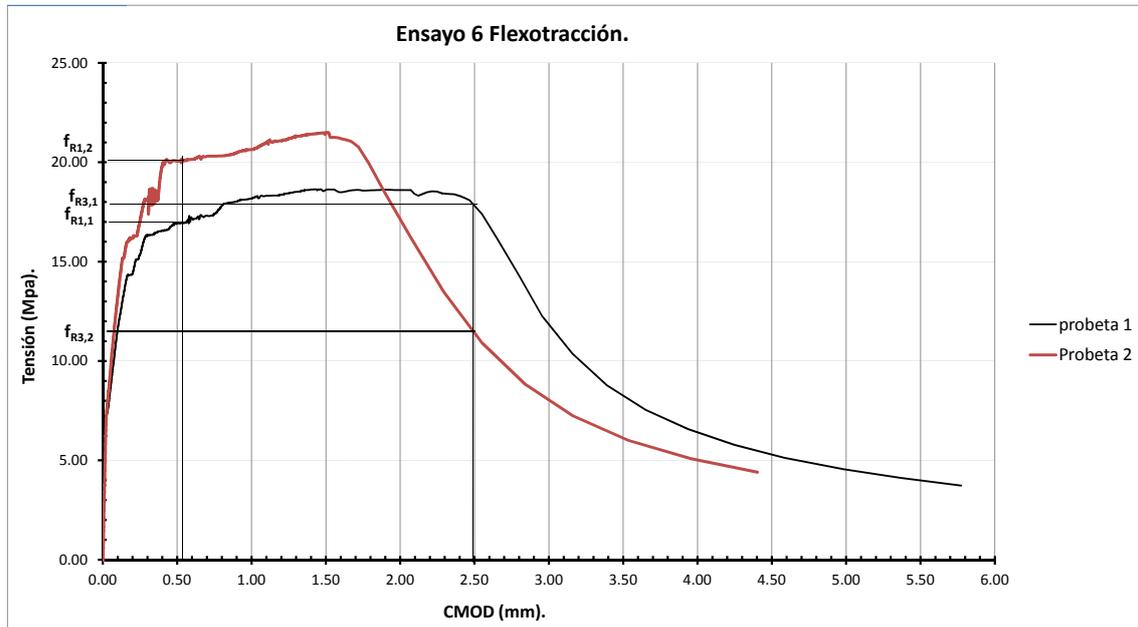


Figura A.24: Resistencia a flexotracción ensayo 6.



#### A.4. Gráficas de galgas secciones 2 y 3.

Se decidió controlar las secciones 2 y 3 debido a que son las que se encuentran dentro de la zona crítica, donde previsiblemente se producirá la rotura de la pieza.

En algunas de las gráficas no se muestran todas las galgas, esto es debido a que en algunos casos las galgas dan resultados incoherentes, y distorsionan los resultados de las demás galgas; Por otra parte no se muestra la gráfica hasta el final del ensayo, sino hasta que se considera necesario, cuando las armaduras alcanzan unas deformaciones entorno al 5‰.

Ensayo 1: Fibra mixta, separación entre estribos  $s_t = 30cm$ .

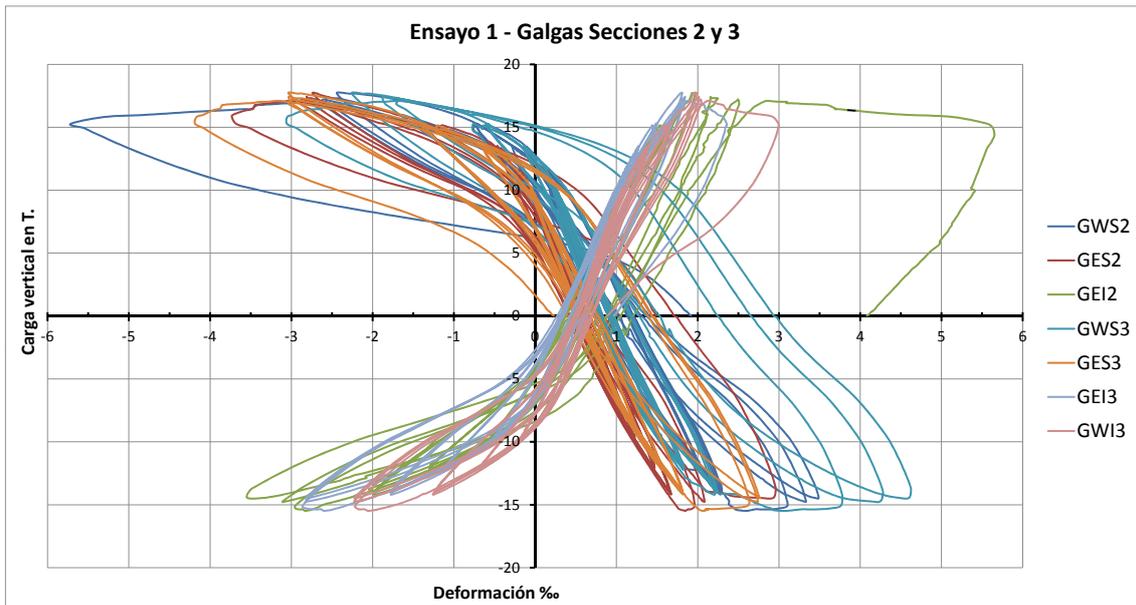


Figura A.25: Medida de las galgas secciones 2 y 3 durante el ensayo 1.

Ensayo 2: Fibra mixta, separación entre estribos  $s_t = 20cm$ .

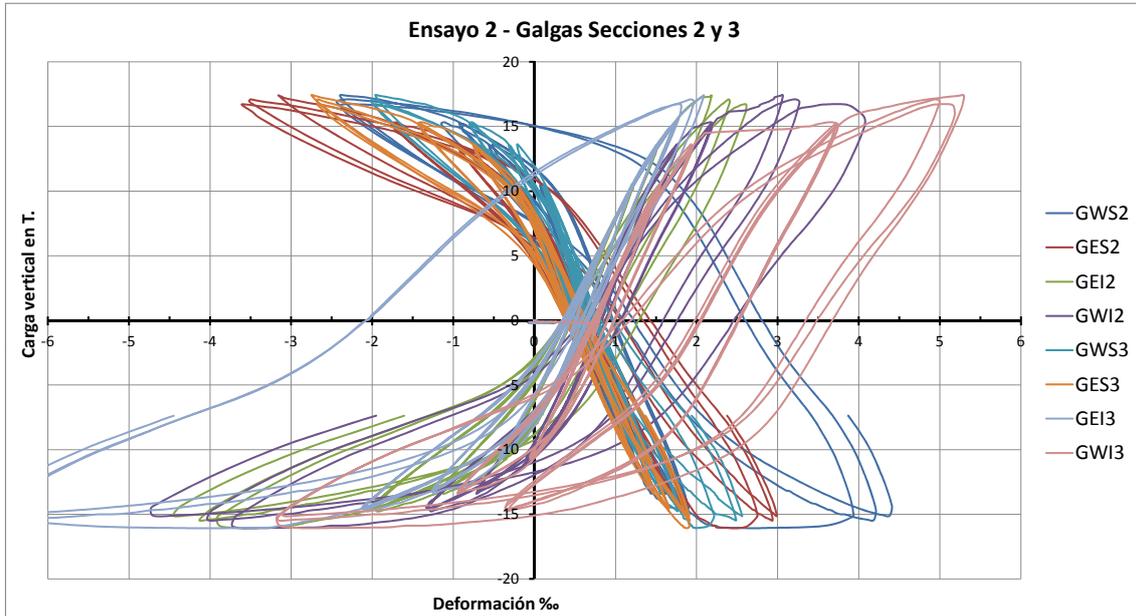


Figura A.26: Medida de las galgas secciones 2 y 3 durante el ensayo 2.

Ensayo 3: Fibra mixta, separación entre estribos  $s_t = 10cm$ .

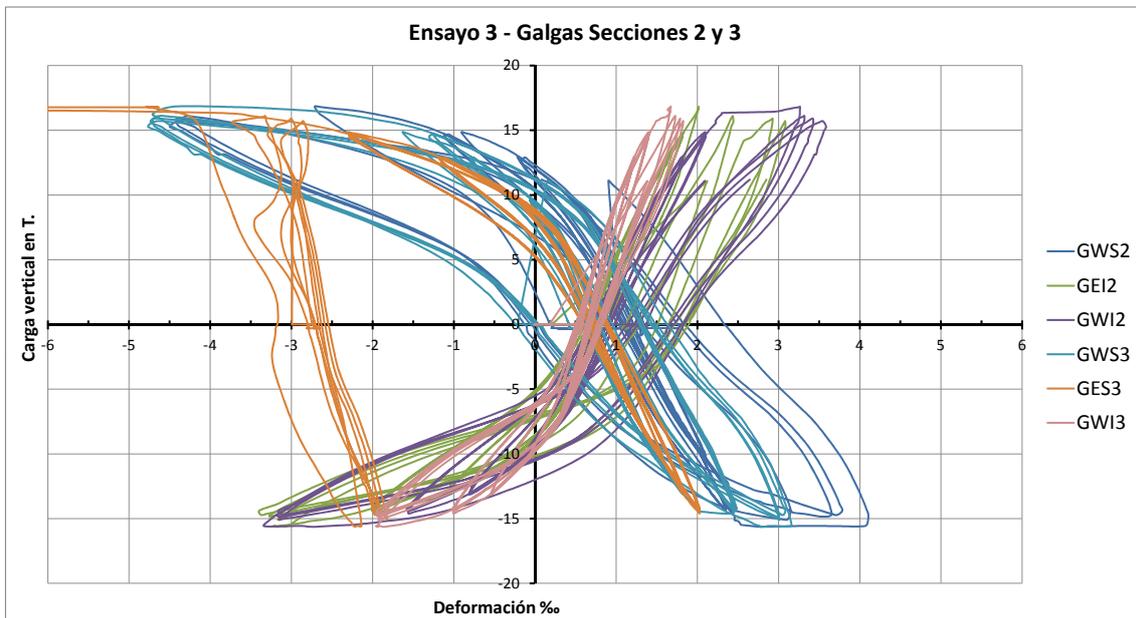


Figura A.27: Medida de las galgas secciones 2 y 3 durante el ensayo 3.



Ensayo 4: Fibra larga, separación entre estribos  $s_t = 30cm$ .

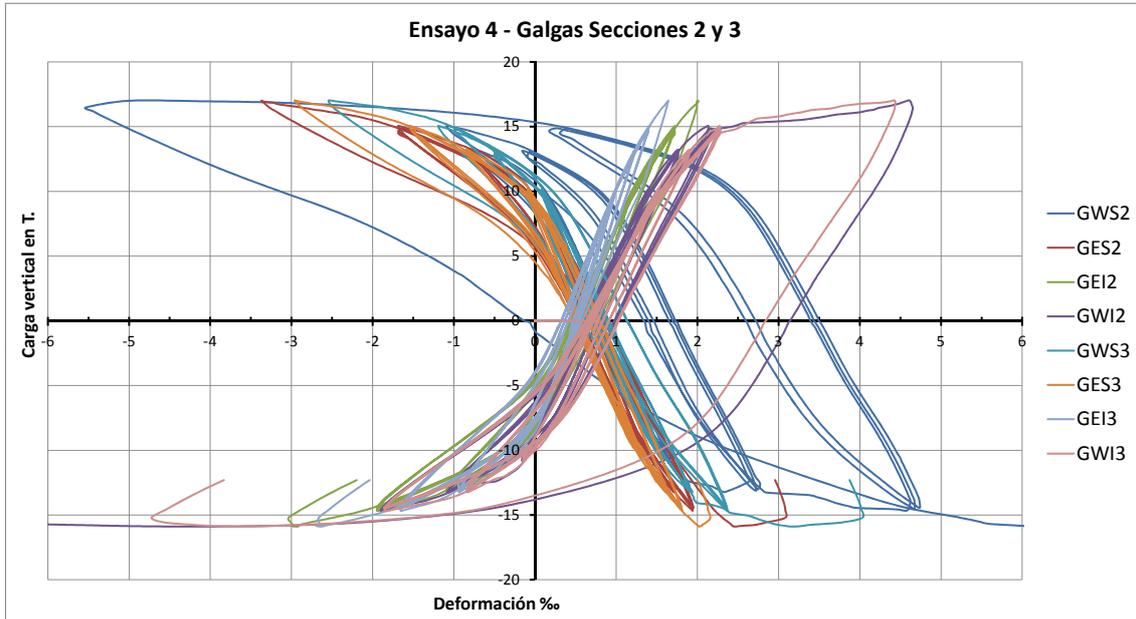


Figura A.28: Medida de las galgas secciones 2 y 3 durante el ensayo 4.

Ensayo 5: Fibra larga, separación entre estribos  $s_t = 20cm$ .

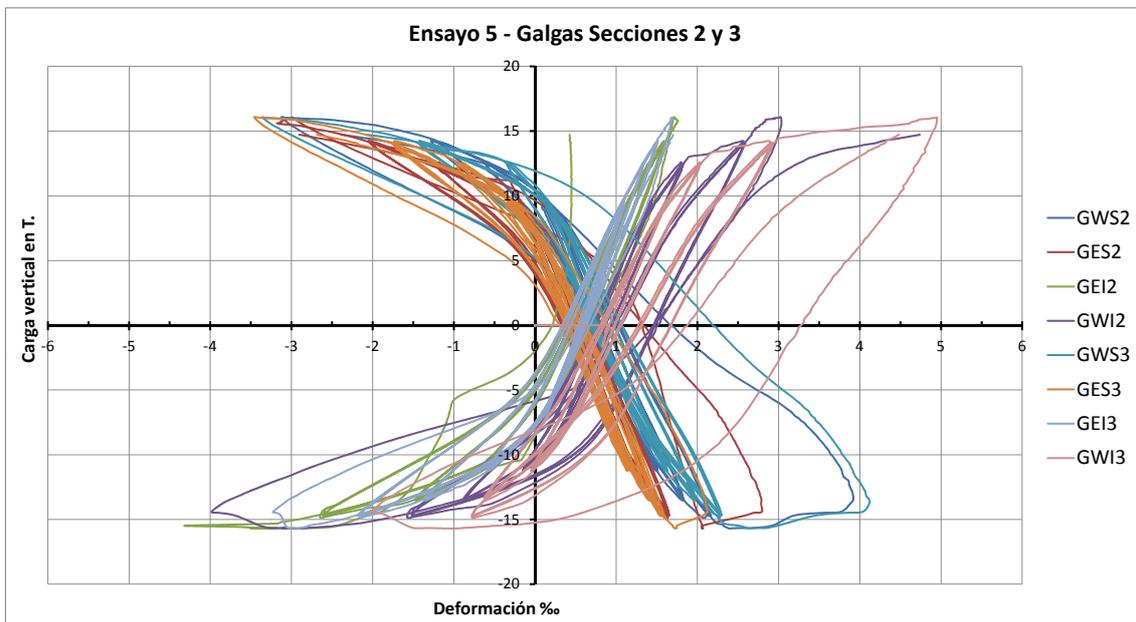


Figura A.29: Medida de las galgas secciones 2 y 3 durante el ensayo 5.

Ensayo 6: Fibra larga, separación entre estribos  $s_t = 10\text{cm}$ .

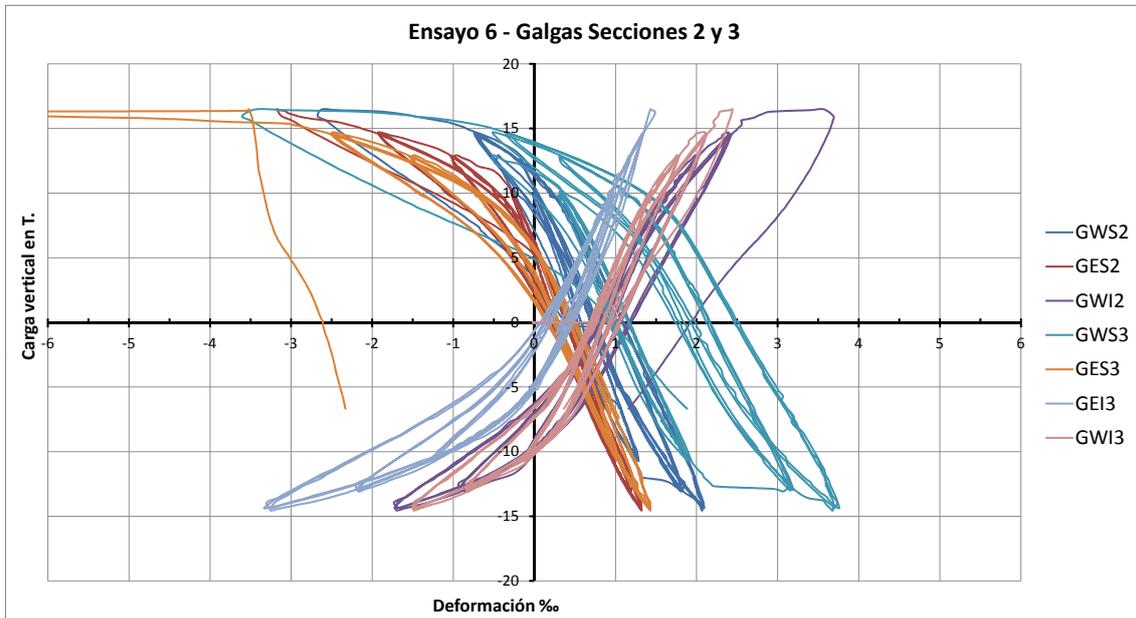


Figura A.30: Medida de las galgas secciones 2 y 3 durante el ensayo 6.