



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

COMPORTAMIENTO DE MUROS TIPO ICF CON HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

Memoria de Título presentada por

Luciano Torres Pueyes

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
Gilberto Leiva Henríquez

Noviembre 2023



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA TESIS:

**COMPORTAMIENTO DE MUROS TIPO ICF CON HORMIGÓN
REFORZADO CON FIBRAS**

AUTOR:

LUCIANO TORRES PUEYES

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Gilberto Leiva Henríquez

Ramiro Bazáez Gallardo

Juan Valenzuela Galvez

Valparaíso, Chile, Noviembre 2023

Resumen

El déficit de viviendas en Chile es un problema vigente. A los sistemas tradicionales de construcción como la mampostería o el hormigón armado que se han utilizado en la práctica nacional, es necesario agregar nuevas alternativas que incorporen la industrialización, prefabricación y sustentabilidad ambiental. El sistema constructivo ICF (insulating concrete forms), basado en paneles de hormigón armado contruidos en moldes de poliestireno expandido que forman parte del panel, ha mostrado ser una alternativa viable, con características estructurales adecuadas y propiedades de aislación térmica y acústicas superiores a otros sistemas. Con el objetivo de caracterizar las propiedades estructurales de estos paneles, el laboratorio Control y Ensaye de Materiales (LEMCO) de la Universidad Técnica Federico Santa María se llevó a cabo un proyecto FONDEF que incluyó ensayos a escala real de una serie de muros ICF, cuatro de los cuales fueron contruidos con hormigón reforzado sólo con fibras, sometiénolos a cargas monotónicas y cíclicas. Esta memoria tiene como objetivo caracterizar el comportamiento estructural de estos muros a partir de la descripción y análisis de los resultados experimentales disponibles.

La respuesta observada de los muros refleja claramente el comportamiento de ablandamiento por deformación típico de los hormigones con moderadas a bajas cuantías de fibras, en los cuales la resistencia a tracción post-agrietamiento provista por las fibras es menor que la resistencia a tracción del hormigón previa al agrietamiento. La resistencia queda definida por el agrietamiento de la sección crítica, la que queda definida por la disposición de las barras de anclaje, logrando así evitar que ocurra en la base donde no hay continuidad de las fibras. Estos resultados indican que la cuantía de fibras es el parámetro fundamental que define el modo de comportamiento del panel.

Los resultados obtenidos indican que los muros ICF, contruidos con hormigón reforzado solo con fibras, son una alternativa viable para la construcción de edificaciones de baja altura, uno o dos pisos, las que estarán sometidas a demandas muy bajas o inexistentes de deformaciones no lineales durante un sismo.

Palabras claves: Hormigón con fibras, Insulated Concrete Forms, Flexión, Resistencia residual, Cargas monotónicas, Cargas Cíclicas, ablandamiento por deformación.

Abstract

The housing deficit in Chile is an ongoing issue. Traditional construction systems such as masonry or reinforced concrete, which have been used in the national practice, need to be complemented with new alternatives that incorporate industrialization, prefabrication, and environmental sustainability. The construction system ICF (Insulating Concrete Forms), based on reinforced concrete panels built in expanded polystyrene molds that are part of the panel, has proven to be a viable alternative, with suitable structural characteristics and thermal and acoustic insulation properties superior to other systems. With the aim of characterizing the structural properties of these panels, the Materials Testing and Control Laboratory at the U.T.F.S.M carried out a FONDEF project that included full-scale tests of a series of ICF walls, four of which were constructed with concrete reinforced only with fibers, subjecting them to monotonic and cyclic loads. This report aims to characterize the structural behavior of these walls based on the description and analysis of the available experimental results.

The observed response of the walls clearly reflects the typical deformation softening behavior of concretes with moderate to low fiber content, in which the post-cracking tensile strength provided by the fibers is lower than the pre-cracking tensile strength of the concrete. The strength is defined by the cracking of the critical section, which is determined by the arrangement of the anchoring bars, thereby preventing it from occurring at the base where there is no continuity of fibers. These results indicate that the fiber content is the fundamental parameter that defines the panel's behavior mode.

The obtained results indicate that ICF walls, built with concrete reinforced only with fibers, are a viable alternative for constructing low-rise buildings, one or two stories high, which will be subjected to very low or non-existent demands for nonlinear deformations during an earthquake.

Keywords: Fiber-reinforced concrete, Insulated Concrete Forms, Flexure, Residual strength, Monotonic Loads, Cyclic Loads, deformation softening.

Índice de contenido

1	Introducción	1
1.1	General	1
1.2	Objetivo general	1
1.3	Objetivos específicos	1
1.4	Alcances del trabajo	2
2	Hormigón reforzado con fibras	3
2.1	Introducción	3
2.2	Hormigón con fibras de acero	3
2.3	Hormigón con fibras sintéticas.....	5
	Fibras de polipropileno.....	5
2.4	Comportamiento del hormigón con fibra	7
	Ablandamiento y endurecimiento por deformación	8
2.5	Modelos analíticos de comportamiento del hormigón con fibras.....	10
2.5.1	Comportamiento bajo sollicitación axial.....	10
2.5.2	Modelos de compresión.....	10
2.5.3	Modelos de tracción.....	15
3	Comportamiento de muros estructurales de hormigón reforzado con fibras.....	22
3.1	General	22
3.2	Muros estructurales de hormigón armado	22
3.2.1	Influencia del refuerzo de fibras en la respuesta de muros.....	22
3.2.2	Uso del refuerzo de fibra para confinar	28
3.2.3	Uso del refuerzo de fibra como refuerzo de corte	32
3.3	Muros ICF	40
4	Resultados experimentales	43
4.1	General	43
4.2	Propiedades de los materiales	43
4.2.1	Hormigón.....	43
4.2.2	Fibras	44
4.3	Descripción de los especímenes.....	45
4.3.1	Bloques ICF	45
4.3.2	Muros	46
4.4	Construcción de los especímenes	50
4.5	Tipo de ensayo, sistema de carga y adquisición de datos.....	51
4.6	Descripción y resultado de los ensayos.....	54
4.6.1	Muro FP1-S3	55
	Comentarios ensaye muro FP1-S3	58

4.6.2	Muro FP2-S3	59
	Comentarios ensaye muro FP2-S3	64
4.6.3	Muro FC1-S3	65
	Comentarios ensaye muro FC1-S3	68
4.6.4	Muro FC2-S3	69
	Comentarios ensaye muro FC2-S3	74
5	Análisis de los resultados	76
5.1	General	76
5.2	Resumen de resultados experimentales	76
5.3	Análisis de los parámetros de la respuesta	78
5.3.1	Resistencia	78
5.3.2	Rigidez	80
5.3.3	Energía disipada	84
6	Modelos analíticos	90
6.1	General	90
6.2	Ecuaciones de resistencia de los materiales para flexión	90
6.2.1	Resistencia a Flexo-tracción	90
6.2.2	Rigidez elástica	91
6.3	Curvas Momento-Curvatura	93
6.3.1	Modelo analítico de comportamiento en flexión	93
6.3.2	Modelo ACI 544.4R-18	96
6.4	Desplazamiento lateral	100
	Desplazamiento modelo ACI 544.4R-18	103
6.5	Resistencia de corte	104
7	Factibilidad de utilizar muros ICF reforzados con fibras	107
7.1	General	107
7.2	Comparación de respuesta con muros ICF con refuerzo convencional	107
7.2.1	Modo de falla	108
7.2.2	Curvas carga-desplazamiento	111
7.2.3	Rigidez	112
7.2.4	Comportamiento cíclico	113
7.3	Comparación de la respuesta con muros de albañilería	114
8	Conclusiones y recomendaciones	118
8.1	Conclusiones	118
8.2	Recomendaciones	119
	Referencias	120

Índice de figuras

Figura 2.1. Geometría fibras de acero (ACI PRC-544.1R-96, 1996)	4
Figura 2.2. Tipos de fibras de polipropileno (Lafiti et al., 2022).....	6
Figura 2.3. Esquema de la mecánica en que trabaja la fibra (ACI 544.4R-18, 2018)	7
Figura 2.4. Longitud de empotramiento de la fibra (Singh, 2016).	8
Figura 2.5. Contribución de las fibras al rendimiento en flexión/tensión (ACI 544.4R-18, 2018)	9
Figura 2.6. Ablandamiento y endurecimiento por deformación para FRC para distintos comportamientos (Model code 2010[fib 2013]).....	9
Figura 2.7. Curva típica de comportamiento de hormigón con fibras bajo sollicitaciones uniaxiales (ACI 544.4R-18, 2018)	10
Figura 2.8. Respuesta típica esfuerzo-deformación bajo compresión del FRC (Singh, 2016)	11
Figura 2.9. Especímenes ensayados a compresión uniaxial (Shin et al.,(2020))	11
Figura 2.10. Modelos de comportamiento en compresión SFRC ($V_f=0.8\%$)	13
Figura 2.11. Modelos de comportamiento en compresión SFRC ($V_f=1.0\%$)	13
Figura 2.12. Modelos de comportamiento en compresión SFRC ($V_f=1.2\%$)	14
Figura 2.13. Modelos de comportamiento en compresión PFRC ($V_f=0.8\%$)	14
Figura 2.14. Modelos de comportamiento en compresión PFRC ($V_f=1.0\%$)	15
Figura 2.15. Modelos de comportamiento en compresión PFRC ($V_f=1.2\%$)	15
Figura 2.16. deformación-ancho de grieta(σ - w) respuesta en tensión (Singh, 2016)	16
Figura 2.17. Respuesta típica esfuerzo (σ) vs deformación (ϵ) del FRC en tracción (Singh, 2016)	16
Figura 2.18. Modelos de comportamiento en tracción SFRC ($V_f=0.8\%$)	18
Figura 2.19. Modelos de comportamiento en tracción SFRC ($V_f=1.0\%$)	19
Figura 2.20. Modelos de comportamiento en tracción SFRC ($V_f=1.2\%$)	19
Figura 2.21. Modelos de comportamiento en tracción PFRC ($V_f=0.8\%$)	20
Figura 2.22. Modelos de comportamiento en tracción PFRC ($V_f=1.0\%$)	20
Figura 2.23. Modelos de comportamiento en tracción PFRC ($V_f=1.2\%$)	21
Figura 3.1. Geometría de los muros ensayados por Choun & Hahm (2012) y Choun et al.(2013)	23

Figura 3.2. Curvas de histéresis (Choun & Hahm , 2012)	24
Figura 3.3. Curvas de histéresis (Choun et al., 2013)	24
Figura 3.4. Patrón de grietas (Choun & Hahm, 2012)	24
Figura 3.5. Patrón de grietas Choun et al., 2013).....	25
Figura 3.6. Geometría y disposición del refuerzo (adaptado de Babaei et al., 2020)	25
Figura 3.7. Curvas de histéresis especímenes ensayados (Babaei et al., 2020)	26
Figura 3.8. Patrón de grietas especímenes ensayados (Babaei et al., 2020)	27
Figura 3.9. Dimensiones y disposición de la armadura muros FRC (Parra-Montesinos et al., 2006)....	28
Figura 3.10. Curvas de histéresis especímenes ensayados (Parra-Montesinos et al., 2006)	29
Figura 3.11. Daño en borde no confinado especímenes dos y cuatro (Parra-Montesinos et al., 2006)29	
Figura 3.12. Dimensiones y detalles del refuerzo en los especímenes(Seo et al.,2017)	30
Figura 3.13. Curvas momento-desplazamiento de los muros ensayados(Seo et al.,2017)	31
Figura 3.14. Patrones de grietas de los especímenes ensayados (Seo et al.,2017)	31
Figura 3.15. Geometría de los muros W1, W2 y W3 (Dazio et al., 2008).....	32
Figura 3.16. Curvas de histéresis muros W1, W2 y W3 (Dazio et al., 2008)	33
Figura 3.17. Patrón de grietas muros W1, W2 y W3 (Dazio et al., 2008).....	33
Figura 3.18. Geometría y disposición muros SFRC (Carrillo et al., 2017)	34
Figura 3.19. Respuesta histerética para muros con fibra tipo 1F (a) MC1F0.55, (b) MC1F0.75 y (c) MC1F1.00 (Carrillo et al., 2017)	35
Figura 3.20. Respuesta histerética para muros con fibra tipo 2F (a) MC2F0.55, (b) MC2F0.75 y (c) MC2F1.00 (Carrillo et al., 2017)	35
Figura 3.21. Patrones de grietas en la falla de los muros (a) MC1F1.00 y (b) MC2F1.00 (Carrillo et al., 2017).....	36
Figura 3.22. Geometría y disposición de refuerzo muros reforzados con fibras (Correal et al., 2022) 37	
Figura 3.23. Curvas de histéresis y patrón de agrietamiento (Correal et al., 2017)	38
Figura 3.24. Curvas de histéresis y patrón de agrietamiento (Correal et al., 2022)	39
Figura 3.25. Esquema especímenes ensayados (Dusicka & Werner ,2012).....	40
Figura 3.26. Curvas de histéresis muros reforzados con fibra (Dusicka & Werner, 2012).....	41

Figura 3.27. Geometría y disposición de refuerzo muros SCICF (Mohammed& Dusicka, 2018)	41
Figura 3.28. Falta de consolidación espécimen Wall-2 (Mohammed& Dusicka, 2018).....	42
Figura 3.29. Comparación de los resultados Wal1-1 y Wall-2 (Mohammed& Dusicka, 2018)	42
Figura 4.1.Fibras de acero RC-65/35-BN	44
Figura 4.2.Fibras de polipropileno Barchip 48	45
Figura 4.3.Moldajes Exacta 25.....	46
Figura 4.4. Dimensiones de los elementos y forma del emparrillado.....	46
Figura 4.5. Corte y elevación muros FP1-S3 y FP2-S3	47
Figura 4.6. Corte y elevación muros FC1-S3 y FC2-S3	48
Figura 4.7. Detalle viga 25/20 parte superior muro.....	49
Figura 4.8. Anclajes muros con fibra	49
Figura 4.9. Hormigonado por hiladas e instalación de moldajes	50
Figura 4.10. Vaciado y vibrado hormigón con fibra.	50
Figura 4.11. Especímenes construidos.	50
Figura 4.12.Eschema general del sistema de cargas (Bazáez,2012)	51
Figura 4.13.Transductores de desplazamiento y adquisición de datos (Bazáez, 2012).....	52
Figura 4.14.Historia de desplazamiento ensayo monotónico (adaptado de Bazáez, 2012)	52
Figura 4.15.Patrón de desplazamientos en ensayos cíclicos.....	53
Figura 4.16.Patrón de desplazamientos muros FP2-S3 y FC2-S3	53
Figura 4.17.Nomenclatura utilizada para los ensayos.....	54
Figura 4.18.Sentido de carga actuador hidráulico (adaptado de Bazáez, 2012).....	54
Figura 4.19. Curva carga-desplazamiento muro FP1-S3.....	55
Figura 4.20. Distorsión angular 0.08% detalle primer agrietamiento FP1-S3	56
Figura 4.21. Distorsión angular 0.10% FP1-S3.....	57
Figura 4.22. Distorsión angular 0.49% FP1-S3.....	57
Figura 4.23. Distorsión angular 1.34% FP1-S3.....	58
Figura 4.24. Curva carga-desplazamiento muro FP2-S3.....	59

Figura 4.25. Envolvente de la respuesta del muro FP2-S3	60
Figura 4.26. Distorsión angular 0.11% sentido negativo FP2-S3	62
Figura 4.27. Distorsión angular 0.17% sentido positivo FP2-S3	62
Figura 4.28. Distorsión angular 1.28% FP2-S3	63
Figura 4.29. Fin ensayo muro FP2-S3	63
Figura 4.30. Carga curva-desplazamiento del muro FC1-S3	65
Figura 4.31. Distorsión angular 0.15% primera grieta FC1-S3	66
Figura 4.32. Distorsión angular 0.44% FC1-S3	67
Figura 4.33. Distorsión angular 0.88% FC1-S3	67
Figura 4.34. Distorsión angular 1.33% FC1-S3	67
Figura 4.35. Distorsión angular 1.46% FC1-S3	68
Figura 4.36. Curva carga-desplazamiento muro FC2-S3	69
Figura 4.37. Envolvente de la respuesta del muro FC2-S3	70
Figura 4.38. Distorsión angular 0.11% primer agrietamiento importante sentido negativo FC2-S3	72
Figura 4.39. Distorsión angular 0.12% primer agrietamiento importante sentido positivo FC2-S3	73
Figura 4.40. Distorsión angular 0.44% sentido positivo FC2-S3	73
Figura 4.41. Distorsión angular 0.44% sentido negativo FC2-S3	73
Figura 4.42. Distorsión angular 0.75% fin del ensaye FC2-S3	74
Figura 5.1. Envolvente carga-desplazamiento de los cuatro muros ensayados	78
Figura 5.2. Envolventes cíclicas al primer y último peak muro FP2-S3	79
Figura 5.3. Envolventes cíclicas al primer y último peak muro FC2-S3	80
Figura 5.4. Esquema cálculo de rigidez secante	80
Figura 5.5. Rigidez secante/ Rigidez elástica inicial muro FP1-S3	82
Figura 5.6. Rigidez secante/ Rigidez elástica inicial muro FP2-S3	82
Figura 5.7. Rigidez secante/ Rigidez elástica inicial muro FC1-S3	83
Figura 5.8. Rigidez secante/ Rigidez elástica inicial muro FC2-S3	83
Figura 5.9. Área para el cálculo de energía de disipación	84

Figura 5.10. Energía disipada acumulada muro FP2-S3	85
Figura 5.11. Energía disipada normalizada muro FP2-S3	85
Figura 5.12. Energía disipada acumulada muro FC2-S3	86
Figura 5.13. Energía disipada normalizada muro FC2-S3	86
Figura 5.14. Energía disipada por ciclo muro FP2-S3	87
Figura 5.15. Energía disipada normalizada por ciclo muro FP2-S3	88
Figura 5.16. Energía disipada por ciclo muro FC2-S3	88
Figura 5.17. Energía disipada normalizada por ciclo muro FC2-S3	89
Figura 6.1. Esquema para obtener la rigidez elástica teórica	91
Figura 6.2. Perfil de deformación lineal y fuerzas en la sección (adaptado ACI 544-4R, 2018)	93
Figura 6.3. Momento-Curvatura Muros ICF con fibras de acero	95
Figura 6.4. Momento-Curvatura Muros ICF con fibras de polipropileno	96
Figura 6.5. Modelo paramétrico en tensión (a) y compresión (b) para elementos de hormigón reforzado con fibras (ACI 544.4R-18, 2018)	96
Figura 6.6. Momento-Curvatura modelo paramétrico $\epsilon_{tu}=0.5\text{‰}$	98
Figura 6.7. Momento-Curvatura modelo paramétrico $\epsilon_{tu}=0.6\text{‰}$	99
Figura 6.8. Momento-Curvatura modelo paramétrico $\epsilon_{tu}=0.7\text{‰}$	99
Figura 6.9. Desplazamiento de cuerpo rígido posterior al primer agrietamiento	101
Figura 6.10. Curvas Fuerza-Desplazamiento teóricas y experimentales para muros con fibras de acero	102
Figura 6.11. Curvas Fuerza-Desplazamiento teóricas y experimentales para muros con fibras de polipropileno	103
Figura 6.12. Comparación entre curvas experimentales y modelo ACI 544.4R-18	104
Figura 6.13. Modelo de resistencia a corte. (adaptada de López et al.,2021)	105
Figura 7.1. Especímenes sección rectangular (Lopez et al.,2021)	108
Figura 7.2. Patrón de agrietamiento muro R2	109
Figura 7.3. Patrón de agrietamiento muro R1	110
Figura 7.4. Patrón de agrietamiento muro R6	110

Figura 7.5. Curvas fuerza-desplazamiento ensayo monotónico muros ICF con refuerzo convencional (Lopez et al.,2021)	111
Figura 7.6. Curvas fuerza-desplazamiento ensayo cíclico muros ICF con refuerzo convencional (López et al.,2021)	112
Figura 7.7. Degradación de la rigidez lateral (López et al.,2021)	113
Figura 7.8. Disipación de energía especímenes ensayados por López et al. (2021)	113
Figura 7.9. Identificación de los estados limites en la curva de histéresis de un muro de albañilería confinada (Astroza & Schmidt, 2004).....	115
Figura 7.10. Estados de daño para los estados limites ELS, ELO, ELDC y ELU (Astroza & Schmidt, 2004)	116

Índice de tablas

Tabla 2.1. Tipos de fibras sintéticas y sus propiedades (adaptada de ACI PRC-544.1R-96, 1996).....	5
Tabla 2.2. Clasificación fibras de polipropileno (Lafiti et al., 2022)	6
Tabla 2.3. Resumen de modelos en compresión hormigón con fibras	12
Tabla 2.4. Resumen de modelos en tracción hormigón con fibras	17
Tabla 3.1. Resultados experimentales (Choun & Hahm, 2012).....	23
Tabla 3.2. Resultados experimentales (Choun et al., 2013).....	23
Tabla 3.3. Dimensiones y cuantías de acero y fibra (adaptado de Babaei et al., 2020).....	26
Tabla 3.4. Propiedades de los especímenes ensayados (Seo et al., 2017).....	30
Tabla 4.1. Propiedades mecánicas del hormigón.....	43
Tabla 4.2. Dosificación utilizada para los especímenes	44
Tabla 4.3. Propiedades fibras de acero	44
Tabla 4.4. Propiedades fibras de polipropileno	45
Tabla 4.5. Nomenclatura de muros y tipo de ensayo realizado	52
Tabla 4.6. Bitácora ensayo muro FP1-S3.....	55
Tabla 4.7. Bitácora ensayo muro FP2-S3.....	60
Tabla 4.8. Bitácora ensayo muro FC1-S3.....	65
Tabla 4.9. Bitácora ensayo muro FC2-S3.....	70
Tabla 5.1. Valores característicos de los ensayos realizados	77
Tabla 5.2. Rigidez secante calculada.	81
Tabla 6.1. Resistencia a flexión especímenes ensayados.....	90
Tabla 6.2. Rigidez elástica teórica y calculada.....	92
Tabla 6.3. Rigidez elástica considerando el efecto del corte	92
Tabla 6.4. Modelos para el análisis de la sección.....	94
Tabla 6.5. Resistencia a flexión medida y calculada.....	95
Tabla 6.6. Curvatura medida y calculada	95

Tabla 6.7. Valores parámetros modelo ACI 544.4R-18	97
Tabla 6.8. Valores de momento y curvatura modelo ACI 544.4R-18	98
Tabla 6.9. Fuerza lateral medida y calculada	102
Tabla 6.10. Desplazamiento lateral medido y calculado	102
Tabla 6.11. Fuerza y desplazamiento lateral medido y calculado modelo paramétrico.....	103
Tabla 6.12. Resistencia a corte especímenes ensayados	106
Tabla 7.1. Características muros sección rectangular (adaptado de Lopez et al.,2021)	107
Tabla 7.2. Valores indicativos de la resistencia básica de corte (NCh 2123 of 1997(2003))	114
Tabla 7.3. Resistencia lateral muro de albañilería	115
Tabla 7.4. Distorsiones angulares considerando el efecto del tipo de unidad (Astroza & Schmidt, 2004).....	116
Tabla 7.5. Comparación entre muros ICF reforzados con fibra y muros de albañilería.....	117

Capítulo 1

1 Introducción

1.1 General

El método constructivo conocido como sistema ICF (Insulated Concrete Form), se basa en paneles de hormigón armado contruidos en bloques huecos de poliestireno expandido, que funcionan como moldaje incorporado en el panel. Desarrollado originalmente en los Estados Unidos, ha mostrado ser una alternativa viable para construcciones bajas, dotándolas de una mejor resistencia térmica, aislación acústica y rapidez en el proceso constructivo. Dentro de los tipos más destacados de sistemas de muros ICF se encuentra los flat, waffle grid y screen grid. Este último tipo de sistema se caracteriza por la generación de una malla de núcleos verticales y horizontales, en los cuales es posible incorporar refuerzo convencional.

El comportamiento sísmico de estos paneles reforzados en forma convencional fue caracterizado en el proyecto FONDEF “Sistemas ICF: una solución sismorresistente y funcional para edificaciones de baja y media altura” llevado a cabo en la USM. Bazáez (2012) estudió el comportamiento de muros ICF en su plano y su aplicación a viviendas y edificios de baja altura. López (2014), Loyola (2015) y Matus (2015) realizaron investigaciones sobre el diseño por desempeño de muros en base a paneles ICF. Escobar (2015) determinó el factor de modificación de la respuesta para el diseño sísmico de este tipo de sistemas.

El hormigón reforzado total o parcialmente con fibras de acero o materiales poliméricos ha surgido como una alternativa al hormigón armado convencional. La presencia de fibras en la mezcla de hormigón permite retrasar el inicio de la fisuración y controlar el comportamiento post-fisuración del nuevo material, dando en algunos casos una mayor resistencia y capacidad de deformación.

Existe en la literatura información de estudios experimentales sobre el comportamiento de este tipo de hormigón aplicados a muros convencionales sometidos a sollicitaciones de tipo sísmicas. Respecto a los muros ICF reforzados con fibras existen muy pocos estudios experimentales que describan su comportamiento sísmico.

En este contexto, en el proyecto llevado a cabo en el DOOCC se incluyó ensayos de paneles ICF tipo Screen Grid contruidos con hormigón reforzado con fibras. En el presente estudio se utilizará la información generada en dichos ensayos para evaluar el comportamiento de los muros ICF con fibra, compararlo con el comportamiento de aquellos que poseen refuerzo tradicional y evaluar la factibilidad de utilizar este tipo de sistemas en edificaciones de baja altura.

1.2 Objetivo general

Evaluar la factibilidad de utilizar hormigón reforzado con fibras en muros tipo ICF.

1.3 Objetivos específicos

1. Identificar los parámetros estructurales más relevantes que definen el comportamiento mecánico del hormigón reforzado con fibras.
2. Analizar el comportamiento de muros ICF con hormigón reforzado con fibras ante la acción de cargas laterales a partir de información experimental disponible y comparar la respuesta estructural con modelos analíticos de comportamiento del hormigón con fibras.
3. Comparar la respuesta estructural de los muros ICF reforzados con fibras con aquella de muros ICF reforzados de manera convencional y muros de albañilería confinada, en términos de los parámetros estructurales más relevantes.

1.4 Alcances del trabajo

El presente estudio pretende caracterizar el comportamiento sísmico de paneles estructurales contruidos de una forma novedosa, no utilizada en el país, a efectos de evaluar la factibilidad de utilizarlos en la construcción de edificaciones bajas, en particular en viviendas, a fin de desarrollar una alternativa viable para disminuir el actual déficit de viviendas en el país.

El trabajo está orientado a generar información que permita elaborar disposiciones de diseño y constructivas para el sistema en estudio, utilizables por profesionales del rubro de la construcción.

El documento está ordenado de la siguiente manera:

El capítulo 1 incluye el planteamiento del problema y la definición de los objetivos del trabajo.

El capítulo 2 se realiza una descripción del hormigón con fibras, destacando aquellos que en su composición poseen fibras de acero y polipropileno. Se define el comportamiento mecánico del hormigón con fibras, dándole énfasis a la etapa post-fisuración del material. Finalmente, se presentan modelos analíticos que definen el comportamiento del hormigón con fibras en compresión y tracción.

El capítulo 3 presenta estudios experimentales realizados por diferentes autores sobre el comportamiento sísmico de muros contruidos con hormigón con fibras, evaluando la factibilidad de utilizar las fibras como refuerzo de corte y/o confinamiento. Además, se incluyen dos estudios experimentales sobre el comportamiento sísmico de muros ICF reforzados con fibras.

El capítulo 4 presenta la descripción de los especímenes, los tipos de ensayos realizados y las historias de desplazamiento. Además, se muestran los resultados experimentales a través de curvas Fuerza-Desplazamiento, bitácoras y comentarios. Estas últimas destacan los eventos más importantes de cada ensayo.

El capítulo 5 contempla el análisis de los resultados experimentales de los cuatro muros ensayados. En primera instancia se realiza un resumen de dichos resultados, destacando los valores característicos y modo de falla observado de cada espécimen. Por otro lado, se realiza un análisis de los parámetros de la respuesta, poniéndole énfasis a la resistencia, rigidez y energía disipada.

El capítulo 6 presenta modelos analíticos de resistencia, rigidez y capacidad de deformación. Los cuales se comparan con los resultados experimentales, con el objetivo de encontrar el o los modelos que mejor se adapten al comportamiento mostrado de los especímenes ensayados.

El capítulo 7 evalúa la factibilidad de utilizar los muros ICF reforzados con fibras en edificaciones de baja altura con pocas o nulas demandas de deformaciones no lineales. Para ello se compara la respuesta estructural con aquellos muros ICF que poseen refuerzo convencional y con muros de albañilería confinada.

El capítulo 8 presenta las conclusiones y recomendaciones de la investigación realizada en el presente trabajo.

Capítulo 2

2 Hormigón reforzado con fibras

2.1 Introducción

El hormigón reforzado con fibras (FRC) se define como aquel que incluye en su composición fibras cortas, discretas y aleatoriamente distribuidas en su masa, con el fin de afectar algunas de sus propiedades mecánicas.

Las fibras son elementos de longitud corta y sección transversal pequeña, que pueden ser de diferentes tipos de materiales, geometrías y tamaños.

Respecto a los materiales, existen fibras de acero, sintéticas, de vidrio y naturales. De estas las más usadas en la industria de la construcción son las de acero y las sintéticas poliméricas.

En una subclasificación basada en el tamaño y la funcionalidad, las fibras se pueden clasificar como microfibras o macrofibras, con un diámetro de separación de 3 mm (ACI 544.4R-18, 2018).

El Anejo 14 EHE (2008) clasifica las fibras como estructurales y no estructurales. Las primeras son las que proporcionan una mayor energía de rotura al hormigón en masa, mientras que las fibras no estructurales son aquellas que, sin ser consideradas en el cálculo de la respuesta mecánica de la sección de hormigón, suponen una mejora ante determinadas propiedades como: el control de la fisuración por retracción, incremento de resistencia al fuego, abrasión, impactos y otros.

En general, el comportamiento del FRC depende de:

- Tipo de fibras
- Dosificación o cuantía de fibras
- Esbeltez de las fibras

La dosificación se expresa como el peso total de fibras por unidad de volumen de hormigón o como la fracción de volumen de fibra (V_f) por unidad de volumen de hormigón, generalmente expresada en porcentaje.

La esbeltez es una propiedad geométrica de la fibra, definida como la relación entre la longitud de la fibra y su diámetro.

El presente trabajo se enfocará en el hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC) y el hormigón reforzado con fibras sintéticas (SNFRC) los cuales se presentan a continuación.

2.2 Hormigón con fibras de acero

El hormigón con fibras de acero es un hormigón hecho de cementos hidráulicos que contienen agregados finos o finos y gruesos junto con fibras de acero discretas y discontinuas. Como es un material compuesto sus propiedades se pueden relacionar con las propiedades de la fibra (porcentaje de volumen, resistencia, módulo de elasticidad y un parámetro de unión de fibra), del hormigón (porcentaje de volumen, módulo de elasticidad) y las propiedades de la interfaz entre la fibra y la matriz (ACI PRC-544.1R-96, 1996).

La norma ASTM A820/A820M (2022), contiene especificaciones para fibras de acero para hormigón, proporciona una clasificación en cinco tipos generales de fibras de acero, según el con producto o proceso utilizado en su fabricación:

- Tipo I: Alambre estirado en frío (Cold-drawn wire)
- Tipo II: Cortada en laminas (cut sheet)
- Tipo III: Extraídas por fusión (melt extracted)

- Tipo IV: Cortada en fábrica (mill cut)
- Tipo V: Alambre trefilado en frío modificado (modified cold-drawn wire)

Las fibras de acero se encuentran en geometrías como rectangulares, planas, cilíndricas y combinaciones de éstas. Las macrofibras de acero tienen diámetros típicos en el rango de 0.3 a 1.3 mm, mientras que su longitud varía en el rango de 30 a 65 mm.

En la Figura 2.1 se muestran las diversas geometrías para las fibras de acero.

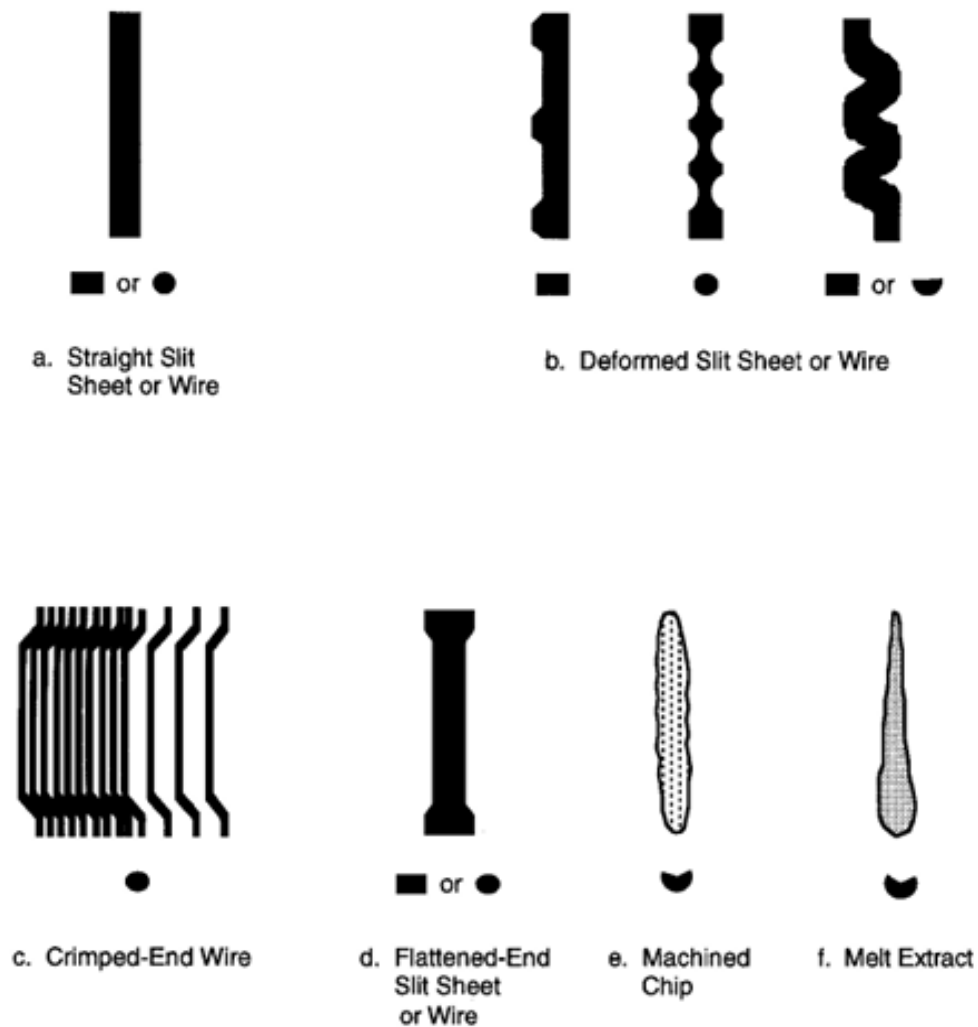


Figura 2.1. Geometría fibras de acero (ACI PRC-544.1R-96, 1996)

Se identifica tres mecanismos de adherencia entre la matriz de concreto y las fibras: adhesión, roce y anclaje mecánico (Singh, 2016). La adherencia se mejora mediante anclaje mecánico y/o rugosidad de la superficie (ACI 544.4R-18, 2018).

La cuantía a considerar de las fibras de acero depende de la aplicación específica y del desempeño que se quiera obtener del elemento. Típicamente, el desempeño se incrementa con el aumento de cuantía (ACI 544.4R-18, 2018).

2.3 Hormigón con fibras sintéticas

Las fibras sintéticas (SNFRC) son fibras artificiales derivadas de los polímeros orgánicos. Los tipos de fibra que se han probado en las matrices a base de cemento portland son: acrílico, aramida, carbón, nylon, poliéster, polietileno y polipropileno (ACI PRC-544.1R-96, 1996).

La norma ASTM D7508/7508M (2020) contiene especificaciones para fibras sintéticas, incluidas las macrofibras y microfibras. Las macrofibras tienen diámetros en el rango típico de 0.3 a 1 mm y una longitud de 12 a 65 mm y están disponibles en varias configuraciones. Entre las más destacadas se encuentran filamentos de cuerda o cinta, ya sean retorcidas o estampadas. Las macrofibras se utilizan para mejorar las propiedades mecánicas del hormigón.

Las microfibras sintéticas tienen un diámetro de 0.01 a 0.3 mm y una longitud entre 3 a 50 mm. Se utilizan principalmente para controlar grietas de retracción plástica. En general, su contribución a mejorar propiedades mecánicas del hormigón endurecido es insignificante.

La adherencia al hormigón se logra principalmente a través de la fricción. Sin embargo, se ha informado sobre enlaces químicos en el hormigón que permiten una mejor adherencia (ACI 544.4R-18, 2018).

En la Tabla 2.1 se muestra las propiedades físico/químicas de las diferentes fibras sintéticas. Las fibras de interés en el presente trabajo son las fibras poliméricas, en específico, las fibras de polipropileno.

Tabla 2.1. Tipos de fibras sintéticas y sus propiedades (adaptada de ACI PRC-544.1R-96, 1996)

Tipo de fibra	Diámetro equivalente [cm]x10 ⁻³	Gravedad específica [g/cm ³]	Resistencia a la tracción [kg/cm ²]	Módulo de elasticidad [kg/cm ²]	Alargamiento último [%]	Punto de fusión (melting point) °C
Acrílico	1.3-10.4	1.16-1.18	2,742-10,195	140,613-196,860	7.5-50	221-235
Aramida	1.0-1.2	1.44	23,904-29,881	632,763-1,195,218	2.5-4.5	482
Carbón	0.8-1.8	1.6-2.15	4,922-40,778	281,228-4,921,487	0.5-2.4	400-500
Nylon	2.3	1.14	9,843	52,730	20	200-221
Poliéster	2	1.34-1.39	2,320-11,249	175,767	12-150	257
Polietileno	2.5-101.6	0.92-0.96	773-5,976	50,973	3-80	134
Polipropileno	-	0.9-0.91	1,406-7,030	35,154-4,925	15	166

Fibras de polipropileno

Las fibras poliméricas, como el polipropileno, son químicamente resistentes a los ácidos y álcalis, por lo que se pueden utilizar con cualquier tipo de cemento Portland. El polipropileno presenta una superficie hidrófoba, por lo que no absorbe agua durante la mezcla ni posterior al fraguado. Como las fibras no absorben agua, no afectan la relación agua/cemento, no son reactivas a los ácidos y óxidos, y son resistentes a la corrosión y descomposición (Latifi, Biricik, & Mardani Aghabaglou, 2022).

Las fibras de polipropileno disminuyen la trabajabilidad del hormigón en el estado fresco. Por esta razón es necesario utilizar superplastificantes para compensar la disminución de trabajabilidad sin aumentar la cantidad de agua dosificada. Otra desventaja del polipropileno es que presenta un bajo módulo de elasticidad con respecto a las fibras de acero.

Entre los tipos de fibras de polipropileno se encuentran las de monofilamento y las de multifilamento. En la Tabla 2.2 se muestran propiedades de estos dos tipos de fibras. Mientras que en la Figura 2.2 se puede apreciar la forma de estas fibras, donde (a), (b), (d) y (h) son las fibras de monofilamento y (c), (e), (f) y (g) representan las fibras de multifilamento.

La cantidad de fibra necesaria para obtener una mezcla de hormigón óptima en cuanto a prestaciones mecánicas y de durabilidad se sitúa entre el 0.5% y 1.5%. Esta tasa se puede aumentar hasta un 2% dependiendo de las propiedades del concreto. No obstante, una dosificación por debajo del 0.5% no producirá efectos significativos (Latifi, Biricik, & Mardani Aghabaglou, 2022).

Tabla 2.2. Clasificación fibras de polipropileno (Lafiti et al., 2022)

Tipo	Monofilamento-1	Multifilamento	Monofilamento-2
Polipropileno [%]	100	100	92
Densidad [kg/L]	0.91	0.91	1
Sección Transversal	Cuadrático	redondo	cuadrático
Espesor [mm]	0.36	0.18	-
Resistencia a la tracción [N/mm ²]	500	700	500
Módulo de elasticidad [N/mm ²]	7116.20	7116.20	7161.20
Largo [mm]	En todos los tipos el largo es variable como 3-6-9-12-15-19-25-31-37-46-51		

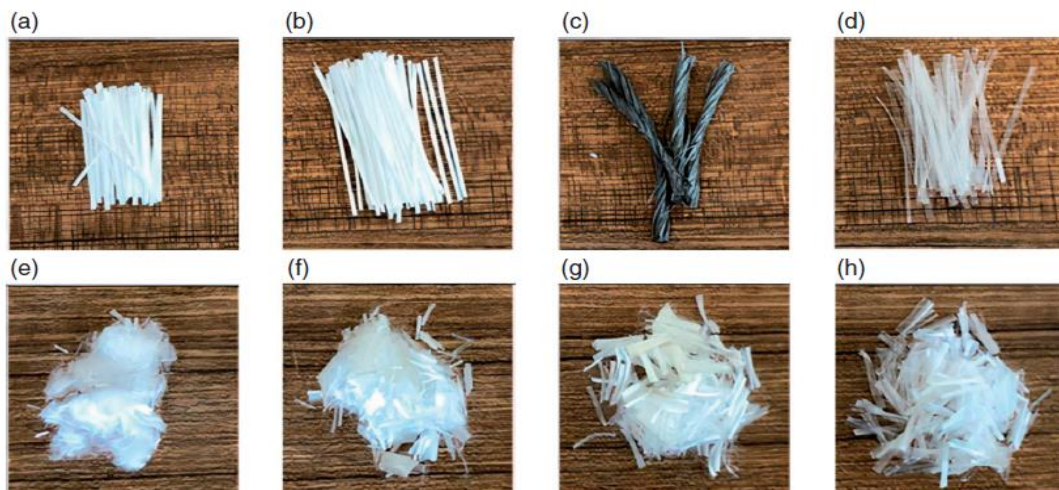


Figura 2.2. Tipos de fibras de polipropileno (Lafiti et al., 2022).

2.4 Comportamiento del hormigón con fibra

Previo al agrietamiento, el hormigón con fibras muestra un comportamiento prácticamente idéntico al del hormigón sin fibras. Una vez que se generan las microgrietas en la matriz de mortero del hormigón, las fibras que rodean los agregados gruesos forman una especie de enrejado espacial, con las fibras actuando como tirantes que toman las tracciones y la matriz de mortero como puntales de compresión. Así, las fibras controlan la abertura y desarrollo de las grietas (Singh, 2016). Posterior al agrietamiento, las fibras empiezan a soportar cargas de tracción dando la capacidad de carga al FRC, lo que se conoce como resistencia residual o resistencia posterior al agrietamiento (ACI 544.4R-18, 2018).

El efecto de las fibras sobre el comportamiento post-agrietamiento del hormigón depende de la resistencia de adherencia/extracción de las fibras, la dosificación de fibras y de sus propiedades mecánicas. La resistencia a la extracción de las fibras depende de la longitud de empotramiento de la fibra en la matriz de hormigón, de la esbeltez de la fibra, de su orientación con respecto a la dirección de la carga y de la resistencia de la matriz. La contribución de las fibras a la resistencia del material es más pronunciada en el caso en que la alineación de las fibras coincide con la dirección de las tensiones principales en un elemento. Dado que las fibras de acero poseen mayor resistencia y módulo de elasticidad, son más efectivas que las sintéticas a efectos de transmitir tensiones (Singh, 2016).

En la Figura 2.3 se muestra esquemáticamente el mecanismo de resistencia a tracción de las fibras. Ocurrida la grieta en la matriz de cemento, la fibra actúa uniendo ambas caras (fiber bridging). Ocurre pérdida de adherencia y deslizamiento entre la fibra y la matriz (fiber/matrix debonding) y eventualmente extracción de la fibra (fiber pull-out). Algunas fibras alcanzarán la rotura en tracción (fiber failure). La falla se alcanza cuando las fibras dejan de resistir tensiones (ACI 544.4R-18, 2018). El modo deslizamiento o extracción de la fibra es una falla dúctil. Por otro lado, el modo de rotura de fibra es una falla frágil, en el cual las fibras incrustadas en el hormigón se fracturan al colapsar. Este tipo de falla ocurre cuando las fibras son lo suficientemente largas como para cambiar la falla de un modo de extracción a un modo de rotura (Singh, 2016).

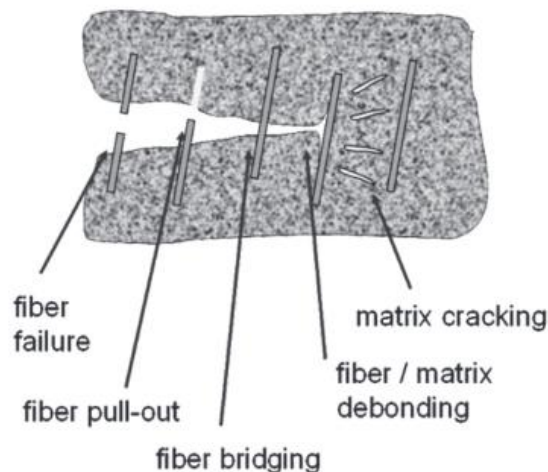


Figura 2.3. Esquema de la mecánica en que trabaja la fibra (ACI 544.4R-18, 2018)

La eficacia de las fibras en la matriz de hormigón para compartir las cargas depende de la longitud de empotramiento de la fibra, lo cual se esquematiza en la Figura 2.4. Donde las fibras que tienen una longitud de empotramiento menor al crítico (fiber-2) simplemente se desprenderán de la pasta y no contribuyen a resistir la demanda. Por otro lado, las fibras que poseen una longitud de empotramiento adecuada (fiber-1) son las responsables de la resistencia residual del elemento, donde su longitud de extracción es $l/2$.

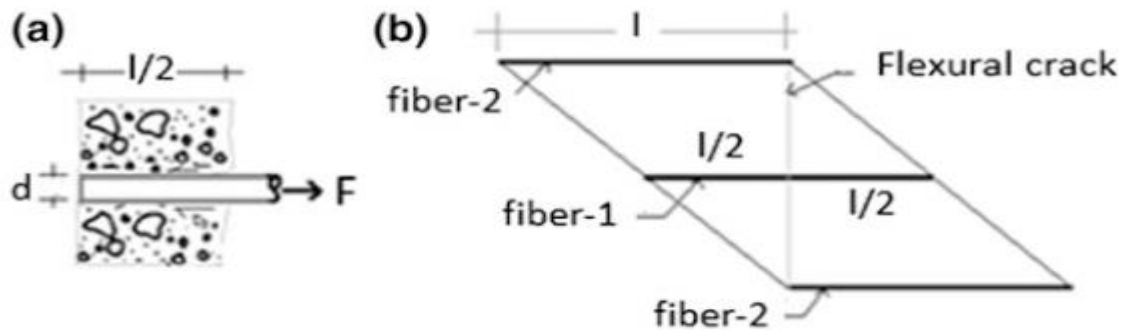


Figura 2.4. Longitud de empotramiento de la fibra (Singh, 2016).

Para determinar el comportamiento del FRC se puede realizar pruebas de tensión directa o flexión. Realizar una prueba de tensión directa es ideal y deseable para determinar el comportamiento en tracción del FRC. Sin embargo, debido al deslizamiento o aplastamiento del hormigón en las mordazas, se hace difícil realizar este ensayo. Como alternativa aceptada se realizan pruebas en flexión y los resultados se utilizan para calcular las propiedades en tracción. Estas pruebas en flexión están diseñadas para obtener la respuesta completa, previa y posterior al agrietamiento del FRC. Se ha demostrado que la resistencia residual a flexión del FRC en una sección fisurada es entre 2.5 y 3 veces su resistencia residual a tracción (ACI 544.4R-18, 2018).

Para medir la resistencia residual del hormigón reforzado con fibra se pueden utilizar dos pruebas estándares que son la ASTM C1609/C1609M (2019) y la BS EN 14651:2005 (2005). Estos ensayos se aplican a una viga la cual tiene diferentes geometrías y condiciones de carga dependiendo de cada prueba.

De acuerdo con el ACI 544.4R-18 (2018) es posible eliminar la cantidad mínima de refuerzo de corte convencional (estribos) si la resistencia residual última a tracción del FRC es suficientemente alta, este valor de resistencia es $0.16\sqrt{f'_c}$. Además para valores de resistencia residual a flexión dada una deflexión en los ensayos aplicados a vigas (ASTM C1609/C1609M), se considera un aumento en la resistencia de corte de la sección entre un 33 a 55% con respecto a un elemento sin refuerzo de fibras. Señalar que para elementos de FRC que posean refuerzo a flexión y corte, se puede sumar la contribución de las fibras a la capacidad de corte.

Ablandamiento y endurecimiento por deformación

Hormigones con dosis bajas a moderadas de fibras muestran una resistencia a tracción residual menor que la resistencia última y que decrece gradualmente a medida que la abertura de la grieta aumenta, comportamiento que se conoce como ablandamiento por deformación. En hormigones con fibras en dosis más altas, mecanismos de anclaje y resistencia de adherencia mejoran y las fibras proporcionan resistencia adicional para lograr salvar varias grietas y redistribuir las tensiones. Esta respuesta, que se conoce como endurecimiento por deformación, se caracteriza por un aumento gradual de la resistencia residual a medida que aumentan las deformaciones y los anchos de grietas, hasta el punto de falla (ACI 544.4R-18, 2018).

En la Figura 2.5 se puede apreciar la curva esfuerzo-deformación para dos casos diferentes de dosis. La línea punteada corresponde hormigón sin refuerzo, que muestra una falla frágil una vez alcanzada la carga de agrietamiento. La línea verde corresponde a un FRC con dosis de fibra relativamente baja, con una capacidad de carga que disminuye gradualmente posterior a la primera grieta (comportamiento de ablandamiento). La línea azul corresponde al FRC con dosis altas de fibras, donde posterior a la carga de fisuración, el FRC es capaz de resistir cargas crecientes (rama de endurecimiento) hasta alcanzar un valor de tensión máxima, mayor a la carga de fisuración del hormigón. Después de esto, la capacidad de carga empieza a disminuir (rama de ablandamiento final).

Debido a la contribución de las fibras el material es capaz de absorber una gran cantidad de energía de deformación adicional (región sombreada bajo la curva) en contraparte con el hormigón no reforzado con fibra.

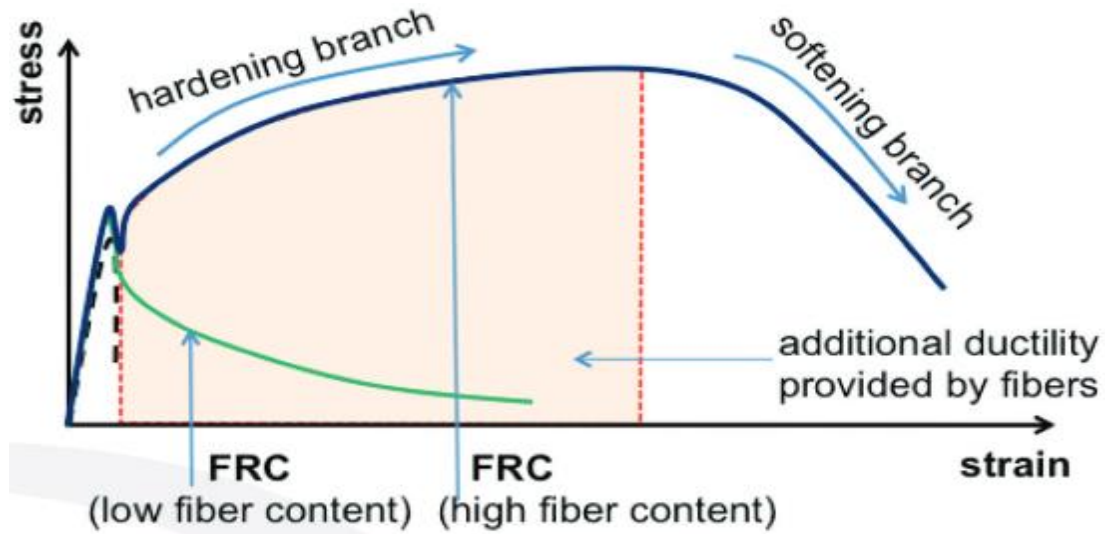


Figura 2.5. Contribución de las fibras al rendimiento en flexión/tensión (ACI 544.4R-18, 2018)

La frontera entre el comportamiento por ablandamiento y endurecimiento depende de varios factores, como el tipo, la esbeltez y la dosificación de fibras. Por otro lado, un comportamiento en flexión con endurecimiento no implica que el comportamiento de tracción también sea de endurecimiento. Esto dependerá de la capacidad que tenga la estructura de redistribuir los esfuerzos (ACI 544.4R-18, 2018).

La Figura 2.6 muestra de manera esquemática lo antes señalado, donde en la parte superior se muestran el ablandamiento por deformación para los comportamientos en tensión, flexión y un sistema general. Mientras en la parte inferior se muestra el endurecimiento por deformación para los mismos comportamientos.

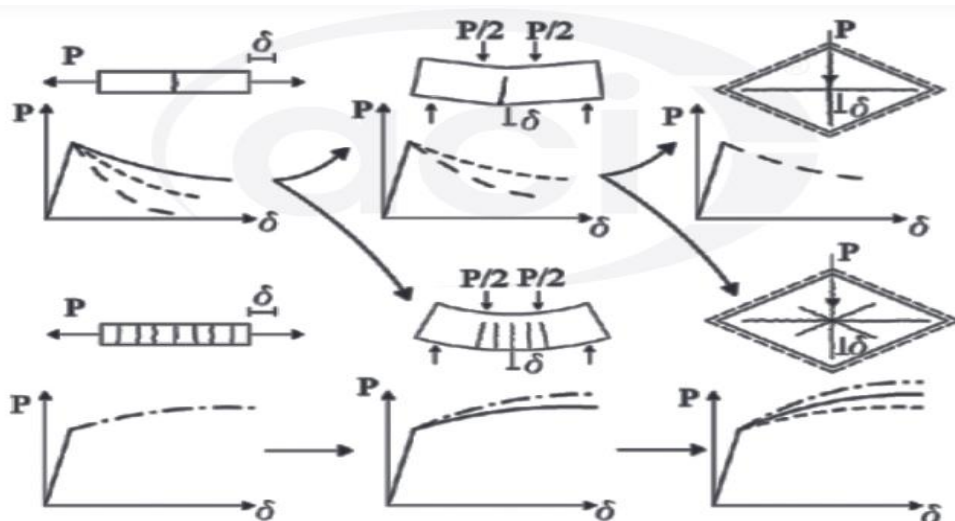


Figura 2.6. Ablandamiento y endurecimiento por deformación para FRC para distintos comportamientos (Model code 2010[fib 2013])

2.5 Modelos analíticos de comportamiento del hormigón con fibras

2.5.1 Comportamiento bajo sollicitación axial

En la Figura 2.7 se muestra una curva idealizada del comportamiento del hormigón con fibras bajo sollicitaciones axiales (ACI 544.4R-18, 2018). El comportamiento en compresión no difiere de aquel del hormigón convencional. En tracción, el comportamiento muestra la resistencia residual típica del hormigón con los puntos característicos son usualmente obtenidos de ensayos a flexión.

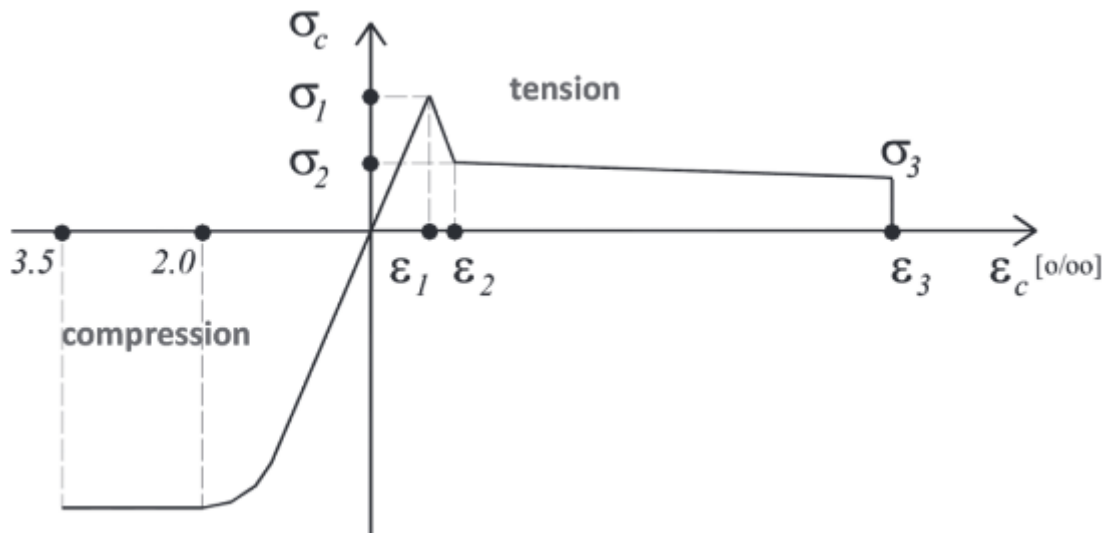


Figura 2.7. Curva típica de comportamiento de hormigón con fibras bajo sollicitaciones uniaxiales (ACI 544.4R-18, 2018)

2.5.2 Modelos de compresión

El hormigón es un material cuasi-frágil y posee una baja capacidad de deformación a tracción, aunque exhibe una buena resistencia a la compresión, con un valor significativo de deformación por aplastamiento (Singh, 2016). Las características de fragilidad se pueden mejorar agregando fibras cortas y discretas uniformemente en toda la masa de hormigón al momento de la mezcla.

Al agregar fibra a la masa de hormigón la resistencia a compresión no cambia significativamente, pero mejora el comportamiento posterior a la primera fisuración bajo compresión (Shi, Park, Rew, Huang, & Sim, 2020).

Las fibras empiezan a actuar posterior a alcanzar el máximo de la respuesta, donde la rama del gráfico tensión-deformación después del peak de resistencia muestra un descenso menos pronunciado. La Figura 2.8 muestra la respuesta esfuerzo-deformación típica del hormigón con fibra bajo esfuerzos de compresión. El comportamiento mejora con la mayor esbeltez de las fibras (l/d) y con la mayor dosificación de fibras. En la Figura 2.9 se compara los resultados de un ensayo a compresión uniaxial de una probeta sin refuerzo (lado izquierdo) con el de una probeta reforzada con fibras (lado derecho).

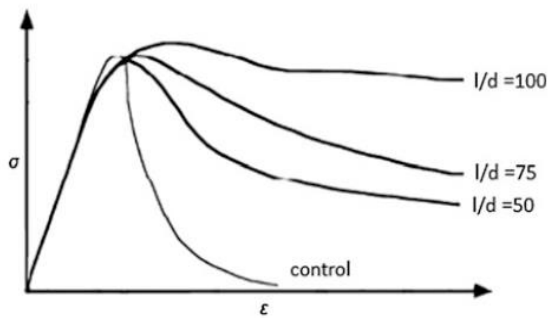


Figura 2.8. Respuesta típica esfuerzo-deformación bajo compresión del FRC (Singh, 2016)

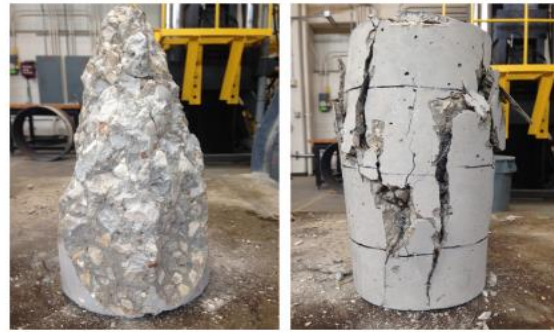


Figura 2.9. Especímenes ensayados a compresión uniaxial (Shi et al.,2020)

Las fibras que se orientan de forma paralela a la dirección de la carga pueden producir una menor resistencia debido al pandeo que pueden sufrir. Las fibras perpendiculares a la dirección de la carga pueden incrementar la resistencia a la compresión ya que tienden a confinar la expansión lateral del espécimen, reduciendo la propagación de la grieta (Hsu & Hsu, 1994).

Los parámetros incluidos en los modelos son:

- Resistencia característica del hormigón en compresión.
- Cuantía de volumen de fibras (V_f)
- Esbeltez de las fibras (longitud/diámetro)

En la Tabla 2.3 se presenta un resumen con las expresiones de algunos modelos disponibles en la literatura, para que el lector tenga una idea de las expresiones que generan las curvas de comportamiento. A efectos de no alargar este trabajo, la definición específica de cada termino se puede encontrar en las Referencias de este texto. De la Figura 2.10 a Figura 2.15 se muestran las curvas de los modelos de comportamiento en compresión del hormigón reforzado con fibras de acero y polipropileno para cuantías de fibras del 0.8, 1.0 y 1.2%. La esbeltez de las fibras es 64 y 67 para las fibras de acero y polipropileno respectivamente. Se utiliza una resistencia característica del hormigón (f'_c) de 250 [kg/cm²]. Se ha considerado una deformación última del hormigón con fibras igual a $\epsilon_c=0.015$ en base al modelo de Shi et al.(2020).

Los modelos de Kazmi et al.(2019) y Abadel et al.(2016) presentan una ganancia de resistencia en el peak de la curva del hormigón en compresión, mientras que los modelos de Shi et al. (2020) y de Hsu & Hsu (1994) no presentan dicha ganancia. La deformación a la que ocurre el peak de resistencia se ve modificada en los modelos de Kazmi et al.(2019) y Abadel et al.(2016), aumentando respecto al valor del hormigón sin refuerzo ($\epsilon_c=0.002$). Respecto a la forma de la curva esfuerzo-deformación, solo el modelo de Shi et al.(2020) presenta 3 tramos lineales, mientras que las curvas de los otros modelos se rigen por ecuaciones de carácter polinomial. El comportamiento post-peak de los modelos de Hsu & Hsu (1994), kazmi et al.(2019) y Abadel et al.(2016) se caracteriza por ser tener una pérdida de resistencia más paulatina en comparación al modelo de Shi et al.(2020) el cual presenta una pérdida de resistencia casi total en su ultimo tramo. Además el modelo de Abadel et al.(2016) es el que tiene la menor pérdida de resistencia a medida que aumentan las deformaciones. El modelo más susceptible a la variación de la cuantía de fibra es el modelo de Kazmi et al.(2019) posterior al peak de resistencia.

Tabla 2.3. Resumen de modelos en compresión hormigón con fibras

Modelos en Compresión	
Kazmi et al. (2019)	Expresiones generales $f_c = \frac{f_{cf} \cdot x \cdot \beta}{\beta - 1 + x \beta}; x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cf}}; RI = \frac{l}{d} V_f$
	Fibras de acero
	$f_{cf} = f'_c + (4.8 + 6.3R^{0.29})RI$ $\varepsilon_{cf} = \varepsilon'_c + (0.00064 + 0.00125R^{1.7})RI$ $\beta = 0.4RI^2 - RI + 2.5 + 0.3R^{0.99}$ Con R=0
	Fibras de polipropileno
Abadel et al. (2016)	$f_{cf} = f'_c + (1.96 + 0.8R^{0.18})RI$ $\varepsilon_{cf} = \varepsilon'_c + (0.00054 + 0.000008R^{8.5})RI$ $\beta = 5.65RI^{0.3} + 0.14R$ Con R=0
	Expresiones generales $Y = \frac{\beta \cdot X}{\beta - 1 + X \beta}; Y = \frac{f_c}{f'_{cf}}; X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cf}}; RI_v = \sum_i^n RI_{vi}; RI_{vi} = v f_i \frac{k_i l_i}{d_i} \frac{E_i}{E_s}$
	Fibras de acero y polipropileno $\beta = 1 + (0.108f'_c - 1.966)e^{-1.376RI_v}$ $f'_{cf} = f'_c + 5.222RI_v$ $\varepsilon_{cf} = \varepsilon_{co} + 0.0004RI_v$
Shi et al. (2020)	Fibras de acero
	$RI = \xi \frac{l}{d} V_f$ $\alpha_c = \frac{1}{1 + e^{(-7.1107(RI - 1.0360))}}$ $\beta_c = \frac{1}{1 + e^{(-5.4902(RI - 1.4317))}}$ $\gamma_c = -0.9235RI + 3.4765$
Hsu & Hsu (1994)	Fibras de acero
	Expresiones generales $\eta = \frac{n\beta x}{n\beta - 1 + x^{n\beta}} \text{ para } 0 \leq x < x_d; \eta = \frac{f_c}{f'_c}; x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o}$ $\beta = \frac{1}{1 - \frac{f'_c}{\varepsilon_o E_{it}}} \text{ para } \beta \geq 1 [1]$ $\varepsilon_o = a_1 f'_c + C_1$

	$E_{it} = a_2 f'_c + C_2$ $\beta = \left[\frac{f'_c}{A} \right]^3 + C \quad [2]$ $A = 1.717(V_f)^3 + 8.501 ; C = -0.26V_f + 2.742$
--	---

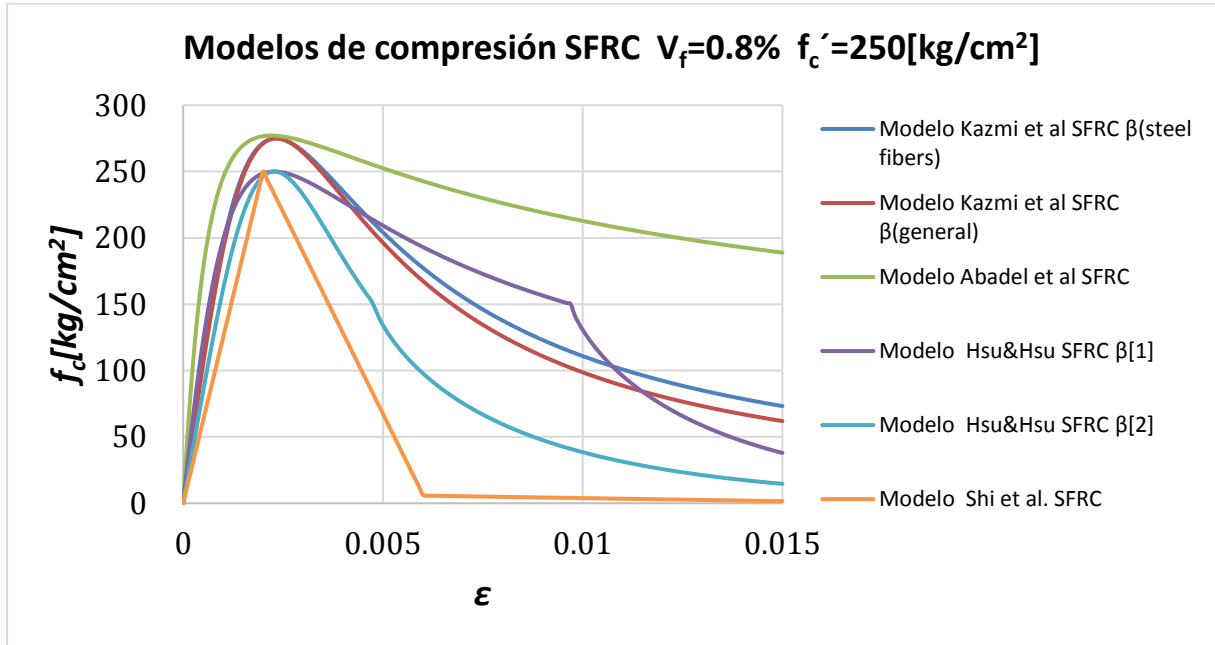


Figura 2.10. Modelos de comportamiento en compresión SFRC ($V_f=0.8\%$)

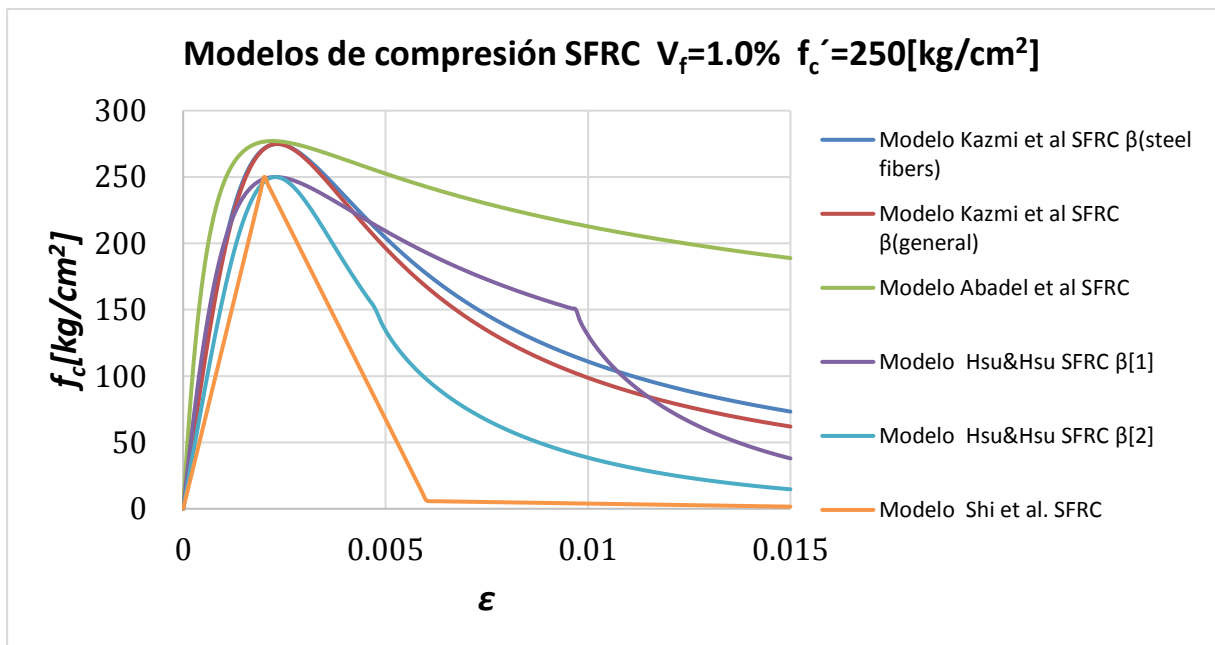


Figura 2.11. Modelos de comportamiento en compresión SFRC ($V_f=1.0\%$)

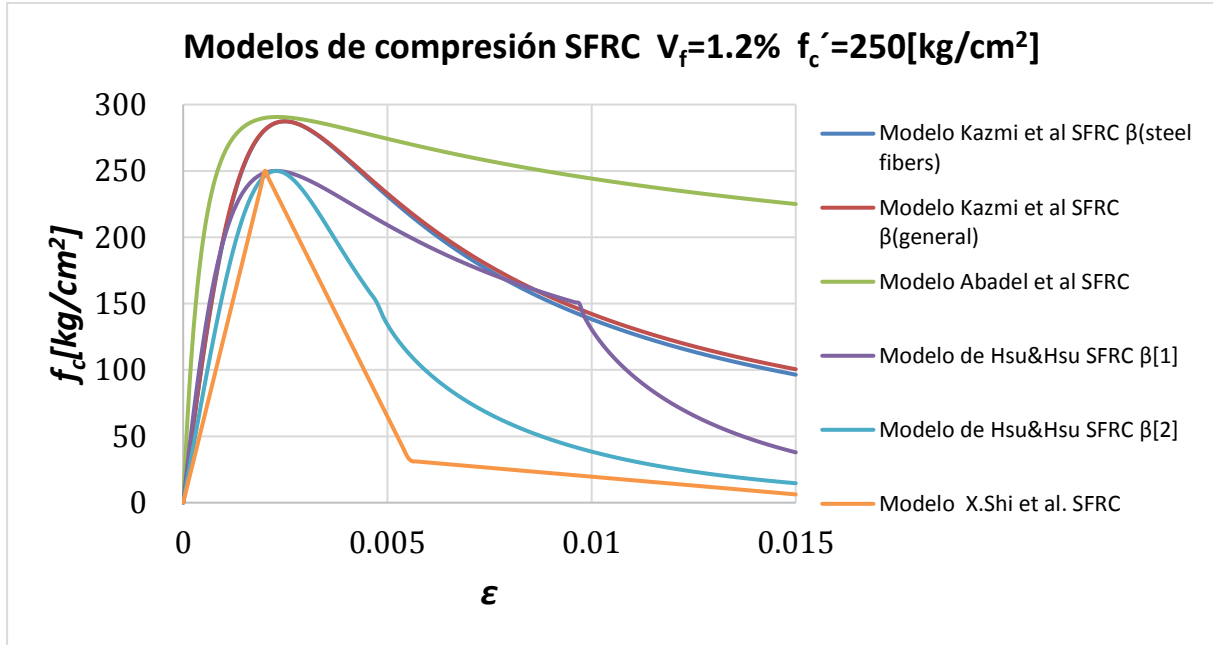


Figura 2.12. Modelos de comportamiento en compresión SFRC ($V_f=1.2\%$)

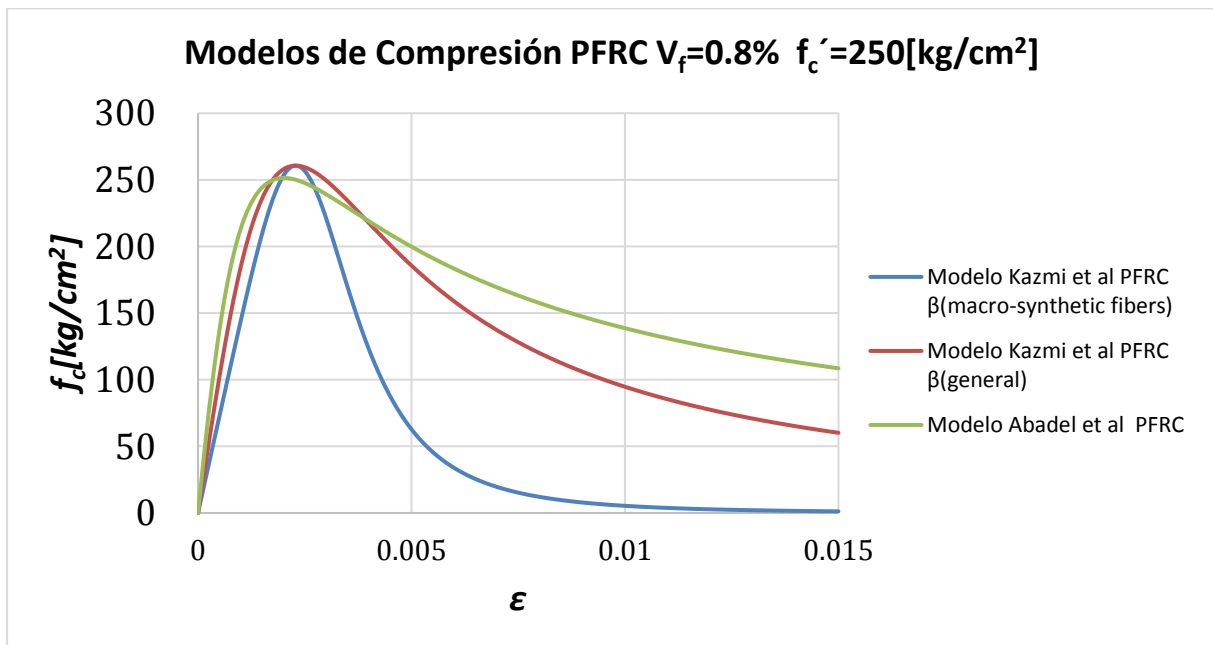


Figura 2.13. Modelos de comportamiento en compresión PFRC ($V_f=0.8\%$)

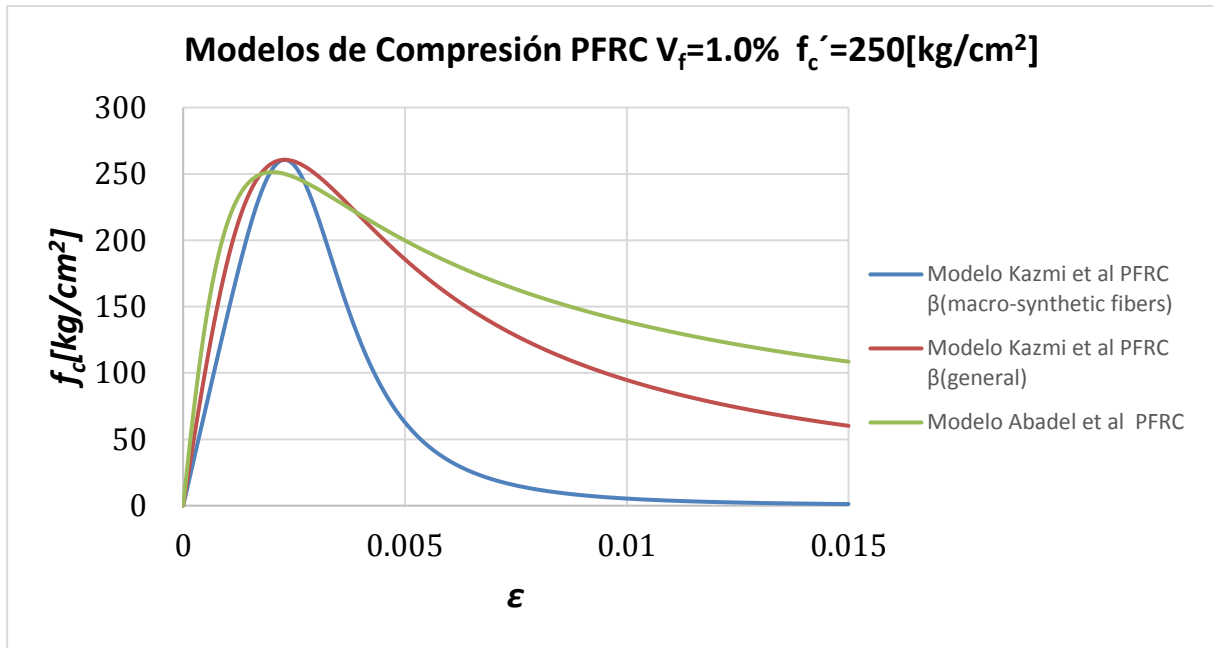


Figura 2.14. Modelos de comportamiento en compresión PFRC ($V_f=1.0\%$)

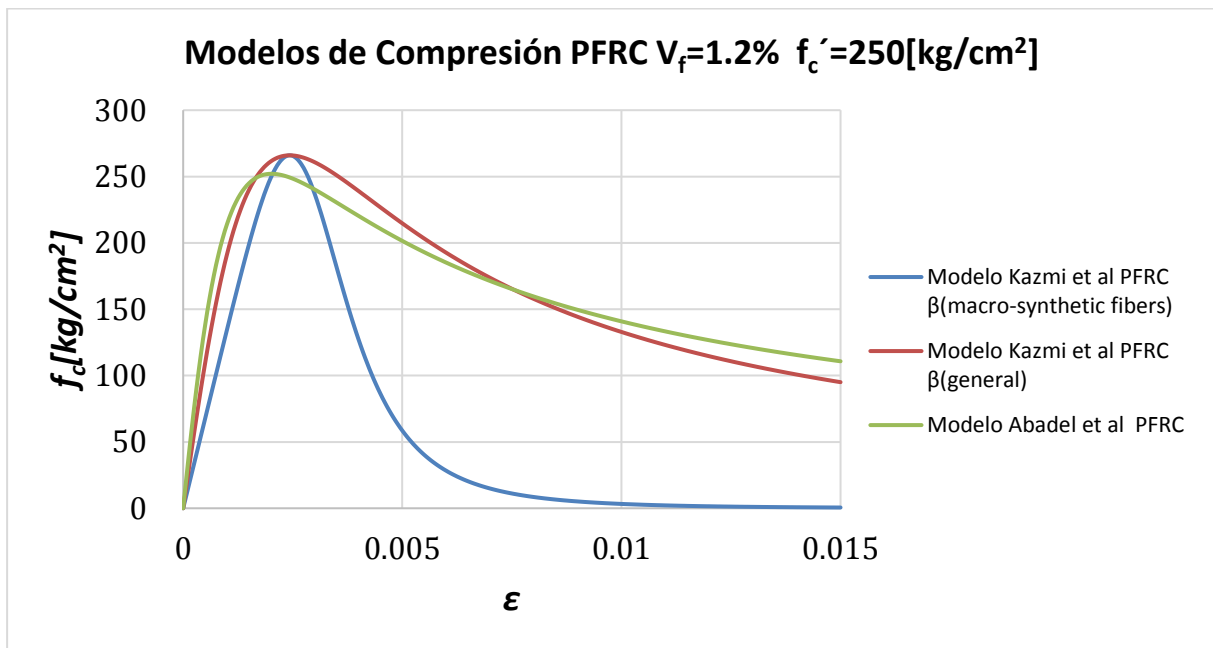


Figura 2.15. Modelos de comportamiento en compresión PFRC ($V_f=1.2\%$)

2.5.3 Modelos de tracción

La resistencia a tracción del hormigón es mucho menor que su resistencia a compresión, debido a su baja capacidad de deformación por tracción. Una vez superada la deformación a la cual ocurre el agrietamiento del hormigón sin refuerzo, éste pierde su resistencia. Los valores límites de deformación por tracción oscilan entre 0.0001 y 0.0002 (Singh, 2016).

Cuando se agregan fibras a la mezcla de concreto, se mejoran las propiedades de resistencia a la tracción después del primer agrietamiento, mejorándose considerablemente su resistencia residual. Cabe destacar que la resistencia a primera fisuración es casi la misma que la del hormigón simple. La

respuesta mejorada esta influida por la cantidad de fibras que cruzan la grieta, su comportamiento a la extracción y las propiedades de resistencia (Singh, 2016).

Respecto al comportamiento del hormigón reforzado con fibra se puede apreciar en la Figura 2.16 una curva de esfuerzo (σ) - *CMOD*(crack-mouth-opening-displacement), donde se exhibe el comportamiento típico de este material. En la fase uno se muestra la respuesta no fisurada la cual exhibe un comportamiento lineal-elástico. En la fase dos las fibras en el concreto endurecido se activan solo después de la formación de grietas en el elemento. Una vez que esto sucede, la resistencia residual está dada por la acción compuesta que existe entre el hormigón y las fibras. Generalmente, el ancho de las grietas ya desarrolladas aumenta en la fase dos con la formación de otras nuevas. Finalmente, en la fase tres muestra solo la contribución de las fibras ancladas a la matriz de hormigón, donde las grietas se vuelven lo suficientemente anchas como para causar una caída de resistencia exhibida por el FRC.

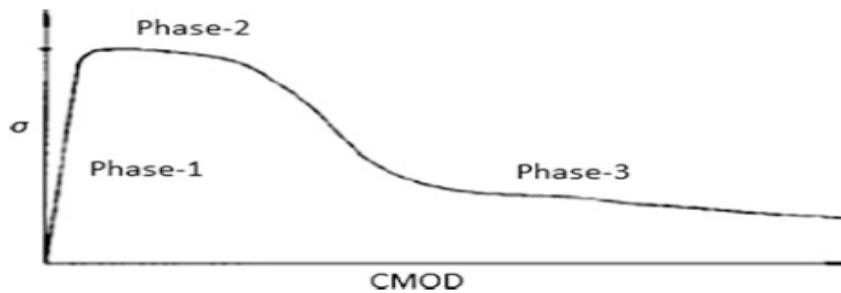


Figura 2.16. deformación-ancho de grieta(σ -w) respuesta en tensión (Singh, 2016)

En la Figura 2.17 se muestra la respuesta típica de esfuerzo(σ)-deformación(ϵ) del FRC. Al igual que el caso anterior, el gráfico consta de tres partes. La fase uno incluye solo la contribución del hormigón. En la fase dos empieza a funcionar la matriz de mortero con las fibras de acero incrustadas en ella, para finalmente contribuir solo las fibras en la fase tres, donde existe una capacidad de deformación mayor a la del hormigón convencional.

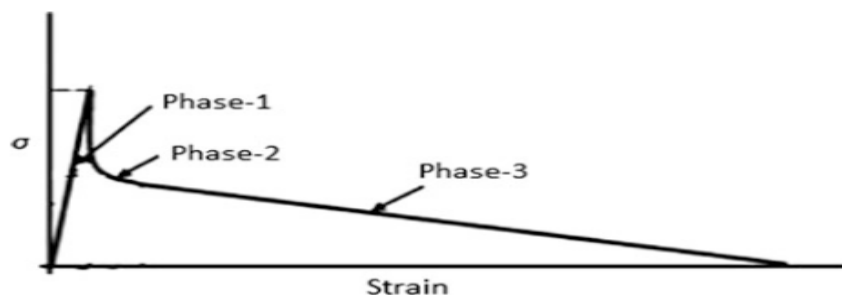


Figura 2.17. Respuesta típica esfuerzo (σ) vs deformación (ϵ) del FRC en tracción (Singh, 2016)

Los parámetros incluidos en los modelos son:

- Resistencia característica del hormigón en tracción que se considera como $2\sqrt{f_c'}$.
- Cuantía de volumen de fibras (V_f)
- Esbeltez de las fibras (longitud/diámetro)

En la Tabla 2.4 se presenta un resumen con las expresiones de algunos modelos disponibles en la literatura, al igual que los modelos de compresión del hormigón con fibra, la definición específica de cada término se puede encontrar en las Referencias de este texto. De la Figura 2.18 a Figura 2.23 se

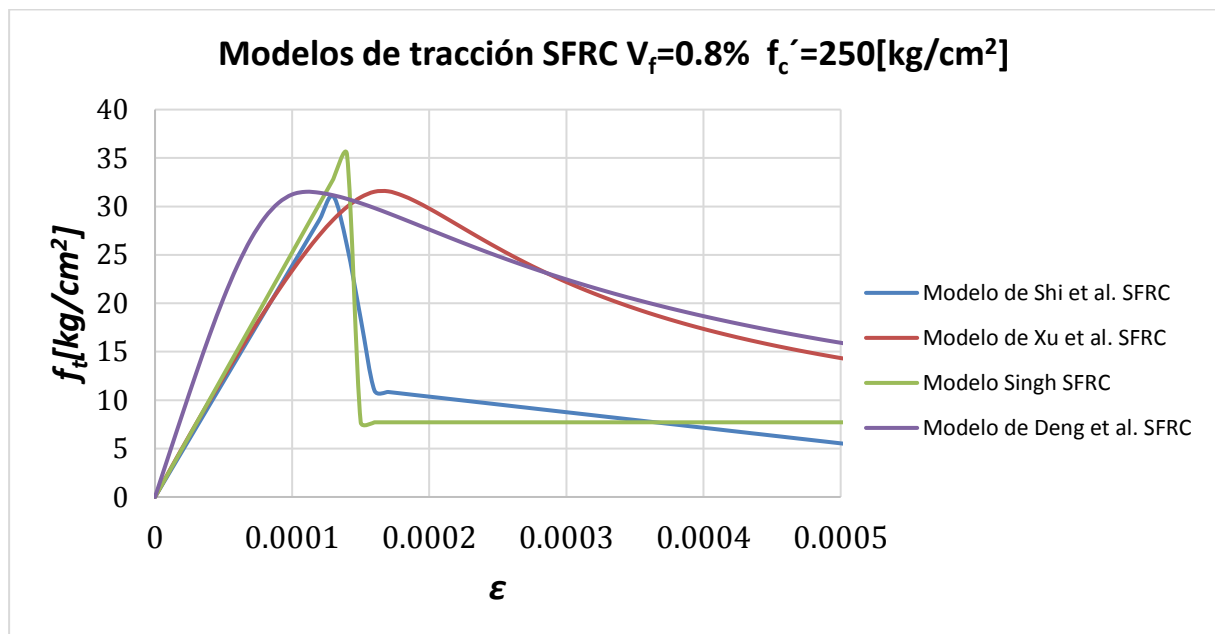
muestran las curvas de los modelos de comportamiento en tracción del hormigón reforzado con fibras de acero y polipropileno para cuantías de fibras del 0.8, 1.0 y 1.2%. Se utilizan las mismas propiedades de las fibras y del hormigón respecto a los modelos en compresión. La resistencia a tracción se considera como $2\sqrt{f_c}$. Se define una deformación última del hormigón con fibras igual a $\varepsilon_t=0.0005$, la cual se define según el modelo de Shi et al.(2020).

Los modelos de Xu et al.(2016), Sing (2016) y Deng et al.(2021) presentan un peak mayor de resistencia que $2\sqrt{f_c}$. Mientras que Shi et al.(2020) no modifica el peak de resistencia antes mencionado. La deformación a la que ocurre el peak de resistencia varía en cada modelo, teniendo expresiones para calcular dicha deformación. La forma de la curva en los modelos de Deng et al.(2021) y Xu et al.(2016) siguen expresiones polinómicas, mientras que el modelo de Shi et al.(2020) presenta 3 tramos lineales que describen el comportamiento del material. Finalmente el modelo de Sing (2016) presenta un tramo lineal hasta el peak de resistencia, donde posteriormente viene un tramo constante que describe la resistencia residual del material. En los modelos de Xu et al.(2016) y Deng et al.(2021) sus resistencias residuales disminuyen en menor proporción respecto al modelo de Shi et al.(2020). Los modelos más susceptibles a la variación de la cuantía de fibras son el modelo Xu et al.(2016) y Deng et al.(2021). El primero de los antes mencionados, aumenta la deformación a la cual ocurre el peak de resistencia con el aumento de la cuantía de fibras, mientras que el segundo aumenta el peak de resistencia a medida que aumenta la cuantía de fibras.

Tabla 2.4. Resumen de modelos en tracción hormigón con fibras

Modelos en tracción	
Xu et al. (2016)	Expresiones generales $\sigma = (1 - d_t)E_{ft}\varepsilon; x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ft}}; \rho_t = \frac{f_{mt}}{E_{ft}\varepsilon_{ft}};$ $d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t[\alpha_1 + (1.5 - 1.25\alpha_1)x + (0.25\alpha_1 - 0.5)x^5]; & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t(x-1)^{1.7} + x} & ; x > 1 \end{cases}$
	Fibras de acero y polipropileno
	$\lambda_s = V_s \frac{l_s}{d_s}; \lambda_p = V_p \frac{l_p}{d_p}$ $\alpha_1 = 1.2(1 + 0.265\lambda_s + 0.277\lambda_p); \alpha_t = \frac{0.312f_{mt}^2}{1 + 3.366\lambda_s + 3.858\lambda_p}$
Shi et al. (2020)	Fibras de acero
	$\alpha_t = 0.3301RI + 0.18$ $\beta_t = 0.2134RI + 0.0665$ $\gamma_t = 0.025RI + 1.194$
Sing (2016)	Fibras de acero
	$\left(\frac{l}{d}\right)_c = \frac{0.58f_y}{\sqrt{f_{ck}}}$

	$\sigma_t = \begin{cases} 5000\varepsilon\sqrt{f_{ck}}; & \varepsilon \leq 0.00014 \\ 0.3\sqrt{f_{ck}}V_f\frac{l}{d}; & 0.00014 < \varepsilon \leq \varepsilon_t (= 0.015) \end{cases} \text{ para } \frac{l}{d} < \left(\frac{l}{d}\right)_c$ $\sigma_t = \begin{cases} 5000\varepsilon\sqrt{f_{ck}}; & \varepsilon \leq 0.00014 \\ 0.87f_yV_f; & 0.00014 < \varepsilon \leq \varepsilon_t (= 0.015) \end{cases} \text{ para } \frac{l}{d} \geq \left(\frac{l}{d}\right)_c$
Deng et al. (2021)	Expresiones generales $\sigma = (1 - d)E_o\varepsilon$ $d = \begin{cases} \frac{\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_t}\right)^m}{m - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_t}\right)^m}; & \varepsilon \leq \varepsilon_t \\ 1 - \frac{1 - \frac{1}{m}}{0.38\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_t} - 1\right)^n + \frac{\varepsilon}{\varepsilon_t}}; & \varepsilon > \varepsilon_t \end{cases}$
	Fibras de acero y polipropileno
	$\lambda_{sf} = V_s \frac{l_s}{d_s}; \lambda_{pf} = V_p \frac{l_p}{d_p} \text{ con } \frac{l_p}{d_p} = \frac{l_s}{d_s} = 1$ $f_t = 1.80644 + 0.01411\lambda_{sf} + 0.01942\lambda_{pf}$ $E_o = 36.26 + 0.074\lambda_{sf} - 0.121\lambda_{pf}$ $m = 0.7363 + 0.76806f_t$ $n = 1.8098 + 0.0461f_t$


 Figura 2.18. Modelos de comportamiento en tracción SFRC ($V_f=0.8\%$)

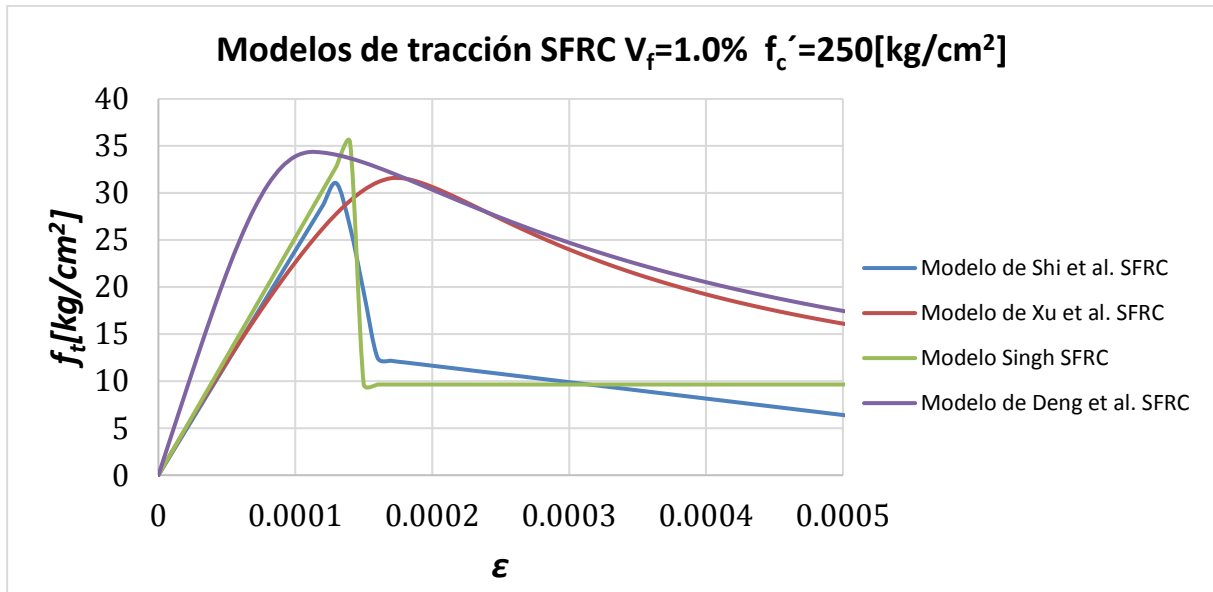


Figura 2.19. Modelos de comportamiento en tracción SFRC ($V_f=1.0\%$)

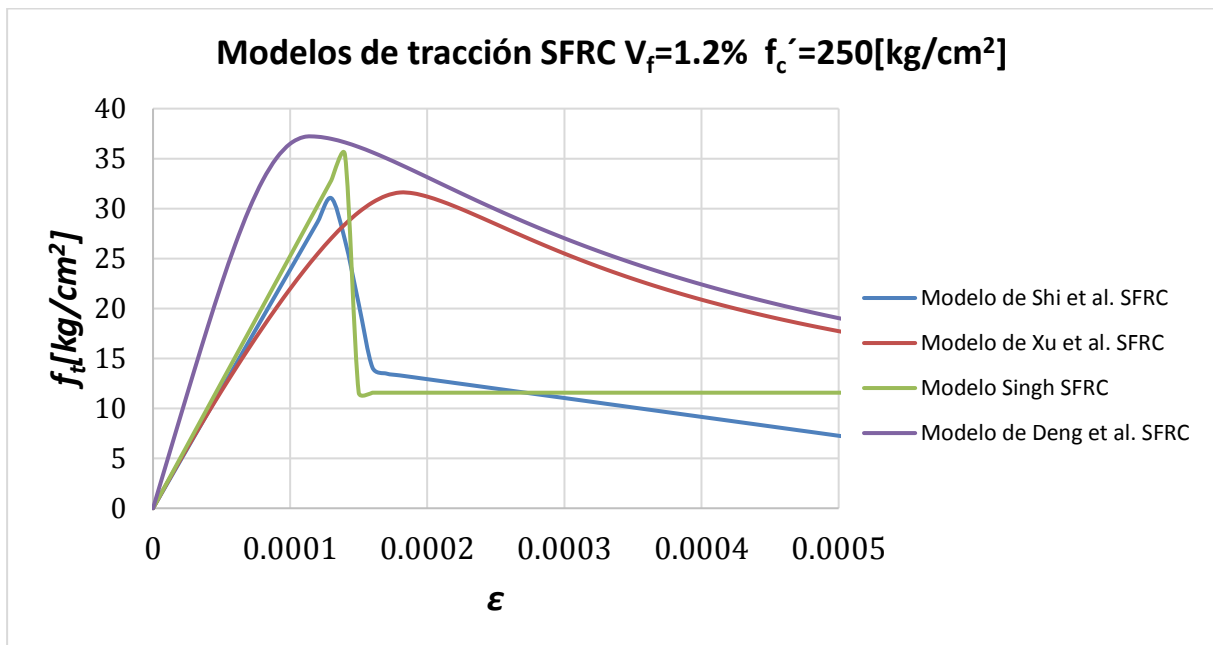


Figura 2.20. Modelos de comportamiento en tracción SFRC ($V_f=1.2\%$)

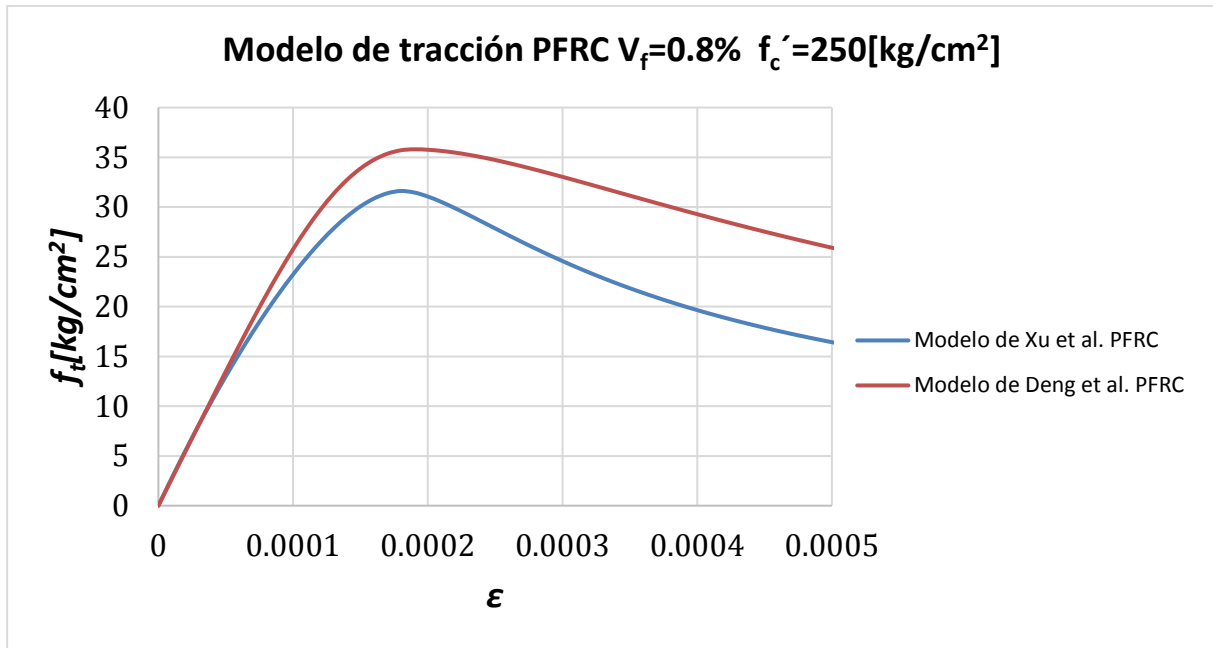


Figura 2.21. Modelos de comportamiento en tracción PFRC ($V_f=0.8\%$)

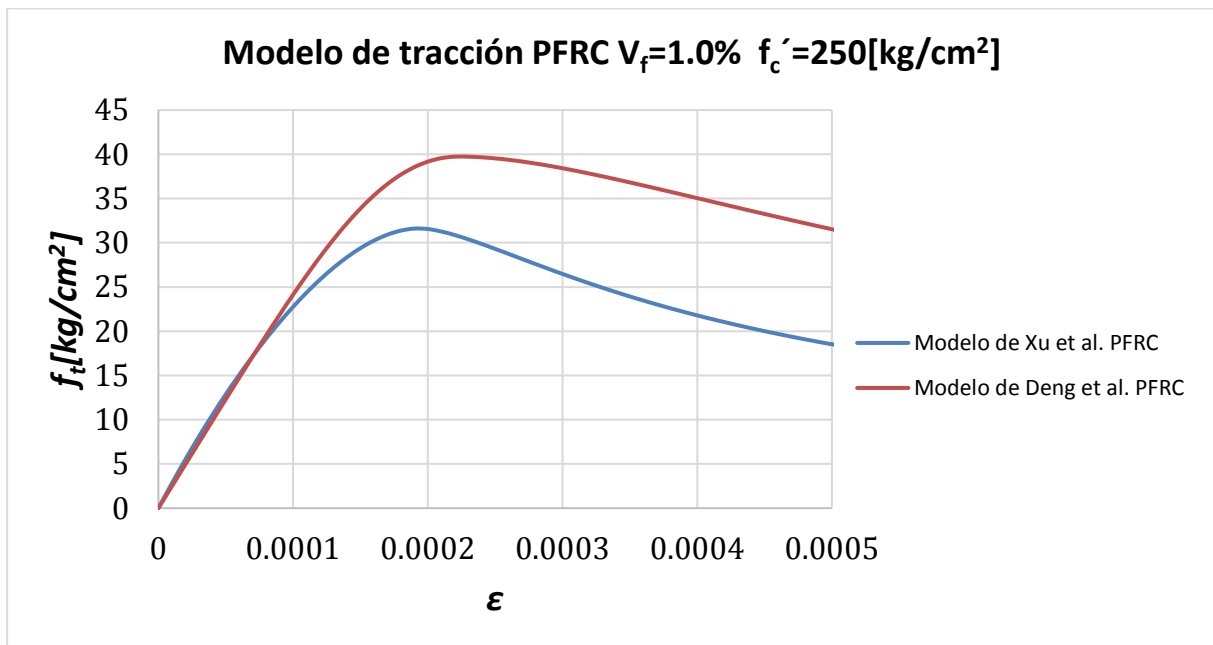


Figura 2.22. Modelos de comportamiento en tracción PFRC ($V_f=1.0\%$)

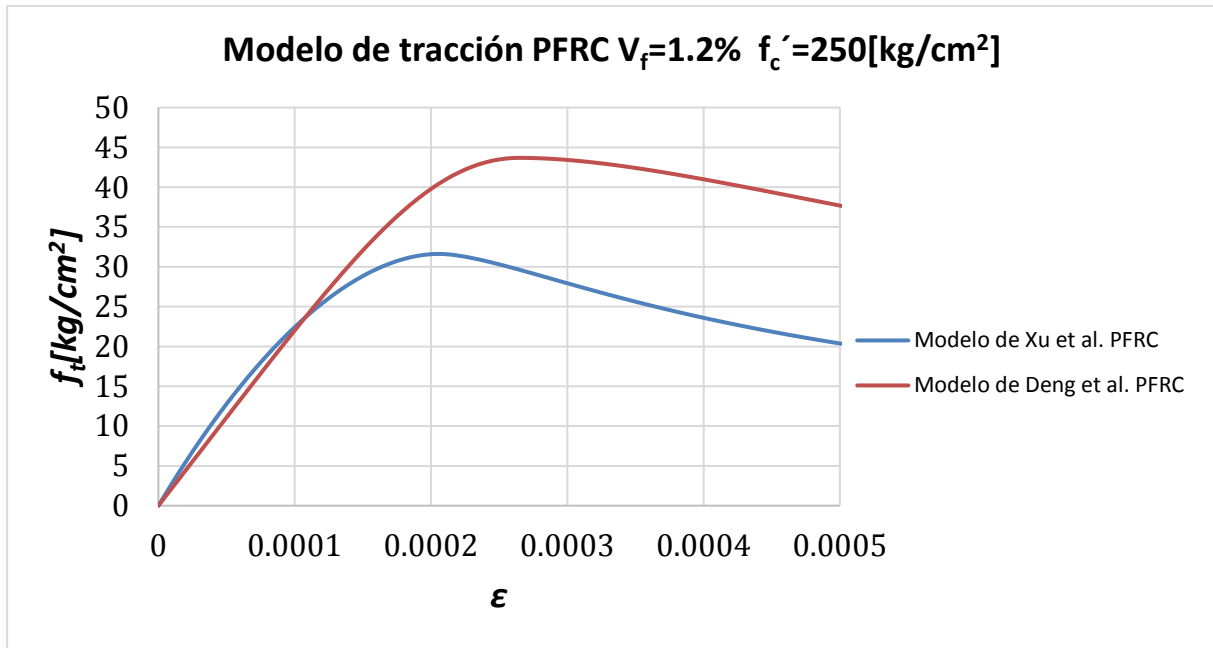


Figura 2.23. Modelos de comportamiento en tracción PFRC ($V_f=1.2\%$)

Capítulo 3

3 Comportamiento de muros estructurales de hormigón reforzado con fibras

3.1 General

Existe en la literatura abundante información sobre el comportamiento del hormigón reforzado con fibras (FRC), así como para el caso de elementos de hormigón armado construidos con este material. El ACI 318–19 (2019) reconoce el uso de fibras como una alternativa de diseño de refuerzo de corte para vigas con refuerzo longitudinal, en las cuales el corte último de diseño V_u no supere $0.53\sqrt{f'_c}$, caso en que incluso permite no usar el refuerzo convencional a corte mínimo especificado. Para efectos estructurales, sólo se refiere a fibras de acero utilizadas para resistencia a corte y se especifica requerimientos tales como tipo de fibras, longitud, esbeltez y dosificación. Se indica que con estas especificaciones se lograría resistencias de corte mayores que $0.93\sqrt{f'_c}$.

No obstante, la información disponible sobre el comportamiento de muros de hormigón reforzado con fibras es bastante reducida, en particular en lo referente a la respuesta cíclica (Babaei, Mortezaei, & Salehian, 2020). Los estudios realizados han mostrado que los muros estructurales construidos con FRC exhiben el comportamiento típico de elementos de este tipo, capaces de desarrollar resistencia residual posterior al agrietamiento y capacidad de disipar energía dada el desarrollo de múltiples y menores grietas y por la paulatina ruptura de las fibras por tensión. El comportamiento posterior al agrietamiento depende fundamentalmente de la cuantía de fibras. Para cuantías volumétricas mayores que un 1% usualmente se espera una resistencia residual mayor que la de agrietamiento, ocurriendo lo contrario para cuantías menores.

A continuación, se presenta una síntesis de estudios experimentales realizados por diversos autores sobre el comportamiento sísmico de muros construidos con FRC. Los objetivos de estos estudios incluyen la comparación entre la respuesta de muros de hormigón armado convencional y muros construidos con FRC y la factibilidad de usar las fibras como refuerzo de corte y/o de confinamiento.

3.2 Muros estructurales de hormigón armado

3.2.1 Influencia del refuerzo de fibras en la respuesta de muros

Se presenta los resultados de estudios experimentales de muros de hormigón armado, construidos con FRC, con refuerzo convencional, longitudinal y transversal, de acuerdo a los requerimientos de diseño sísmico, con el objetivo de evaluar la influencia del refuerzo de fibras sobre la respuesta.

En dos investigaciones realizadas por Choun & Hahm (2012) y Choun, Lee & Jeon (2013), estudiaron el efecto de agregar fibras al hormigón en la respuesta sísmica de muros de hormigón armado. En ambos estudios se construyeron y ensayaron tres muros de sección rectangular, de 370x1220 [mm] y altura libre de 1400 [mm] con igual refuerzo longitudinal y transversal. Además la investigación de Choun & Hahm (2012) y Choun et al.(2013) utilizaron la misma secuencia de construcción, tipo y cuantías de fibras. El primero de los muros fue construido con hormigón normal (NRC), el segundo con hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC) y el tercero con fibras de poliamida (PFRC), estos dos últimos muros poseen una cuantía volumétrica del 1%. La diferencia entre ambas investigaciones radica en historial de desplazamiento, donde se alcanzan deformaciones laterales máximas del 3 y 4% para los estudios de Choun & Hahm (2012) y Choun et al.(2013) respectivamente.

En la Figura 3.1 se aprecia la geometría y refuerzo utilizado en ambos muros, mientras que en la Tabla 3.1 y Tabla 3.2 se aprecian los resultados experimentales de Choun & Hahm (2012) y Choun et al.(2013) respectivamente.

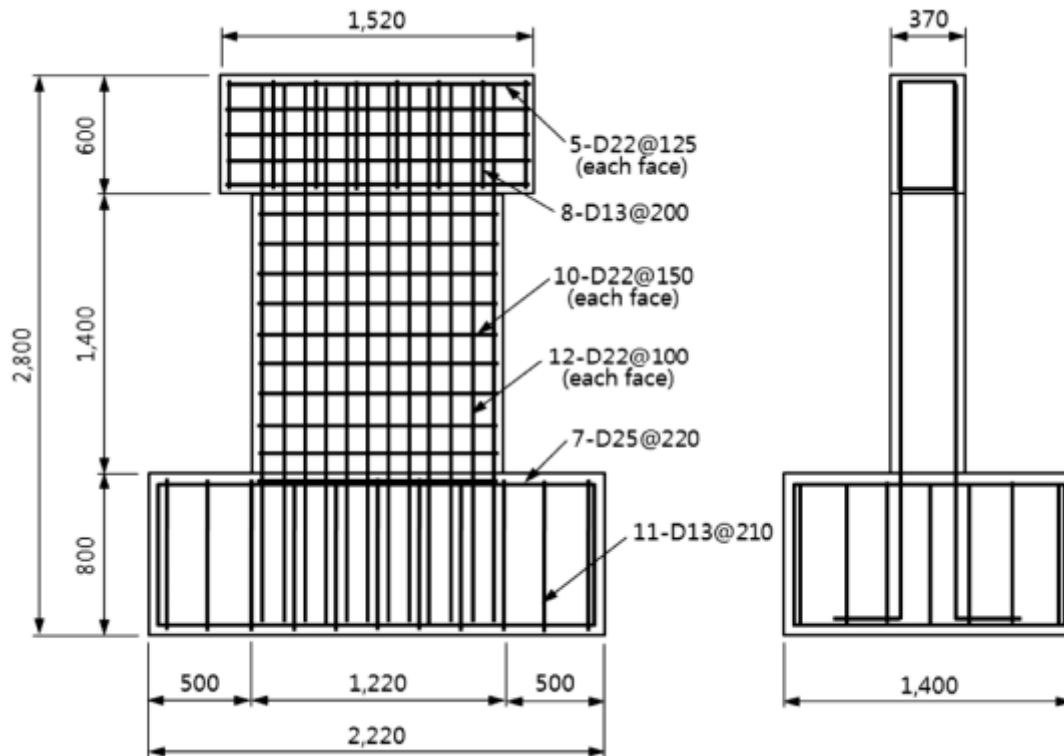


Figura 3.1. Geometría de los muros ensayados por Choun & Hahm (2012) y Choun et al.(2013)

Tabla 3.1. Resultados experimentales (Choun & Hahm, 2012)

Espécimen	Máxima fuerza de corte [KN]	Deformación lateral[%]	Energía disipada [KN·mm]
NRC	591.8	2.5	145,421
SFRC	634.0	3.0	236,895
PFRC	581.3	3.0	199,164

Tabla 3.2. Resultados experimentales (Choun et al., 2013)

Espécimen	Máxima fuerza de corte [KN]	Deformación lateral[%]	Energía disipada [KN·mm]
NRC	1,286.6	2.25	228,200
SFRC	1,384.5	3.5	656,144
PFRC	1,257.6	3	421,205

Los resultados experimentales de ambos ensayos mostraron que los dos muros con fibras, en particular el caso de fibras de acero, desarrollaron mayores resistencias, deformaciones laterales y capacidad de disipación de energía que el caso del muro con hormigón normal.

Finalmente en la Figura 3.2 y Figura 3.3 se presenta las curvas de histeresis de ambas investigaciones, mientras que en la Figura 3.4 y Figura 3.5 se observa el patrón de grietas de los muros ensayados.

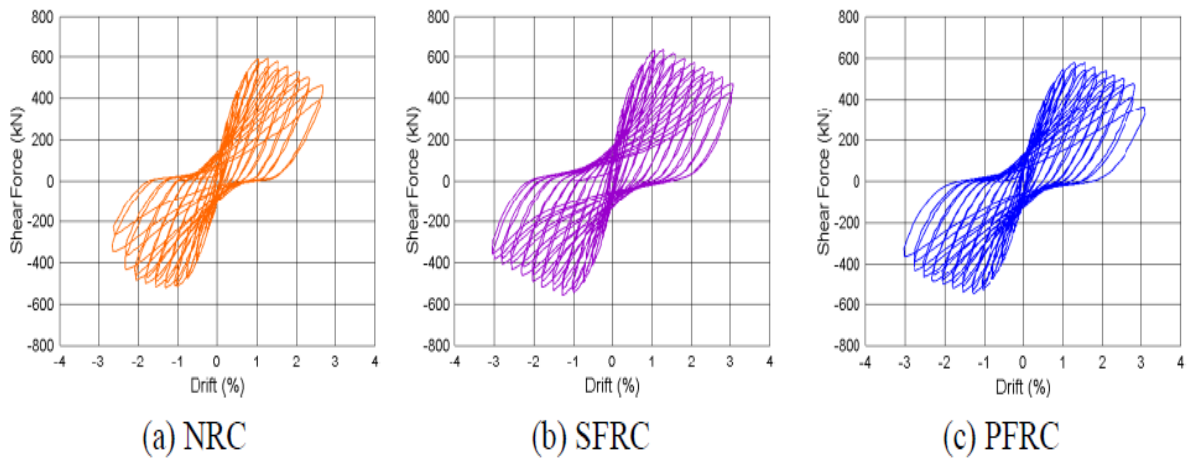


Figura 3.2. Curvas de histéresis (Choun & Hahm , 2012)

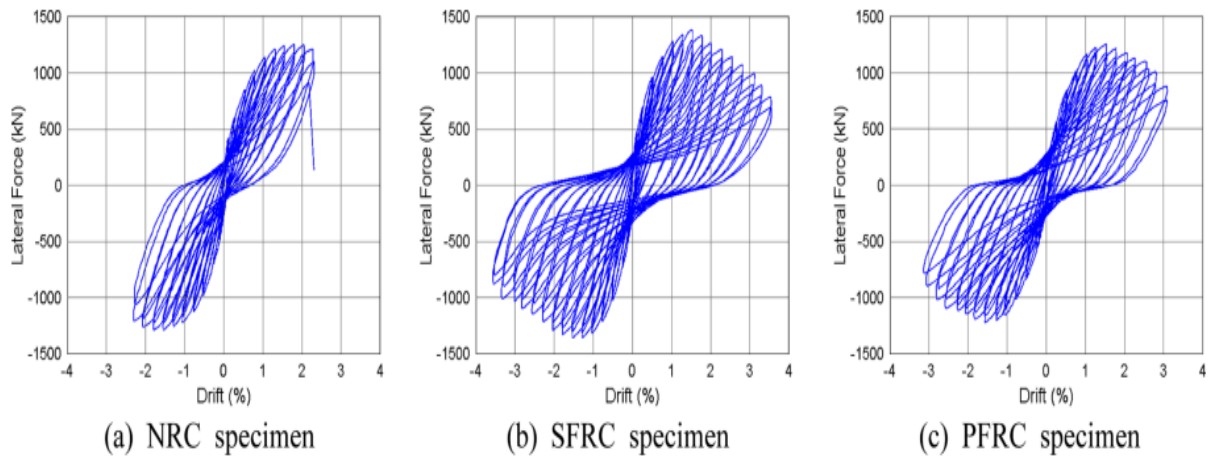


Figura 3.3. Curvas de histéresis (Choun et al., 2013)

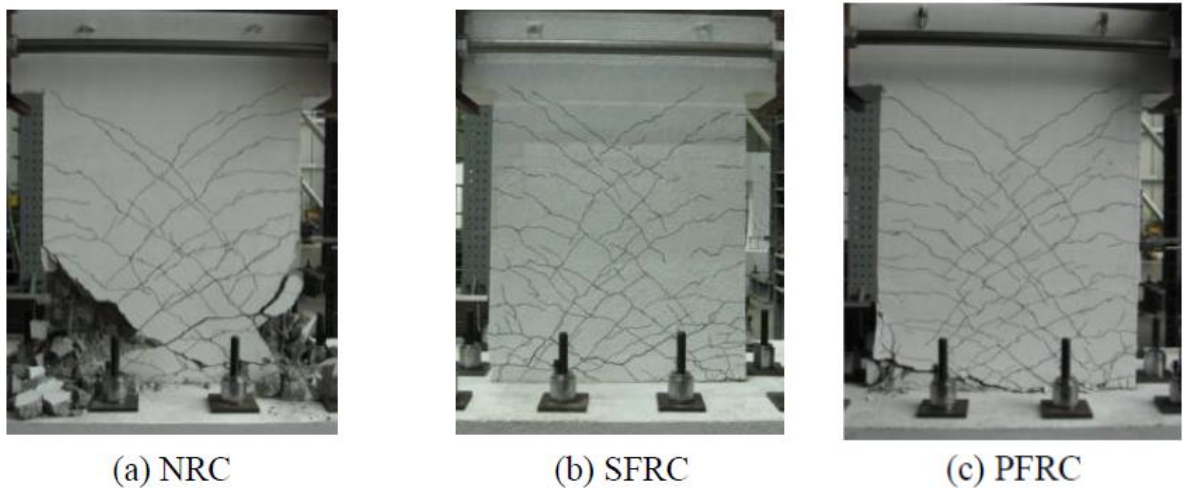


Figura 3.4. Patrón de grietas (Choun & Hahm, 2012)

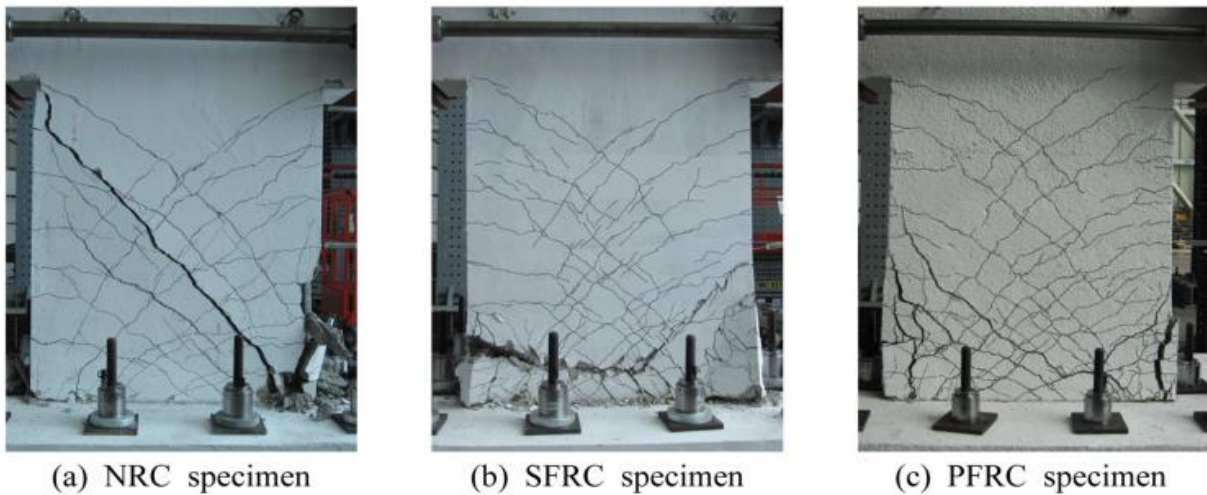


Figura 3.5. Patrón de grietas Choun et al., 2013)

Babaei, Mortezaei & Salehian (2020) ensayaron a solicitaciones laterales ocho paneles de hormigón, simulando cepas de puentes, a escala 1:3, con diferentes geometrías y cuantías de refuerzo convencional, contruidos con hormigón reforzado con fibras de acero, en cuantías volumétricas de 0.3, 0.6, 0.9 y 1%. El tipo de fibra utilizada es de acero con gancho en los extremos. Los muros eran de sección recatangular, de 150x600 [mm] y de altura variable entre 600 y 1500 [mm]. Los especímenes tenían refuerzo longitudinal en cuantías en el rango entre 1 y 2.5%. El refuerzo transversal fue diseñado para evitar la falla por corte antes de la falla por flexión. Se consideró un muro de control al cual no se le añadió fibras. Las cararisticas de los muros, detalle de las cuantías de acero y fibras se presentan en la Figura 3.6 y Tabla 3.3.

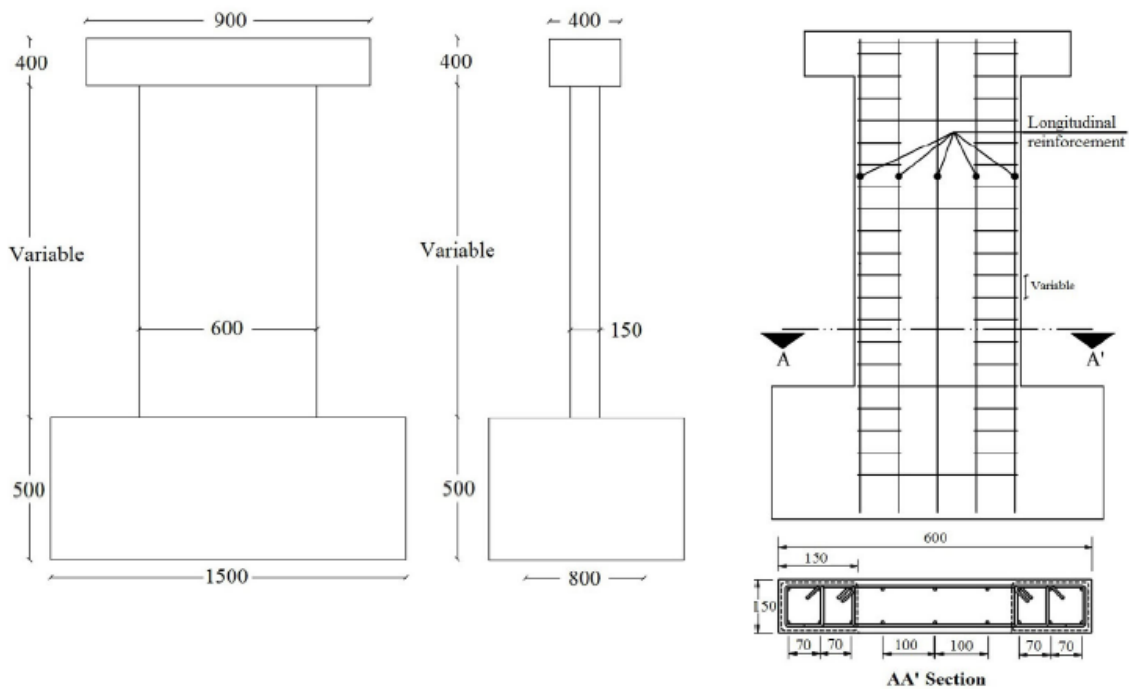


Figura 3.6. Geometría y disposición del refuerzo (adaptado de Babaei et al., 2020)

Tabla 3.3. Dimensiones y cuantías de acero y fibra (adaptado de Babaei et al., 2020)

Muro	Dimensiones h x b x t[mm]	Relación de aspecto h/b	Fracción de volumen de fibra (%)	f'_c [Mpa]	f_y [Mpa]	Separación acero transversal [mm]	Relación acero vertical (%)
WP1	600x600x150	1	0	25	300	50	1
WP2	600x600x150	1	0.3	25	300	75	1.25
WP3	900x600x150	1.5	0.3	30	300	100	1.25
WP4	900x600x150	1.5	0.6	30	300	75	1.5
WP5	1,200x600x150	2	0.6	35	400	100	1.5
WP6	1,200x600x150	2	0.9	35	400	125	2
WP7	1,500x600x150	2.5	0.9	40	400	100	2
WP8	1,500x600x150	2.5	1	40	400	150	2.5

Con el objetivo de evaluar el desempeño sísmico de los muros construidos con FRC, los muros fueron ensayados bajo solicitaciones laterales cíclicas. A cada muro se le aplicó una historia de desplazamiento lateral cíclico que fue aumentando de manera constante hasta lograr una deformación inelástica y alcanzar la falla. Se aplicó una carga axial constante durante el ensayo. En la Figura 3.7 se muestran las curvas de histéresis de los especímenes ensayados.

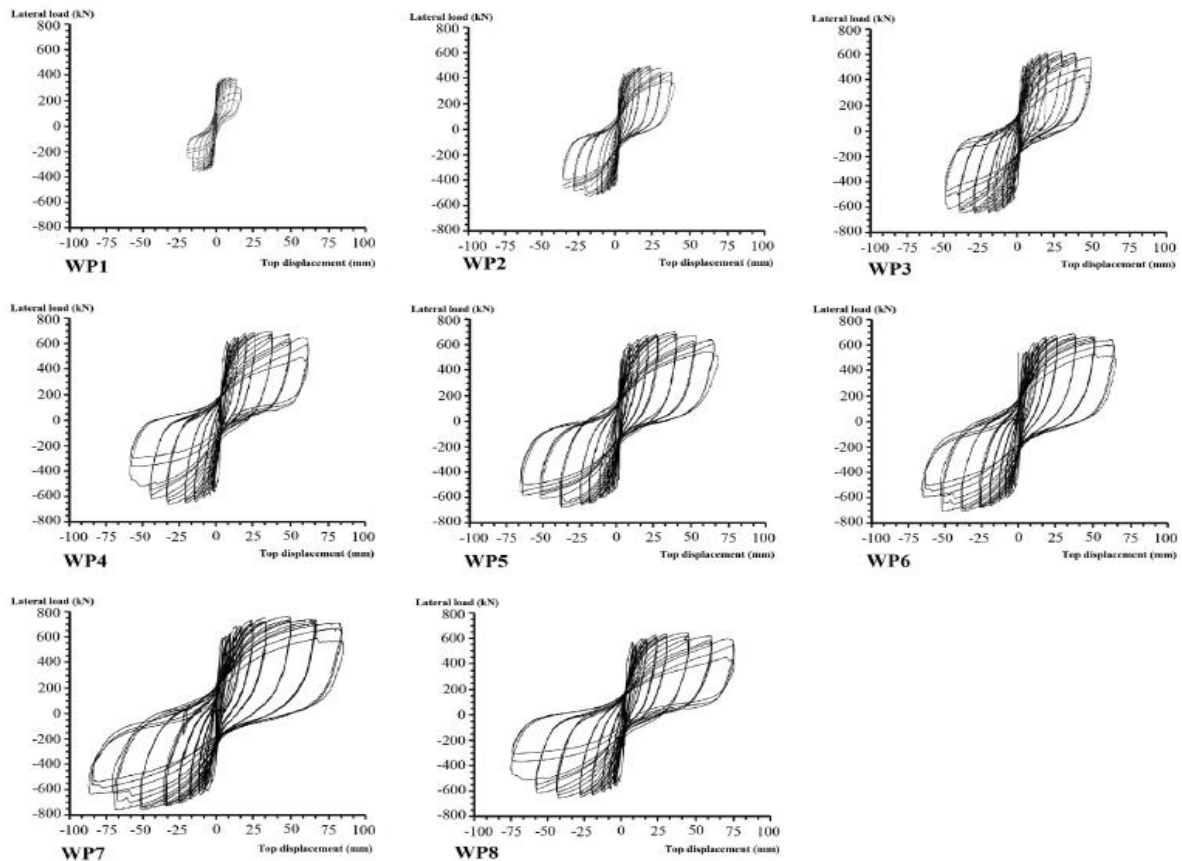


Figura 3.7. Curvas de histéresis especímenes ensayados (Babaei et al., 2020)

En general, los resultados mostraron que la utilización de FRC mejora el desempeño de los muros ante cargas laterales. Mientras el muro sin fibras alcanzó una deformación lateral de 3.3% en estado último, los muros con fibras alcanzaron deformaciones en el rango entre 5.1 y 6.1%. Todos los especímenes respondieron en forma dúctil, los muros con fibras alcanzaron ductilidades de desplazamiento en el rango entre 5.6 y 7.9, mientras que el muro sin fibra alcanza una ductilidad de 3.7. Se apreció un comportamiento más dúctil en los especímenes de mayor altura, con mayor capacidad de disipación de energía. Los resultados mostraron que la resistencia a flexión de todos los muros fue mayor que la nominal. No obstante, la resistencia de corte, en todos los casos, fue suficiente para que desarrollaran su capacidad en flexión sin que ocurrieran fallas por corte. La capacidad de disipar energía se incrementó con la cuantía de volumen de fibras.

Con respecto al patrón de agrietamiento, se encontró que las grietas horizontales y diagonales son más estrechas y menos desarrolladas en aquellos especímenes que contienen fibras en comparación con el muro de hormigón construido de manera convencional. En la Figura 3.8 se puede apreciar el patrón de grietas de los muros ensayados en esta investigación.

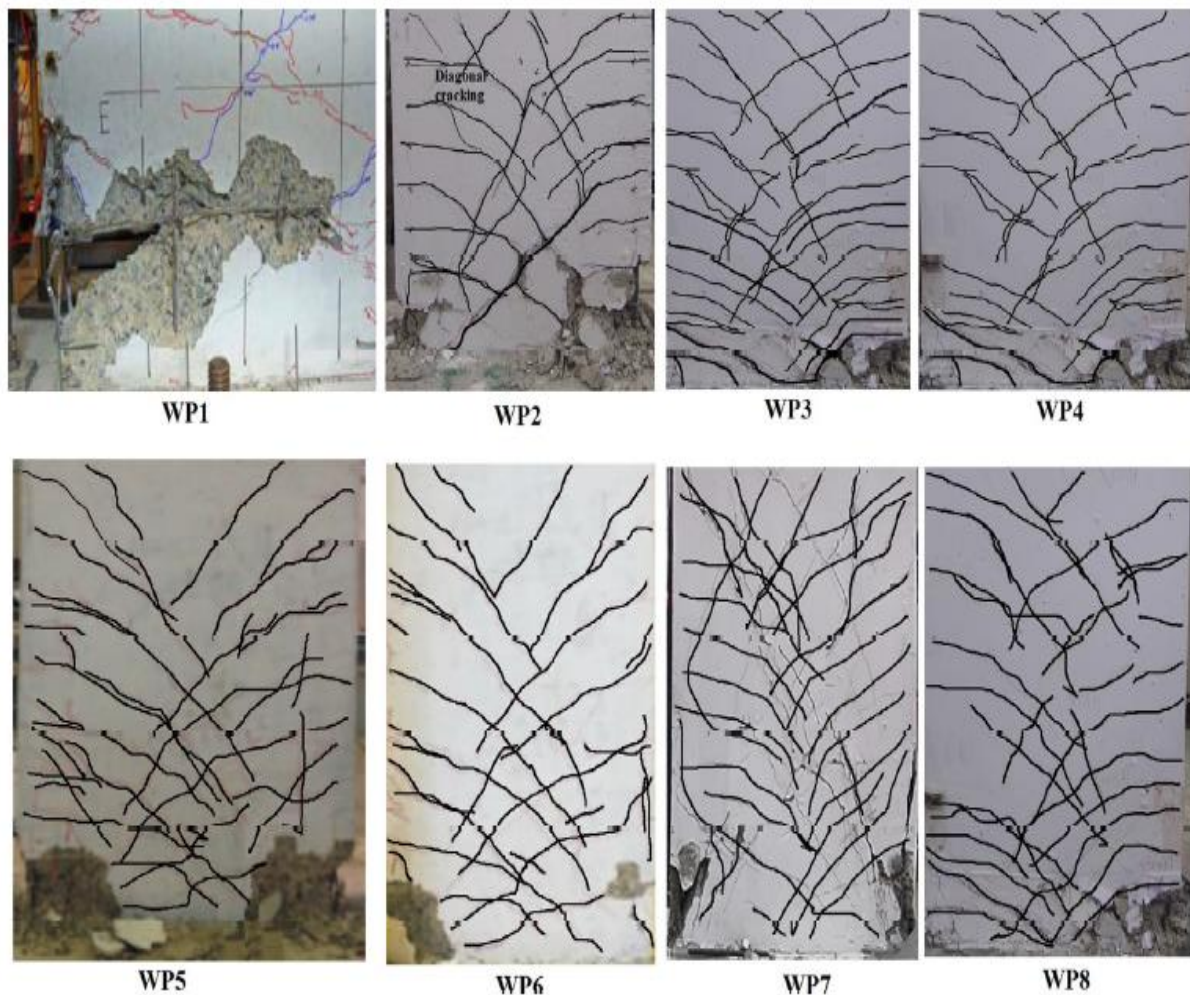


Figura 3.8. Patrón de grietas especímenes ensayados (Babaei et al., 2020)

3.2.2 Uso del refuerzo de fibra para confinar

Se presenta los resultados de estudios experimentales de muros de hormigón armado construidos con FRC, con el objetivo de evaluar la factibilidad de utilizar cuantías de refuerzo de confinamiento menores que las especificadas en la normativa de diseño para muro especiales.

Parra-Montesinos, Canbolat & Jeyaraman (2006) realizaron un estudio experimental para analizar la factibilidad de disminuir, o incluso eliminar completamente, los requerimientos de refuerzo de confinamiento en los elementos de borde de muros de hormigón armado sometidos a altas demandas de ductilidad. Para esto construyeron y ensayaron cuatro muros esbeltos, de sección rectangular de 100x1000 [mm] y de 3450 [mm] de altura entre la base y el nivel de carga. El primer muro (especimen uno) fue construido con hormigón normal y diseñado según las disposiciones del capítulo 21 del ACI318-02 para muros especiales, incluyendo refuerzo de confinamiento en los elementos de borde (estribos cada 25 [mm]). El resto fue construido con hormigón reforzado con fibras en la zona inferior donde se esperaba la rótula plástica. Los muros con FRC tenían el refuerzo de borde y de alma similar al del muro con hormigón normal, mientras que el refuerzo de confinamiento sólo se presenta en uno de los bordes (estribos cada 150 [mm]), con menor cuantía y barras de anclaje en la base. En la Figura 3.9 se puede observar las dimensiones y disposición de la armadura de los muros con FRC ensayados.

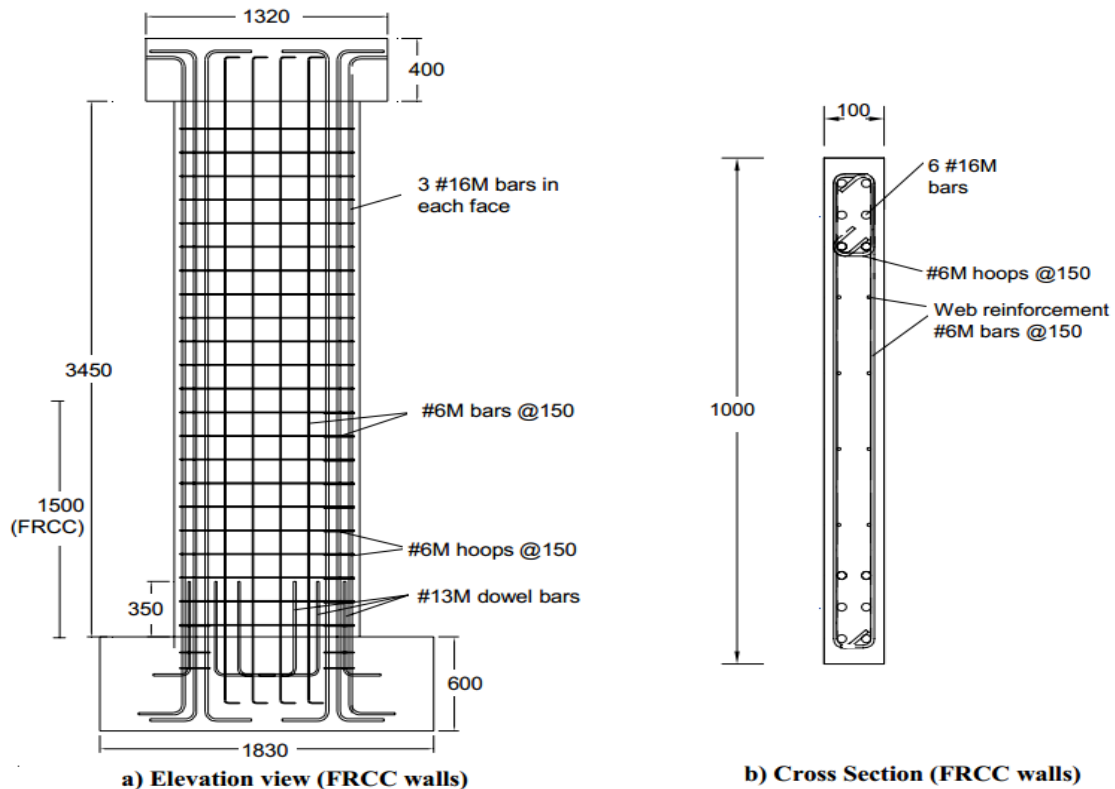


Figura 3.9. Dimensiones y disposición de la armadura muros FRC (Parra-Montesinos et al., 2006)

El hormigón fue reforzado con fibras de acero de distintas formas, con una cuantía volumétrica del 1.5% para los especímenes tres y cuatro, mientras que el espécimen dos tiene una cuantía volumétrica del 2%. Los especímenes fueron ensayados bajo carga lateral cíclica, con una historial de deformaciones laterales en el rango entre 0.25% y 3.5%. En la Figura 3.10 se presentan las curvas de histéresis de los muros ensayados

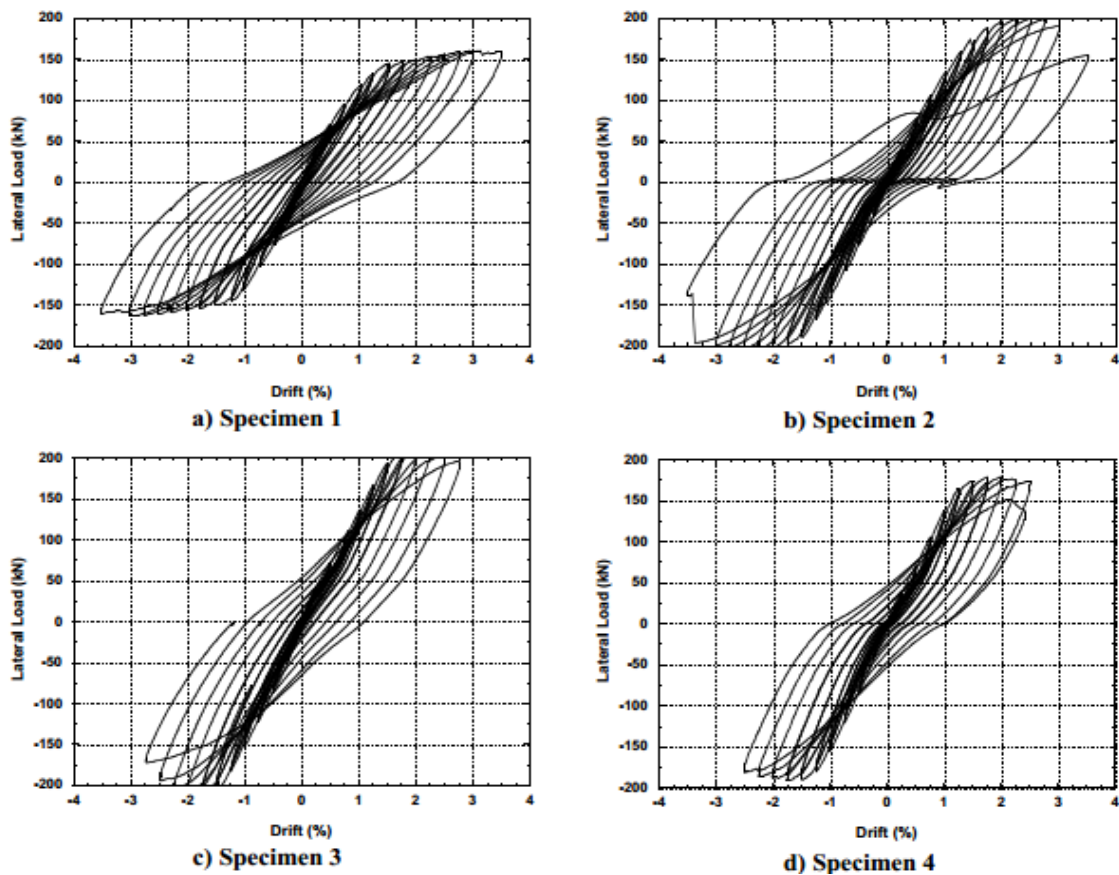


Figura 3.10. Curvas de histéresis especímenes ensayados (Parra-Montesinos et al., 2006)

Los especímenes con FRC mostraron un comportamiento dominado por flexión, con un mayor número de grietas y de menos abertura que en el caso del muro con hormigón normal, alcanzando resistencia y capacidad de deformación aceptables y con mínimo daño por corte al finalizar los ensayos. Los autores concluyen que el uso de cuantía de fibras de acero de 2.0% permitiría la eliminación total del refuerzo de confinamiento en los bordes. Cuantías menores permitirían reducir la cuantía de confinamiento requerida. En la Figura 3.11 se observa el daño producido en el borde no confinado de los especímenes dos y cuatro.

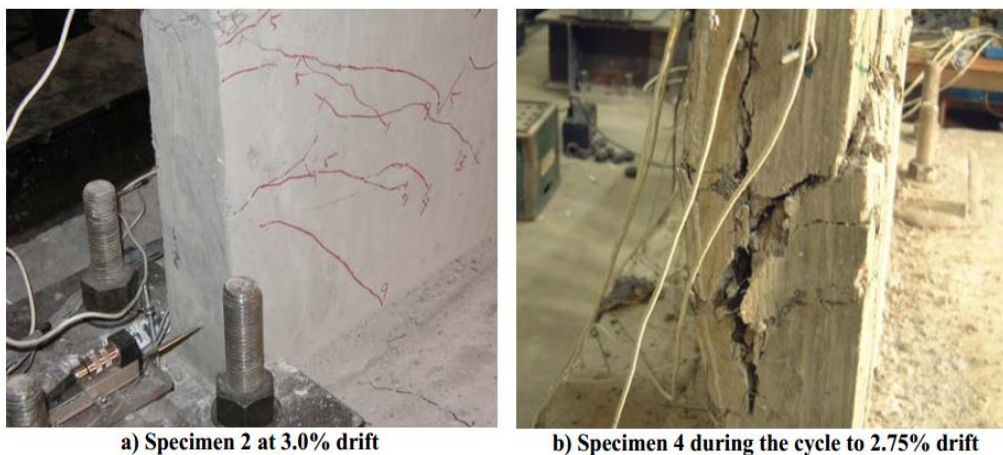


Figura 3.11. Daño en borde no confinado especímenes dos y cuatro (Parra-Montesinos et al., 2006)

Seo, Kim, Truong & Choi (2017) construyeron y ensayaron cinco muros estructurales a escala 2:3, de esbeltez 2.7, contruídos con hormigón reforzado con AMF (amorphous metallic fiber). Las fibras usadas en este estudio, hechas de una aleación de la familia Fe, eran de forma de cinta, de ancho 1.6 [mm], espesor 29 [μm] y longitud 30[mm], resistencia de fluencia de 1700 [MPa] y superficie rugosa. El muro de control no contaba con refuerzo de fibras. Dos de los muros tenían una cuantía volumétrica de fibras del 0.3% y 0.6% para los dos restantes. Todos los muros eran de sección rectangular de 180x1250 [mm] y de 3125 [mm] de altura libre. Todos los especímenes tenían refuerzo longitudinal de borde y de alma (ver Figura 3.12). Para evitar una falla por corte antes de la fluencia por flexión, todos los especímenes contaban con refuerzo de corte horizontal, con barras D10 (diámetro 9.53 [mm]) a una separación de 180 [mm]. El muro de control tenia refuerzo de confinamiento en los bordes, de acuerdo a los requerimientos de la norma coreana para muros especiales. Los muros con fibras tenían refuerzo de confinamiento más espaciado como se puede apreciar en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Propiedades de los especímenes ensayados (Seo et al., 2017)

Especímenes	Unidad	PW1	PW2	PW3	PW4	PW5
Fracción de volumen de fibra (V_f)	[%]	0	0.3	0.3	0.6	0.6
Peso de las fibras (W_f)	[kg/m ³]	0	21.6	21.6	43.2	43.2
Espaciamiento del refuerzo transversal (S_{tr})	[mm]	60	90	120	90	120

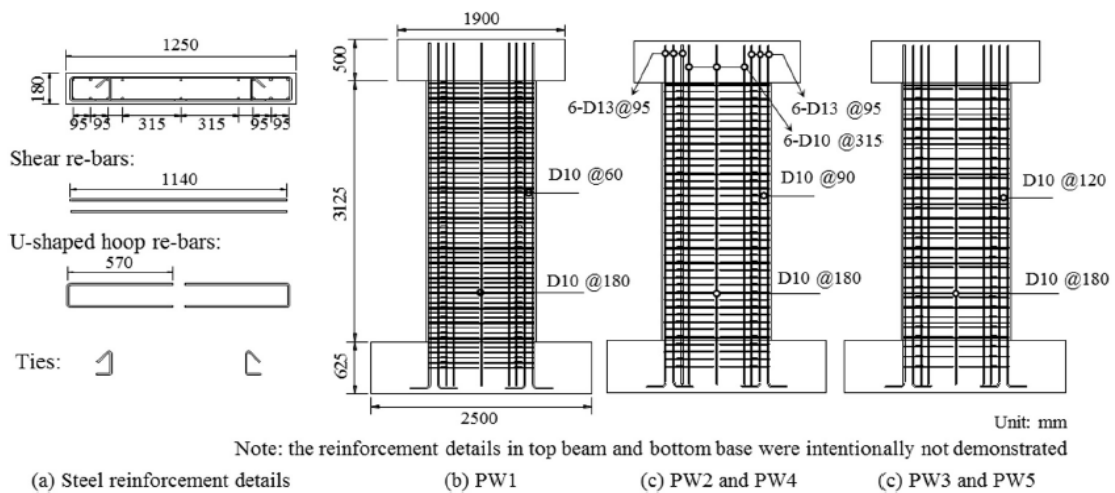


Figura 3.12. Dimensiones y detalles del refuerzo en los especímenes(Seo et al.,2017)

Los especímenes fueron ensayados bajo carga lateral cíclica, combinada con carga axial constante, con el objetivo de estudiar la factibilidad de usar menores cuantías de refuerzo de confinamiento en elementos contruídos con SFRC. Los desplazamientos laterales fueron incrementándose hasta llegar a la falla.

En general, todos los especímenes mostraron comportamiento dúctil, con una resistencia a flexión mayor que la nominal y sin efectos de “pinching” que afectaran la capacidad de disipar energía durante la respuesta (ver Figura 3.13). Mientras la capacidad de desplazamiento del espécimen de control alcanzó a 2.5%, los especímenes con fibras y menos refuerzo convencional de confinamiento alcanzaron entre 2% y 2.2%, siendo mayor la capacidad de aquellos con mayor cuantía de fibras. Los autores concluyeron que una baja fracción de volumen de fibra (0.3%) no afecta de manera significativa la resistencia y la capacidad de disipación de energía de los muros.

Los resultados mostraron una buena correlación entre la evaluación analítica y los valores medidos de la capacidad de desplazamiento de los muros. El análisis se realizó según los principios generales de equilibrio y compatibilidad de deformaciones en las secciones, para las propiedades medidas de los materiales. Respecto al patrón de grietas, para todos los especímenes, las grietas horizontales por flexión se desarrollan primero en los límites a lo largo de la altura del muro y son seguidas por grietas diagonales en el alma. El ancho y la cantidad de grietas diagonales se reduce a según aumenta la cuantía de fibra lo cual se aprecia en la Figura 3.14.

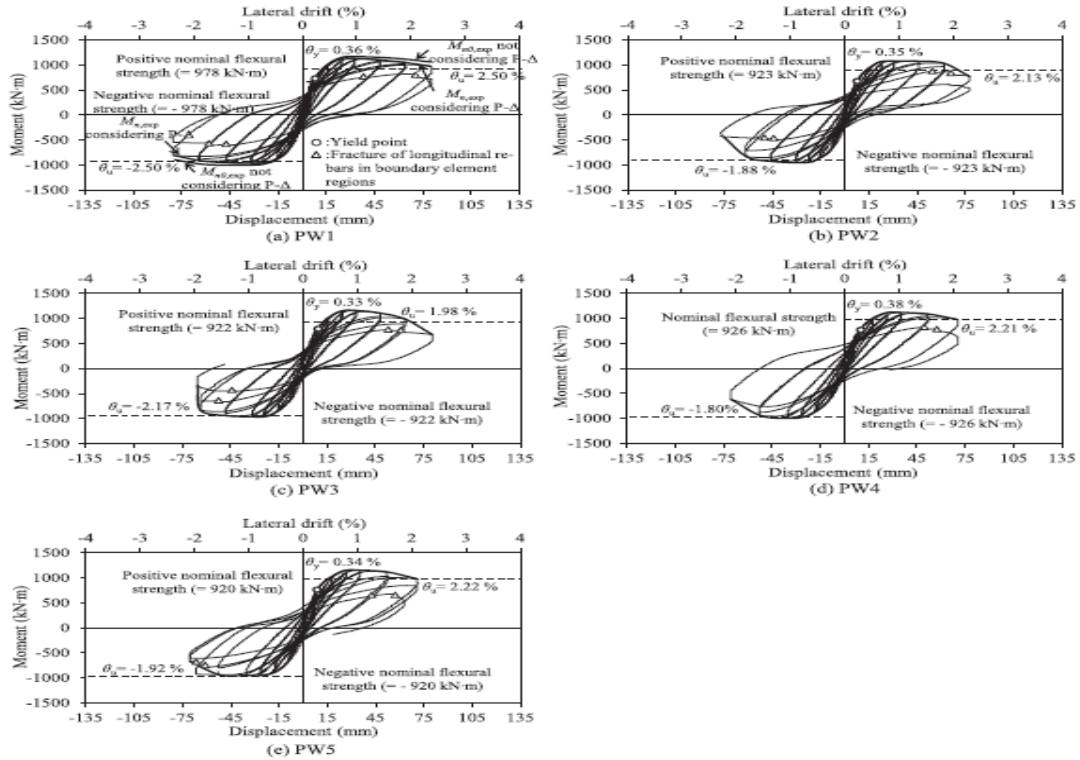


Figura 3.13. Curvas momento-desplazamiento de los muros ensayados(Seo et al.,2017)

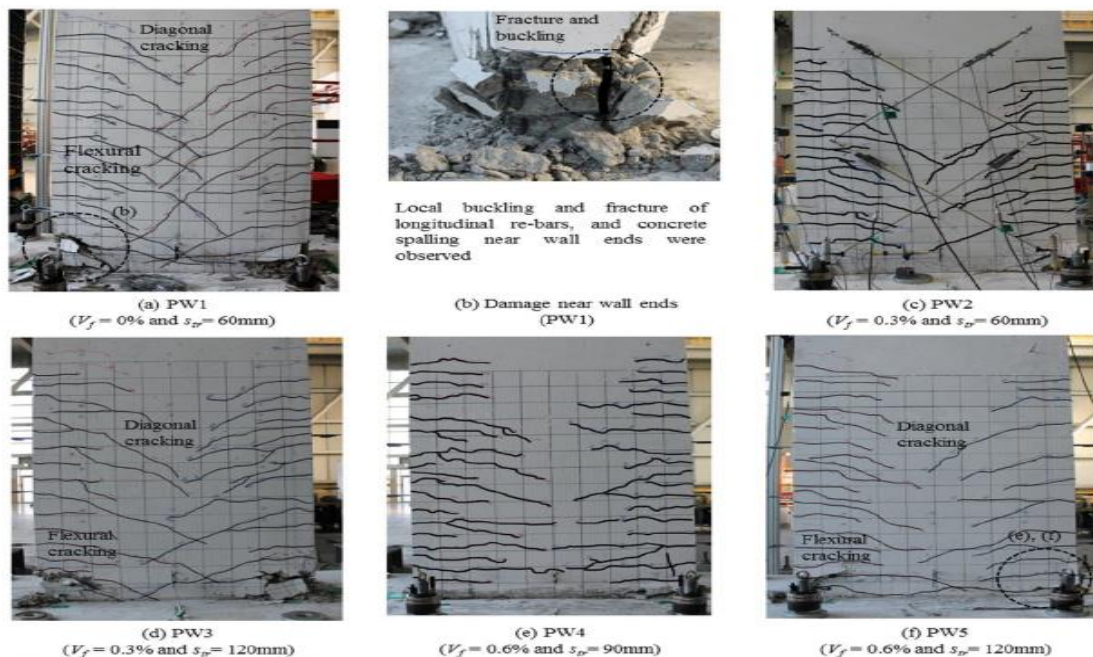


Figura 3.14. Patrones de grietas de los especímenes ensayados (Seo et al.,2017)

3.2.3 Uso del refuerzo de fibra como refuerzo de corte

Se presenta los resultados de estudios experimentales de muros de hormigón armado construidos con FRC, con el objetivo de evaluar la factibilidad de reemplazar, parcial o totalmente, el refuerzo transversal de corte para muros solicitados a demanda sísmica importante.

Dazio, Buzzini & Trüb (2008) realizaron un estudio experimental y numérico sobre la respuesta histerética de tres muros estructurales a escala 1:3, dos de ellos de sección rectangular (W1 y W2) de dimensiones 100x900 [mm], mientras que el tercero de sección compuesta (W3) de las mismas dimensiones. Los muros fueron construidos con HFC (Hybrid Fiber Concrete), matriz de mortero de alta resistencia reforzada con fibras de acero y reforzados sólo con barras longitudinales de diámetros 5.2 [mm] y 12 [mm] y tensión de fluencia entre 503 y 579 [Mpa]. No se consideró refuerzo transversal de corte ni de confinamiento. Para este estudio, el hormigón fue reforzado con fibras de acero de tres tamaños diferentes, con una cuantía total de 3.5 [kg/m³] para el primer muro y de 6.0 [kg/m³] para los dos restantes. En la Figura 3.15 se observa la geometría y disposición del refuerzo longitudinal. Señalar que los muros poseen camisas o “sleeves” incrustadas en la base (sección crítica de los muros), donde el muro W1 posee camisas de plástico, mientras que los muros W2 y W3 son poseen camisas de acero.

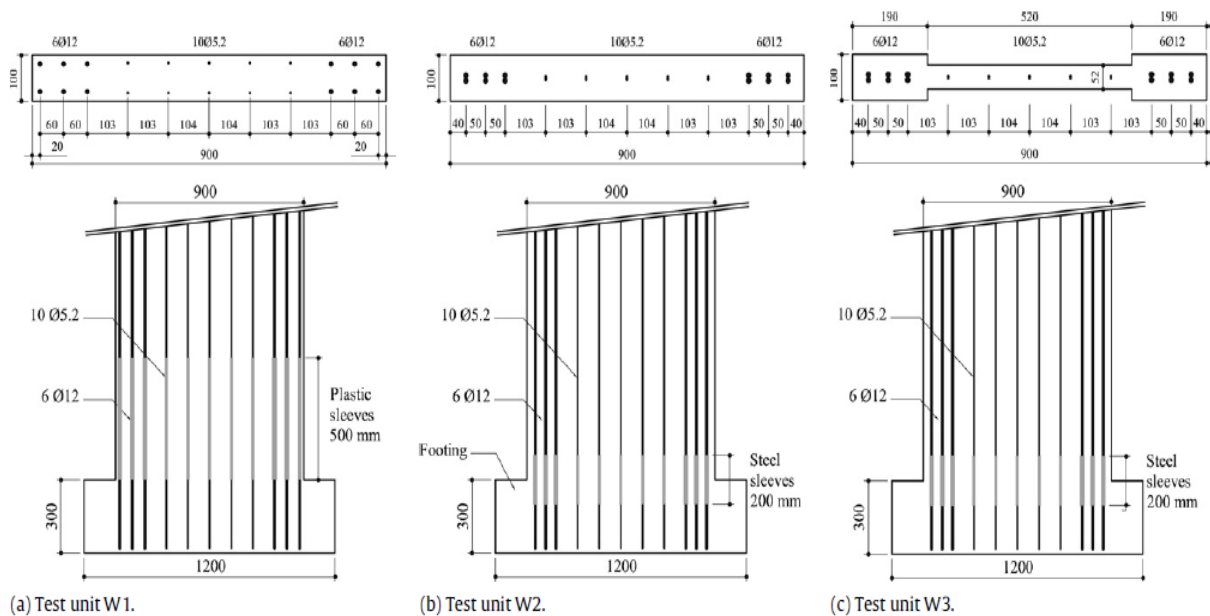


Figura 3.15. Geometría de los muros W1, W2 y W3 (Dazio et al., 2008)

Los especímenes fueron sometidos a una historia de carga lateral cíclica, aplicada a una altura de 2500 [mm] en forma cuasiestática, incrementándose los desplazamientos hasta llegar a la falla. Se aplicó una carga axial constante de 200 [KN].

Los muros fueron capaces de alcanzar ductilidades superiores a 8, con deformaciones laterales entre 3.2 y 4.2% (ver Figura 3.16), lo que es comparable con la capacidad de muros de hormigón armado apropiadamente diseñados y detallados. En todos los casos los muros exhibieron una respuesta de corte bastante satisfactoria (ver Figura 3.17), sin indicios de falla por corte. Los paneles de sección rectangular alcanzaron una tensión de corte de 2.4 [MPa] y el de sección compuesta alcanzó hasta 7.1 [MPa].

Los autores concluyen que es posible construir muros estructurales con HFC sin armadura transversal para corte, confinamiento y soporte de la armadura longitudinal. La capacidad de deformación de los muros HFC se puede mejorar detallando el refuerzo para aumentar la longitud de la rótula plástica y usando recubrimiento apropiado para evitar el pandeo del refuerzo longitudinal.

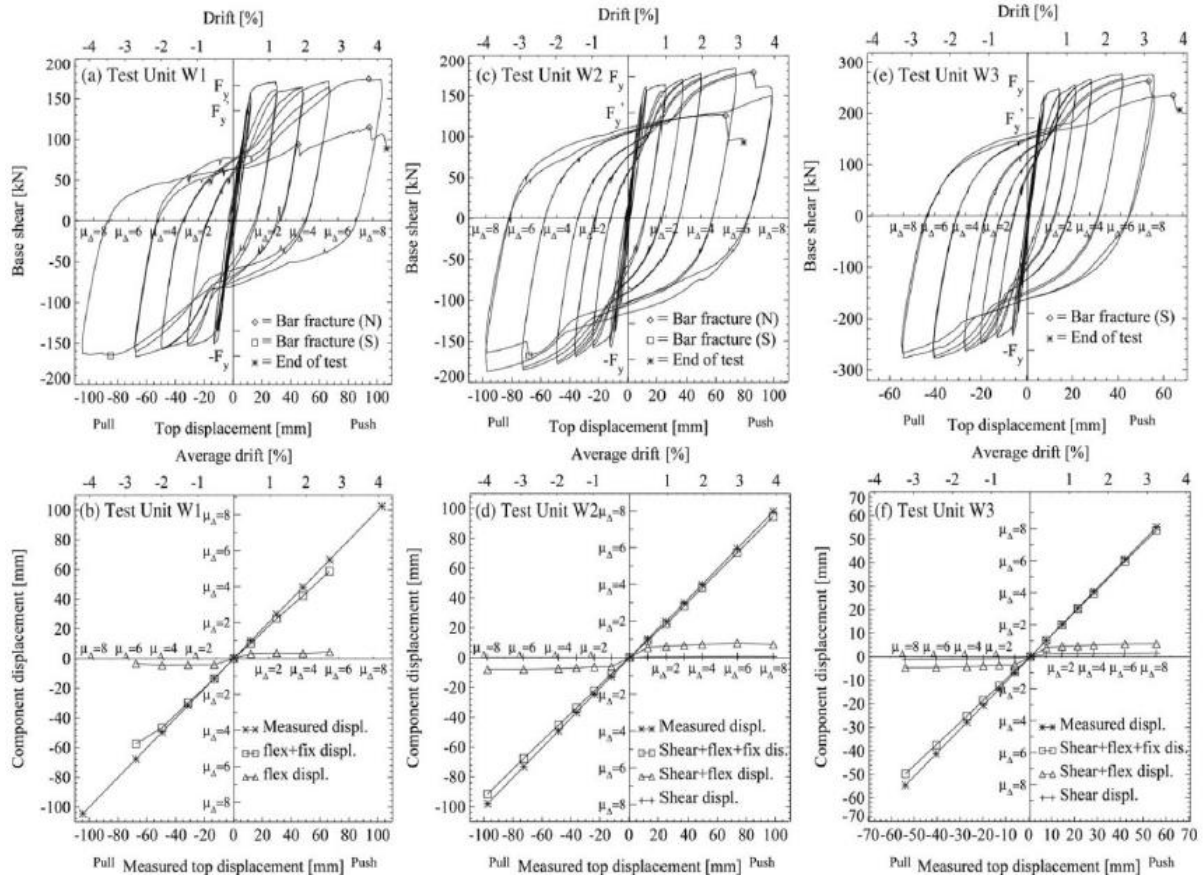


Figura 3.16. Curvas de histéresis muros W1, W2 y W3 (Dazio et al., 2008)

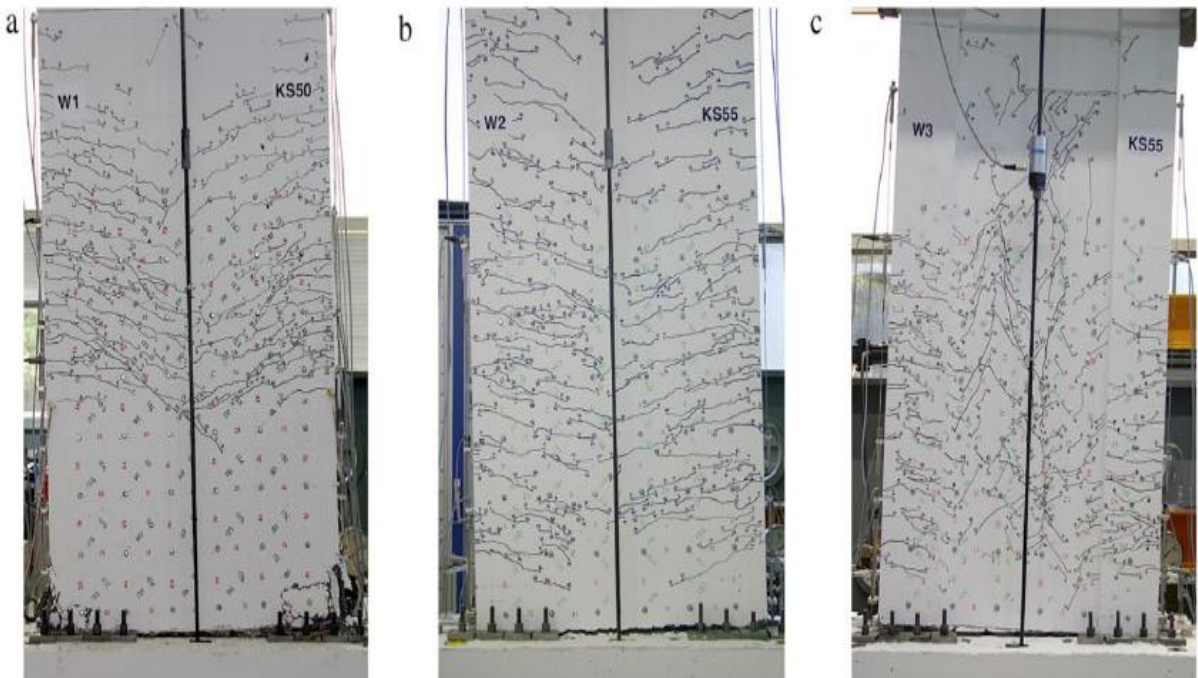


Figura 3.17. Patrón de grietas muros W1, W2 y W3 (Dazio et al., 2008)

Carrillo, Pincheira & Alcocer (2017) presentan los resultados de un estudio experimental de los ensayos en mesa vibradora de seis muros construidos con SFRC, con el objetivo de evaluar la contribución de

las fibras a la resistencia de corte y capacidad de desplazamiento de los muros, así como la posibilidad de reemplazar el refuerzo de alma de los muros por fibras de acero en muros de edificaciones bajas, sometidos a demandas de no linealidad reducidas.

Los muros eran de sección rectangular, de dimensiones 80x1920 [mm], altura libre 1920 [mm], representando modelos a escala 1:1.25 de los muros usuales en construcciones de baja altura. El refuerzo a flexión, consistente en seis barras longitudinales de borde de diámetro 16 [mm], con estribos de diámetro 6 [mm] separados a 180 [mm], fue diseñado con el objetivo que los especímenes desarrollaran falla por corte antes de alcanzar su capacidad en flexión. No se contempló refuerzo en el alma, ni longitudinal ni transversal, excepto barras de anclaje en la base para evitar el deslizamiento. Dos tipos de fibras de acero (nomenclatura 1F y 2F), de esbelteces 63.6 y 80, fueron usadas, con dosificaciones volumétricas de 0.55, 0.75 y 1%. En la Figura 3.18 se muestran las dimensiones de los muros construidos con SFRC y la disposición del refuerzo utilizado.

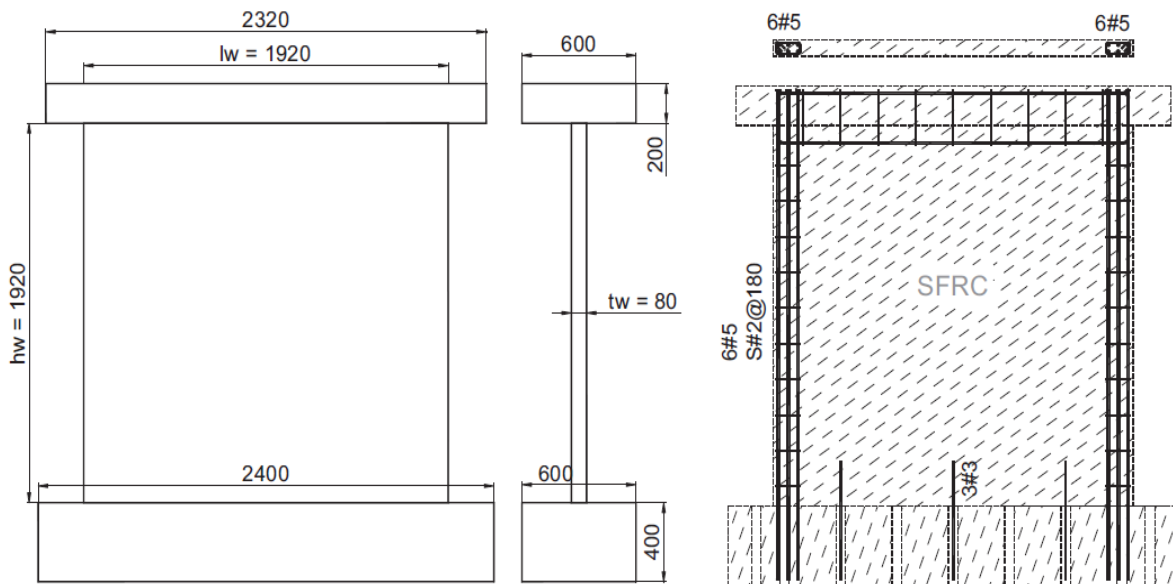


Figura 3.18. Geometría y disposición muros SFRC (Carrillo et al., 2017)

Los muros fueron sometidos a registros de aceleraciones de sismos reales y registros artificiales, los cuales van desde el evento 1 (menor magnitud) al evento 11 (mayor magnitud). Estos fueron utilizados previamente para ensayar una serie de muros con refuerzo convencional.

Todos los muros mostraron un modo de falla por tensión diagonal, repentino y gatillado por la excesiva abertura de una o dos grietas diagonales (ver Figura 3.21). Las curvas de respuesta fueron simétricas y estables, con un evidente marcado efecto de “pinching”, aunque menor que en el caso de los muros convencionales. La capacidad de desplazamiento fue limitada, especialmente en los casos de menor cuantía de fibras, no superando 0.8% de desplazamiento relativo en estos casos, quedando definida por el punto de máxima resistencia de corte. Los muros con cuantías mayores de fibras alcanzaron deformaciones cercanas a 1%. La respuesta histerética de los muros con fibra tipo 1F y 2F se observa en las Figura 3.19 y Figura 3.20 respectivamente.

Los autores concluyen que los muros construidos con SFRC muestran un desempeño sísmico comparable al de los muros convencionales, en términos de resistencia y capacidad de deformación.

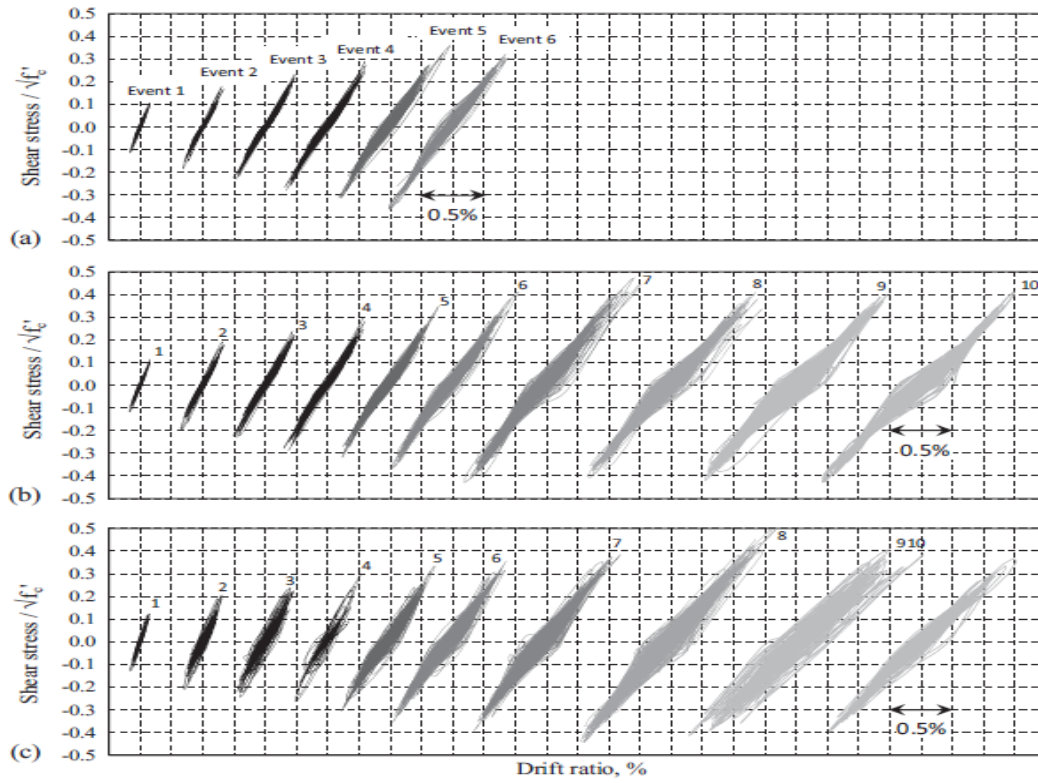


Figura 3.19. Respuesta histerética para muros con fibra tipo 1F (a) MC1F0.55, (b) MC1F0.75 y (c) MC1F1.00 (Carrillo et al., 2017)

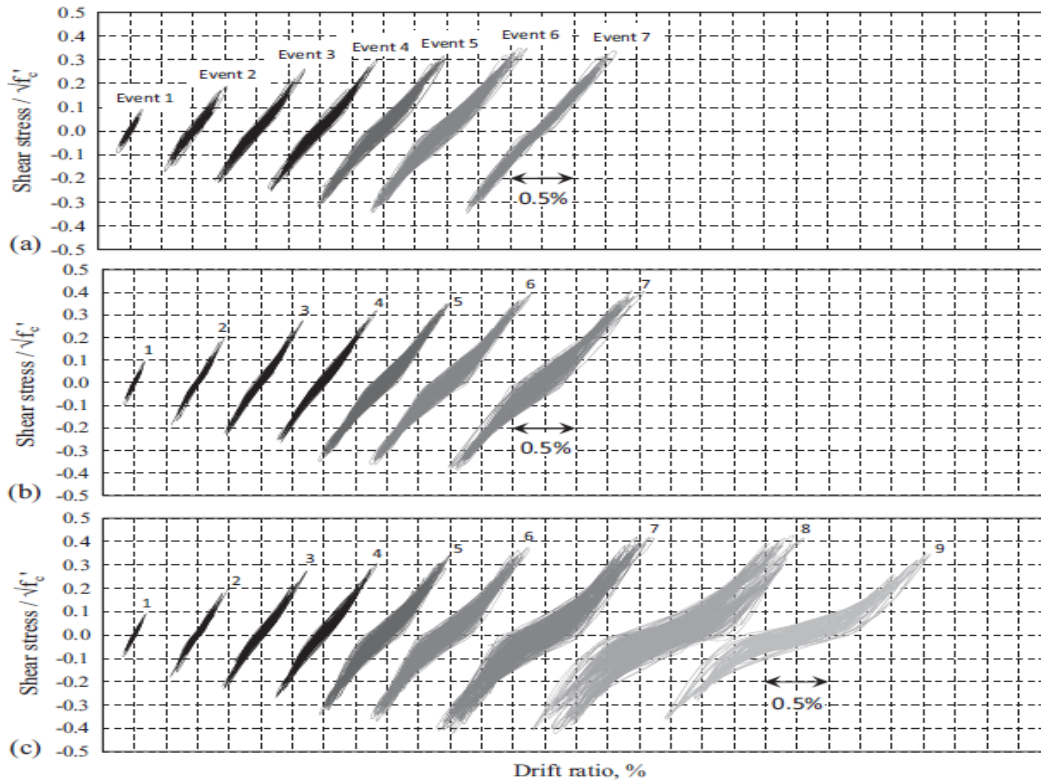


Figura 3.20. Respuesta histerética para muros con fibra tipo 2F (a) MC2F0.55, (b) MC2F0.75 y (c) MC2F1.00 (Carrillo et al., 2017)

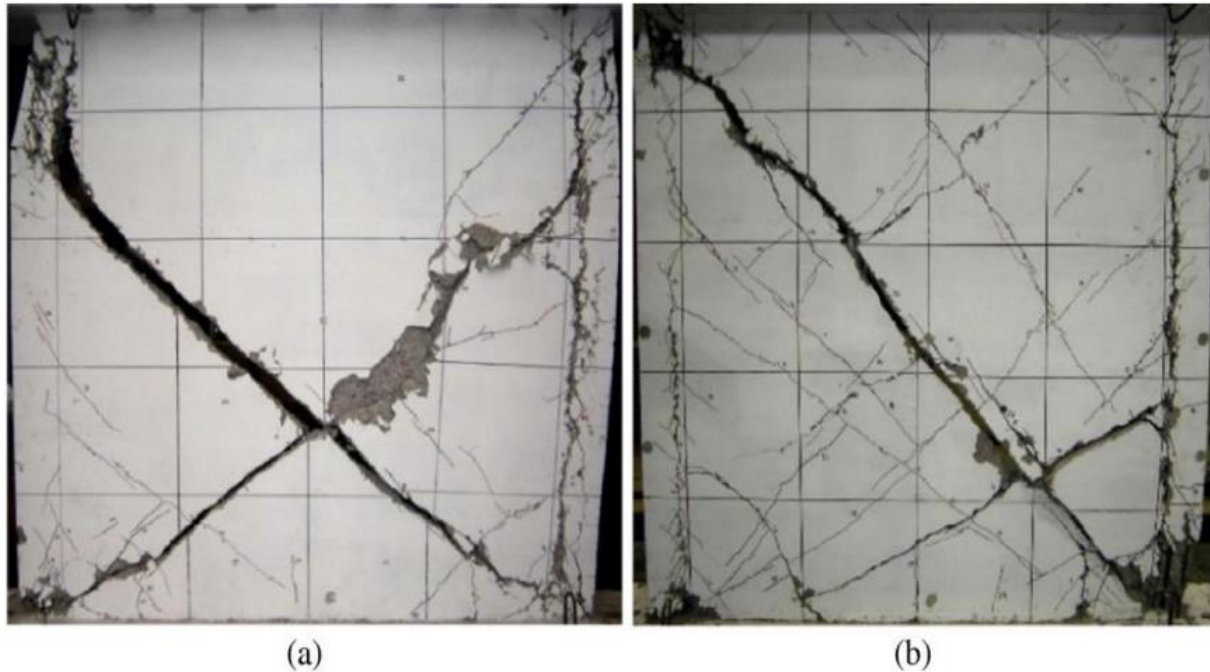


Figura 3.21. Patrones de grietas en la falla de los muros (a) MC1F1.00 y (b) MC2F1.00 (Carrillo et al., 2017)

En los trabajos de Correal et al. (2017) y Correal et al. (2022) se presenta los resultados de estudios sobre la factibilidad de utilizar muros estructurales de FRC, como sistema industrializado, en edificaciones de baja altura de uno a tres pisos, como alternativa a soluciones de albañilería. En ambas investigaciones se construyeron y ensayaron en forma cuasi-estática una serie de muros sección I, a escala real, sometidos a solicitaciones cíclicas en su plano. Dicha sección era 2300 [mm] de longitud y 100 [mm] de espesor de alma, de altura libre 2300 [mm] y alas en ambos extremos de la sección de 100x700 [mm]. La cantidad de muros ensayados en los trabajo de Correal et al. (2017) y Correal et al. (2022) fueron tres y ocho respectivamente. Para el estudio de Correal et al. (2017) el primer muro que es el de control (E00) es reforzado de manera convencional, con una malla soldada como refuerzo en el alma y sin refuerzo de borde, los demás muros (E01 y E02) son reforzados con hormigón con fibra de acero con una esbeltez de 80 y dosificación de 30 [kg/m³] , y sin refuerzo de alma, excepto barras de anclaje en la base para controlar el deslizamiento y refuerzo de longitudinal en el borde. El estudio de Correal et al. (2022) al igual que el estudio anterior el primer muro de control (RC) posee similares disposiciones de refuerzo, tres muros fueron reforzados con fibra de acero (SF1 a SF3) con una esbeltez de 80 y una cuantía volumétrica entre 0.26 a 0.98%. Mientras que los muros restantes (HF1 a HF4) fueron reforzados con fibras híbridas con cuantías entre 0.67 y 1.26%. En ambas investigación los muros reforzados con fibra no cuentan con refuerzo convencional en el alma, excepto las barras de anclaje y refuerzo longitudinal de borde. En especímenes de ambos estudios fueron diseñados para desarrollar modos de falla de flexión o corte. En todos los casos se consideró refuerzo transversal en los elementos de borde. En la Figura 3.22 se observa la geometría y disposición de refuerzo en los muros reforzados con fibra utilizados en el estudio de Correal et al. (2022). Misma sección y similar disposición de refuerzo utilizan Correal et al. (2017).

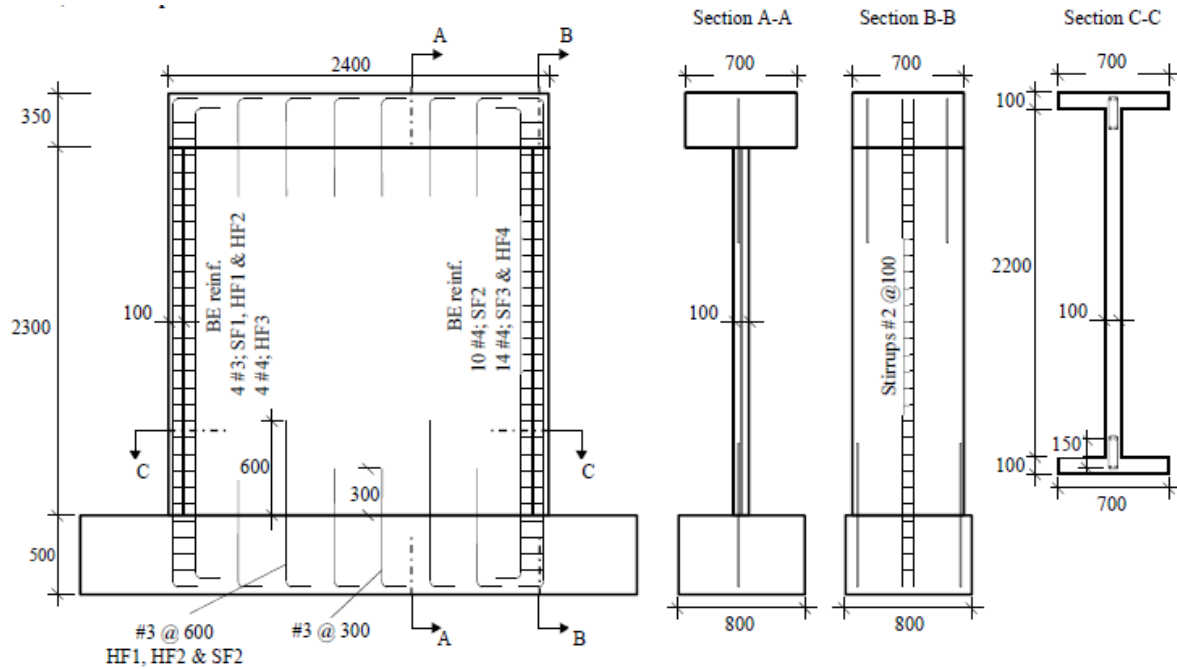


Figura 3.22. Geometría y disposición de refuerzo muros reforzados con fibras (Correal et al., 2022)

Los muros en ambos estudios fueron sometidos a un protocolo de cargas que consisten en series de desplazamientos crecientes, hasta alcanzar una pérdida de resistencia del 20% del máximo de carga. Los muros reforzados con fibra con baja cuantía de refuerzo longitudinal y con barras de anclajes con una longitud de 300 [mm] por sobre la base, mostraron un patrón de falla iniciado por grietas horizontales en los bordes del muro, que progresaron hacia el centro de la sección, generando una falla por deslizamiento entre las partes del muro posterior a la fluencia del refuerzo longitudinal (ver Figura 3.23(b) y Figura 3.24(b)). Los muros antes señalados alcanzaron deformaciones en el rango entre 0.10 a 0.11%. Este modo de falla se solucionó en el estudio de Correal et al. (2022), haciendo que las longitudes de las barras de anclaje fuera variando entre 300 a 600 [mm] en la longitud de los muros.

El muro reforzado con fibras con mayor refuerzo longitudinal de borde en el espécimen de Correal et al. (2017) mostro grietas diagonales importantes durante todo el ensayo, siendo una falla dominada por corte. El muro E01 mostro una resistencia similar al muro reforzado de manera convencional mientras que el muro E02 mostro una resistencia superior. En la Figura 3.23 se pueden ver las curvas de histéresis y el patrón de agrietamiento de los muros ensayados por Correal et al. (2017).

En los especímenes de Correal et al. (2022) los especímenes con alta cuantía de fibras mostraron una falla dominada por tensión diagonal. La resistencia alcanzada es similar a la del espécimen con refuerzo convencional y la deformación alcanzada estuvo en el rango entre 0.1 a 0.34% en el máximo de la curva. Los muros con alta cuantía de refuerzo longitudinal mostraron una falla por corte, con grietas diagonales significativas e importante efecto de “pinching” en los ciclos de la respuesta. Todos estos especímenes alcanzaron a desarrollar la capacidad de corte esperada, con tensiones de corte máximas de $0.45\sqrt{f'_c}$ en promedio y deformaciones en el rango entre 0.46 a 0.57% en el máximo de la curva. En la Figura 3.24 se puede observar las curvas de histéresis y el patrón de agrietamiento de los especímenes ensayados por Correal et al. (2022).

Los autores en ambas investigaciones concluyen que los muros construidos con FRC muestran una respuesta satisfactoria en sus capacidades de carga y desplazamiento, para la demanda estimada de los análisis no lineales de estructuras bajas.

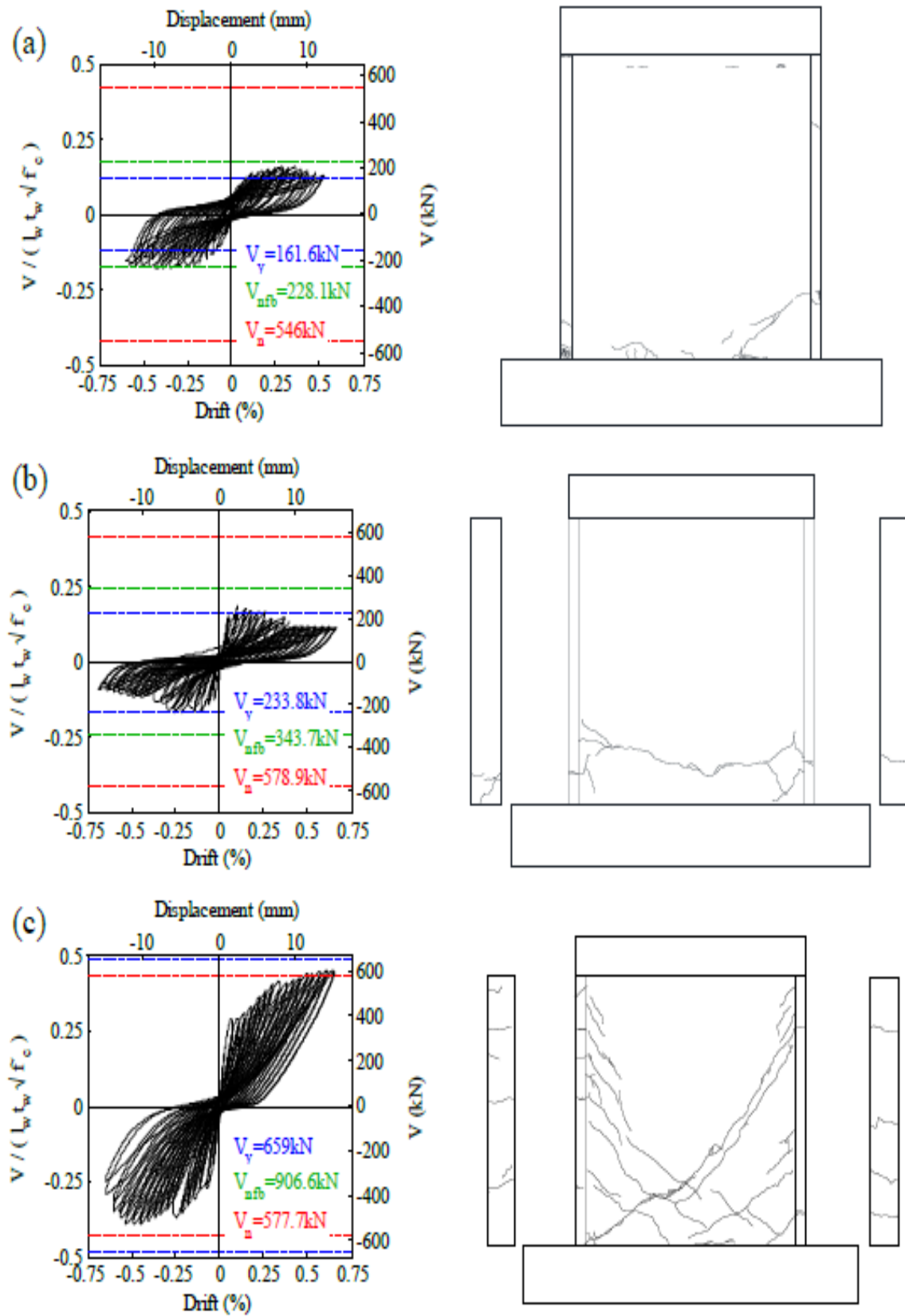


Figura 3.23. Curvas de histéresis y patrón de agrietamiento (Correal et al., 2017)

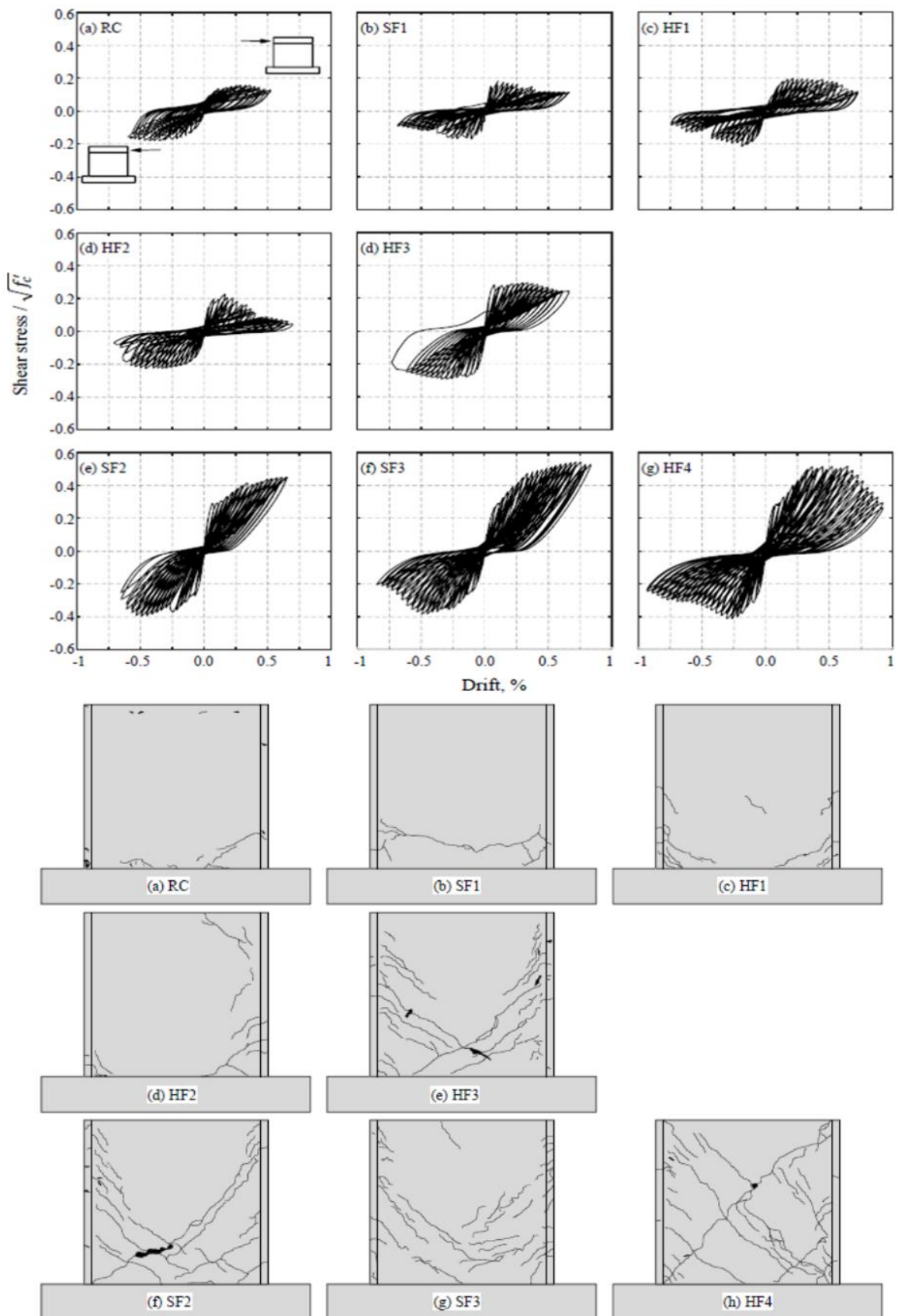


Figura 3.24. Curvas de histéresis y patrón de agrietamiento (Correal et al., 2022)

3.3 Muros ICF

Dusicka & Werner (2012) estudiaron experimentalmente estrategias para mejorar el comportamiento de muros ICF tipo “screen grid” (SGICF) sometidos a solicitaciones cíclicas. Para esto sometieron a ensayos de corte en su plano a una serie de paneles construidos con dos tipos de boques. Con los primeros, de poliestireno, conformaron paneles de 813x1219 [mm], de espesor 254 [mm]. Los núcleos, verticales y horizontales, eran de sección circular de 152 [mm] de diámetro, separados a 406 [mm] en ambas direcciones. Por las dimensiones del marco de carga los bloques debieron ser cortados, quedando de 813x902 [mm] del mismo espesor, se disminuyó la sección transversal pero se mantuvo la cantidad de núcleos verticales y horizontales. El segundo tipo de bloques eran de madera reciclada, formando un panel de 610x813 [mm], de espesor 203 [mm], con núcleos de sección rectangular en ambas direcciones. En ambos casos se consideró una barra de refuerzo convencional en cada núcleo en ambas direcciones. A efectos de mejorar su comportamiento, se consideró una primera alternativa de insertar una malla de alambre en las aberturas antes de hormigonar y una segunda de utilizar hormigón reforzado con fibras de polivinilo de 8 [mm] de longitud, con una cuantía volumétrica de 2%. Los paneles fueron sometidos a una historia de carga lateral con deformaciones en el rango entre 0.04 y 10%. En la Figura 3.25 se muestra un esquema y la sección transversal de los bloques utilizados.

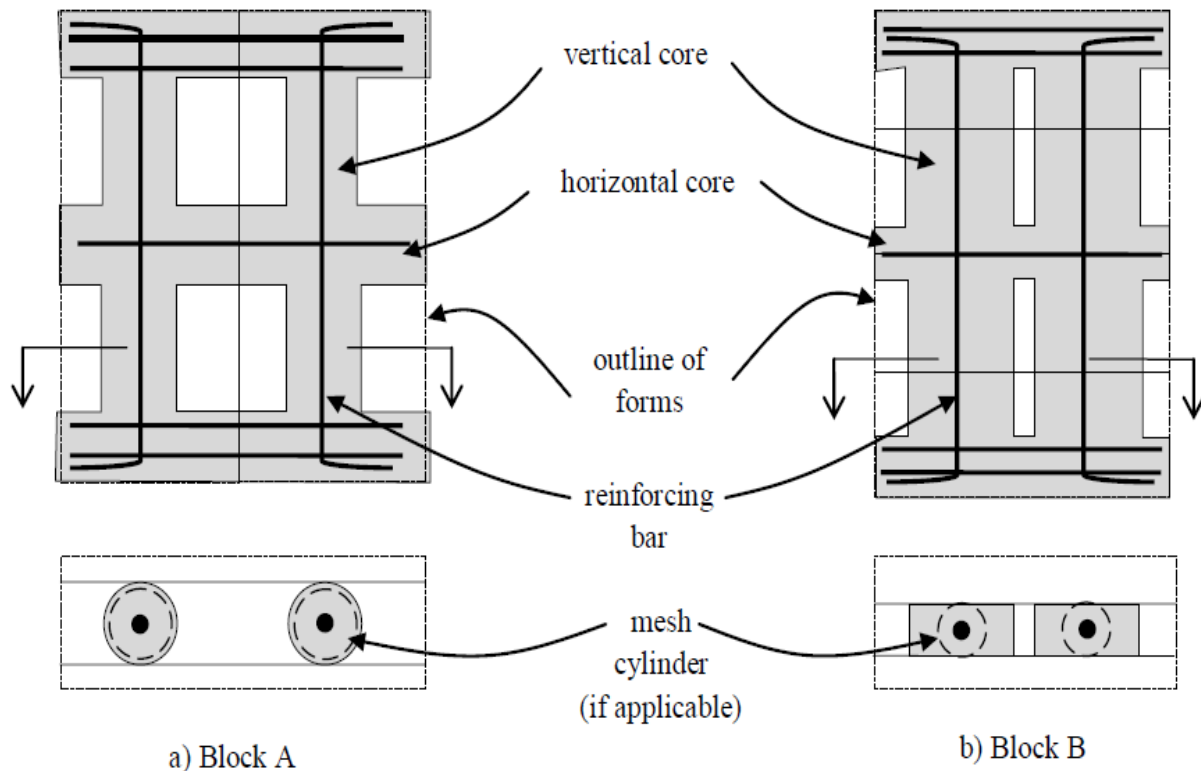


Figura 3.25. Esquema especímenes ensayados (Dusicka & Werner ,2012)

En los especímenes construidos con hormigón con fibra no se notarán fisuras asociadas al corte y ni rotura última de la probeta.

Los resultados de los ensayos mostraron que el refuerzo de fibras fue bastante efectivo en aumentar la resistencia de corte del hormigón para ambos tipos de bloques, mostrando además grandes deformaciones inelásticas. El refuerzo de malla de alambre probó ser efectivo sólo en el caso de los núcleos de sección circular. No se pudo verificar el caso de los núcleos de sección rectangular por una inesperada falla de los apoyos. En la Figura 3.26 se muestran las curvas de histeresis de los especímenes construidos con los bloques A y B.

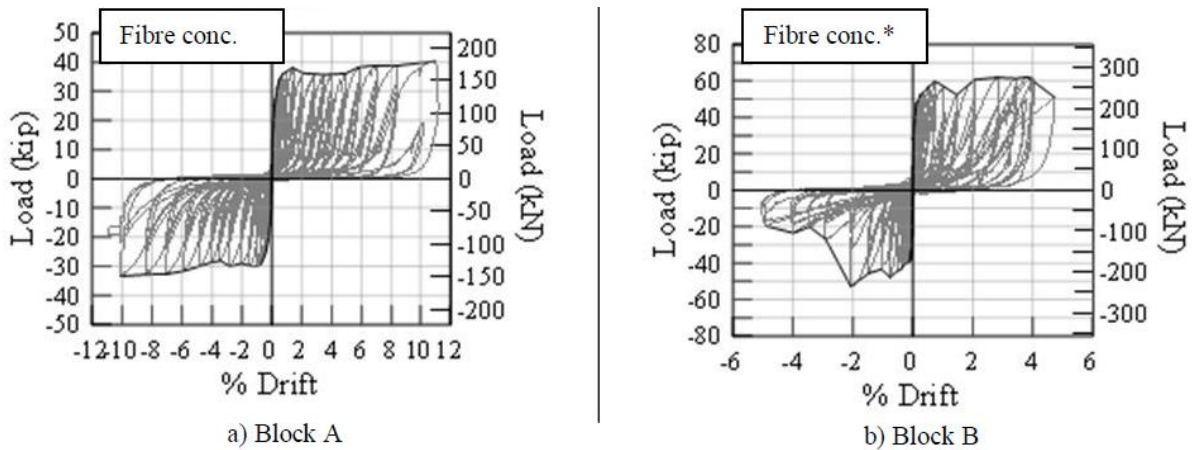


Figura 3.26. Curvas de histéresis muros reforzados con fibra (Dusicka & Werner, 2012)

Mohammed & Dusicka (2018) realizaron ensayos en mesa vibratoria de dos muros ICF tipo Screen Grid (SGICF) a escala real, uno de los cuales uno fue construido con hormigón simple (Wall-1) y el otro muro con hormigón reforzado con fibras de acero (Wall-2), con el objeto de estudiar la influencia del refuerzo de fibras sobre la respuesta sísmica. Ambos muros eran similares, de esbeltez (H/L) 1.35, contruidos con bloques de 1219x406x254 [mm], con nucleos verticales y horizontales de 152 [mm] de diámetro, cada uno con una barra No. 13 de refuerzo, en la Figura 3.27 se muestra la geometría y disposición del refuerzo usado por los autores.

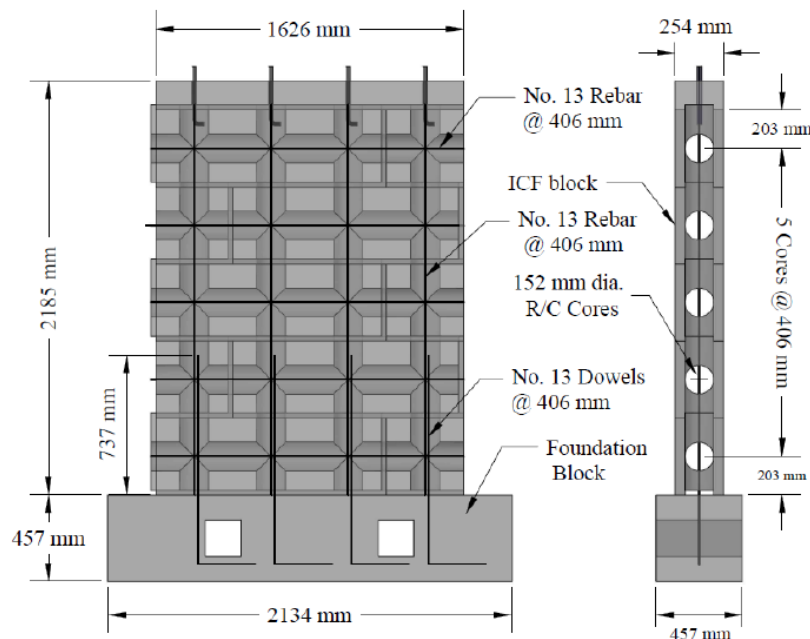


Figura 3.27. Geometría y disposición de refuerzo muros SCICF (Mohammed& Dusicka, 2018)

El registro del sismo de Imperial Valley fue usado como sollicitación, escalándose gradualmente la aceleración para observar tanto la respuesta lineal como no lineal. Ambos muros alcanzaron un desplazamiento relativo sobre 2.5%. No obstante, debido a problemas constructivos, el muro construido con FRC mostró menor resistencia y una respuesta no representativa. Lo cual se evidencia en las curvas de histéresis (ver Figura 3.29) y en las fotos tomadas al espécimen posterior al ensayo como se muestra en la Figura 3.28.



Figura 3.28. Falta de consolidación espécimen Wall-2 (Mohammed& Dusicka, 2018)

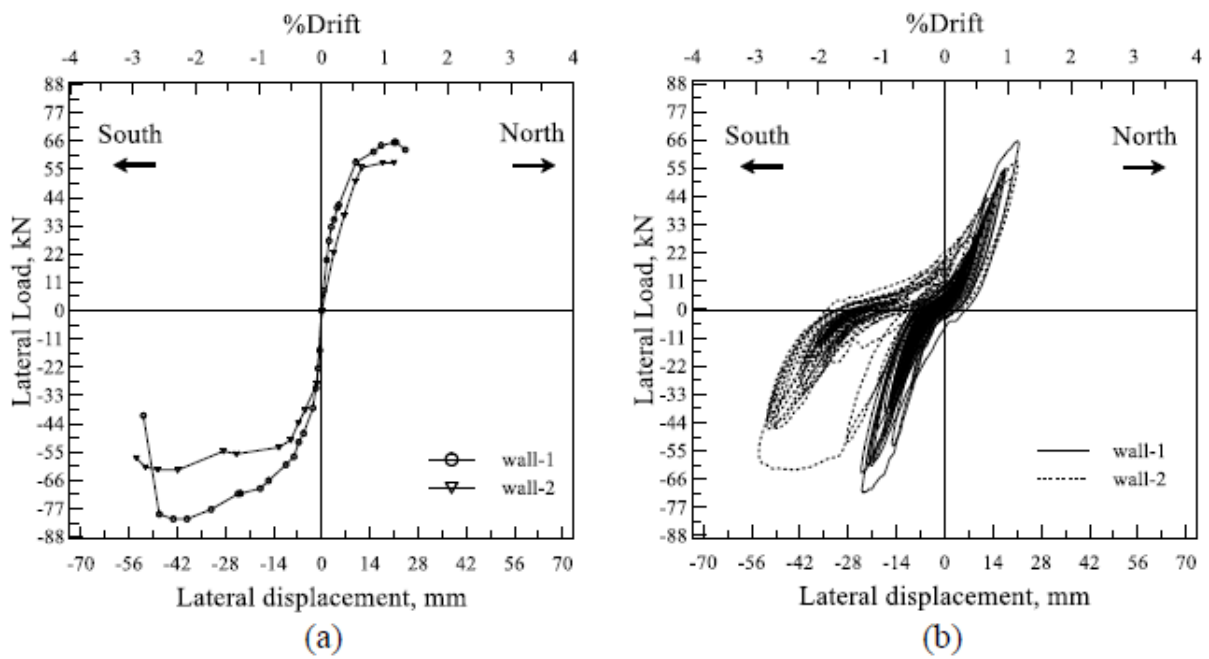


Figura 3.29. Comparación de los resultados Wal1-1 y Wall-2 (Mohammed& Dusicka, 2018)

Capítulo 4

4 Resultados experimentales

4.1 General

En este capítulo se presenta la descripción de los especímenes y los resultados de los ensayos de los muros ICF reforzados con fibras, los cuales se llevaron a cabo en la Universidad Técnica Federico Santa María como parte de un proyecto FONDEF.

Los resultados de cada uno de los ensayos se presentan en términos de una bitácora con la descripción de los eventos observados, fotografías, historial de carga-desplazamiento, envolvente y comentarios. Dando especial relevancia al modo de falla observado.

4.2 Propiedades de los materiales

4.2.1 Hormigón

El hormigón especificado para la construcción de los cuatro muros corresponde a un H-20 con un 90% de nivel de confianza. Para evaluar la resistencia del hormigón se tomaron probetas cilíndricas de 15 [cm] de diámetro y 30 [cm] de altura. Estas se ensayaron los días de los ensayos de los muros. Además, en el caso del muro FC1-S3 y FC2-S3, las probetas se ensayaron juntas, un día posterior al ensayo del muro FC1-S3 y 3 días antes del ensayo del muro FC2-S3. Los resultados se muestran en la Tabla 4.1. Cabe señalar que cada probeta cilíndrica contiene fibras.

Tabla 4.1. Propiedades mecánicas del hormigón

Muro	Etapa/Fecha	f ' c [kg/cm²]					f ' c [kg/cm²]
		Probetas cilíndricas					
		Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3	Probeta 4	Probeta 5	
FP1-S3	Ensayo/22-02-2012	196.3	254.8	212.0	-	-	221.0
FP2-S3	Ensayo/01-03-2012	199.0	238.0	-	-	-	218.5
FC1-S3	09-03-2012	211.1	-	196.9	262.6	264.2	233.7
FC2-S3							

Cuando se agregan las fibras al hormigón en estado fresco pierde trabajabilidad, dificultando su mezclado, transporte y posterior vaciado. Para mejorar la trabajabilidad del hormigón con fibras se agrega un aditivo llamado Viscocrete, el cual permite darle una mayor fluidez y cohesión a la mezcla sin alterar sus propiedades mecánicas.

La dosificación utilizada para los especímenes (muros) se muestra en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Dosificación utilizada para los especímenes

Componente	Cantidad
Gravilla	600 [kg/m ³]
Arena	1060 [kg/m ³]
Cemento	400 [kg/m ³]
Pumacita	100 [kg/m ³]
Fibra de polipropileno	5 [kg/m ³]
Fibras de acero	40 [kg/m ³]
Viscocrete	1.4% (c/r a masa de cemento)

4.2.2 Fibras

Las fibras de acero con bajo contenido de carbono corresponden al tipo de fibra Hooked-end. Donde el nombre del producto es RC-65/35-BN de Dramix. Dicho producto es una fibra de alambre estirado en frío, con extremos conformados y encolado en peines. Las propiedades y la fibra utilizada en los muros FC1-S3 y FC2-S3 se muestran Tabla 4.3 y Figura 4.1.

Tabla 4.3. Propiedades fibras de acero

Propiedades fibras de acero	Valor
Longitud	35[mm]
Diámetro	0.55[mm]
Aspecto o esbeltez	64[-]
Resistencia a tracción	1,100 [Mpa]
Fibras por kilo	14,500 [fibras/kg]
Gravedad específica	7.8



Figura 4.1. Fibras de acero RC-65/35-BN

Las fibras de polipropileno utilizadas corresponden al producto BarChip48 de la empresa EPC (Elasto Plastic Concrete), que es una fibra sintética estructural de relieve continuo, de fácil uso, alta durabilidad y rendimiento de servicio. En la Tabla 4.4 se muestran las propiedades de las fibras de polipropileno, mientras que en la Figura 4.2 se muestran las fibras de polipropileno usadas.

Tabla 4.4. Propiedades fibras de polipropileno

Propiedades fibras de polipropileno	Valor
Longitud	48[mm]
Diámetro	0.72[mm]
Aspecto o esbeltez	67[-]
Resistencia a tracción	640 [Mpa]
Fibras por kilo	59,500 [fibras/kg]
Gravedad específica	0.90-0.92
Módulo de elasticidad	10[Gpa]
Punto de fusión	159 °C-179°C
Punto de combustión	Mayor a 450°C



Figura 4.2.Fibras de polipropileno Barchip 48

4.3 Descripción de los especímenes

4.3.1 Bloques ICF

Los muros ICF tipo Screen Grid fueron construidos con moldajes cuyo nombre comercial es “Exacta 25” los cuales forman un panel reticulado conformado por pilares y viguetas de sección rectangular. En la Figura 4.3 se puede ver el tipo de moldaje junto con sus dimensiones.

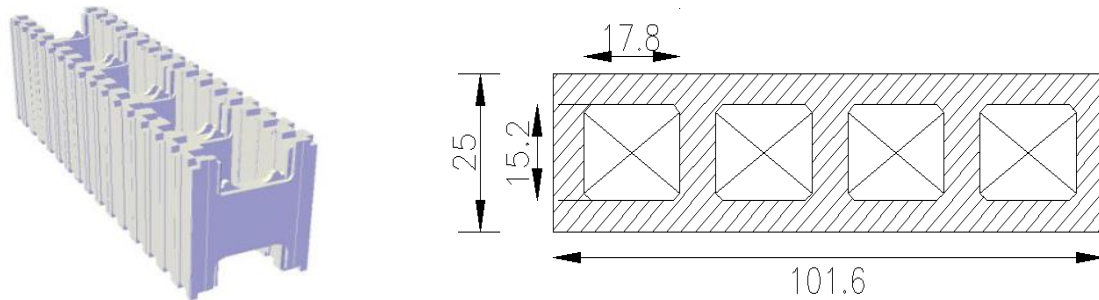


Figura 4.3. Moldajes Exacta 25

4.3.2 Muros

Cada muro se construyó con un arreglo de 7 moldes, generando una sección de 101.6 [cm] de longitud y una altura de muro de 213.5 [cm], con una viga superior de 20 [cm] (ver Figura 4.4), dando una altura total de muro de 233.5 [cm]. Los moldes originan un empujamiento de 4 elementos verticales por 7 elementos horizontales. Los elementos verticales o pilares tienen una sección transversal de 17.8x15.2 [cm], mientras que los elementos horizontales o viguetas tienen una sección transversal de 15.5x15.2 [cm]. La esbeltez de los muros es 2.36. El detalle de la geometría de la base, los bloques y la forma del empujamiento se muestran en la Figura 4.4.

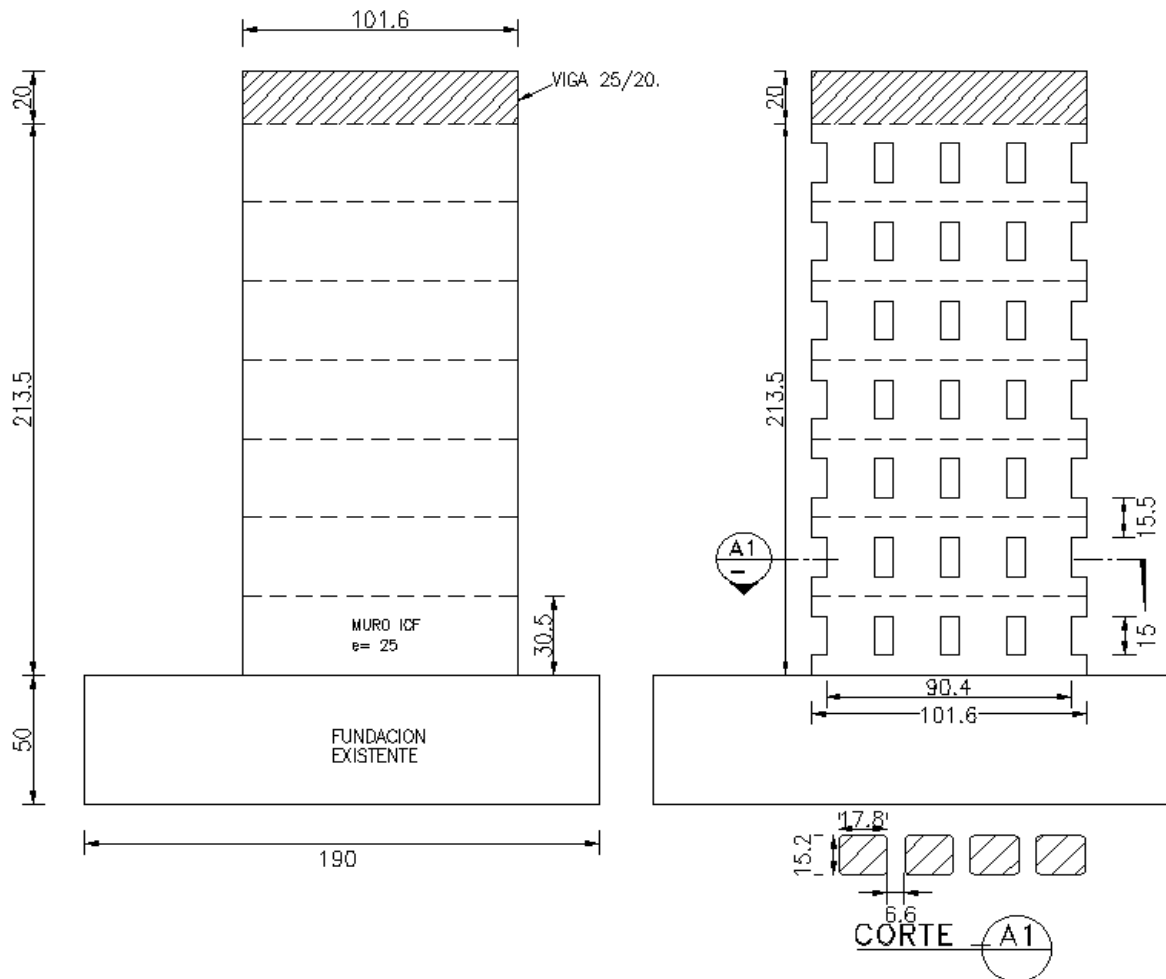


Figura 4.4. Dimensiones de los elementos y forma del empujamiento

Dos de los muros se construyeron con hormigón reforzado con fibras de acero y dos con fibras de polipropileno. No se consideró refuerzo convencional, excepto en las uniones del panel con la fundación y con la viga de carga. En el caso de la fundación, los insertos fueron colocados en cada uno de los núcleos verticales, con la intención de evitar una falla temprana por deslizamiento entre el hormigón con fibras del panel y el hormigón sin fibras de la fundación, a efectos de lograr una correcta transferencia de corte entre ambos elementos. En el caso de la viga superior, se adoptó la misma solución, aun cuando este elemento fue construido con el mismo hormigón con fibras del muro. El detalle de estos refuerzos se muestra en la Figura 4.5 y Figura 4.6. En la fundación, los insertos son de diámetro 18 y 22 [mm], de una longitud tal que se desarrollan hasta 45 [cm] sobre la base. En la viga superior los insertos son de diámetro 12 [mm] en cada núcleo, de una longitud total de 45 [cm].

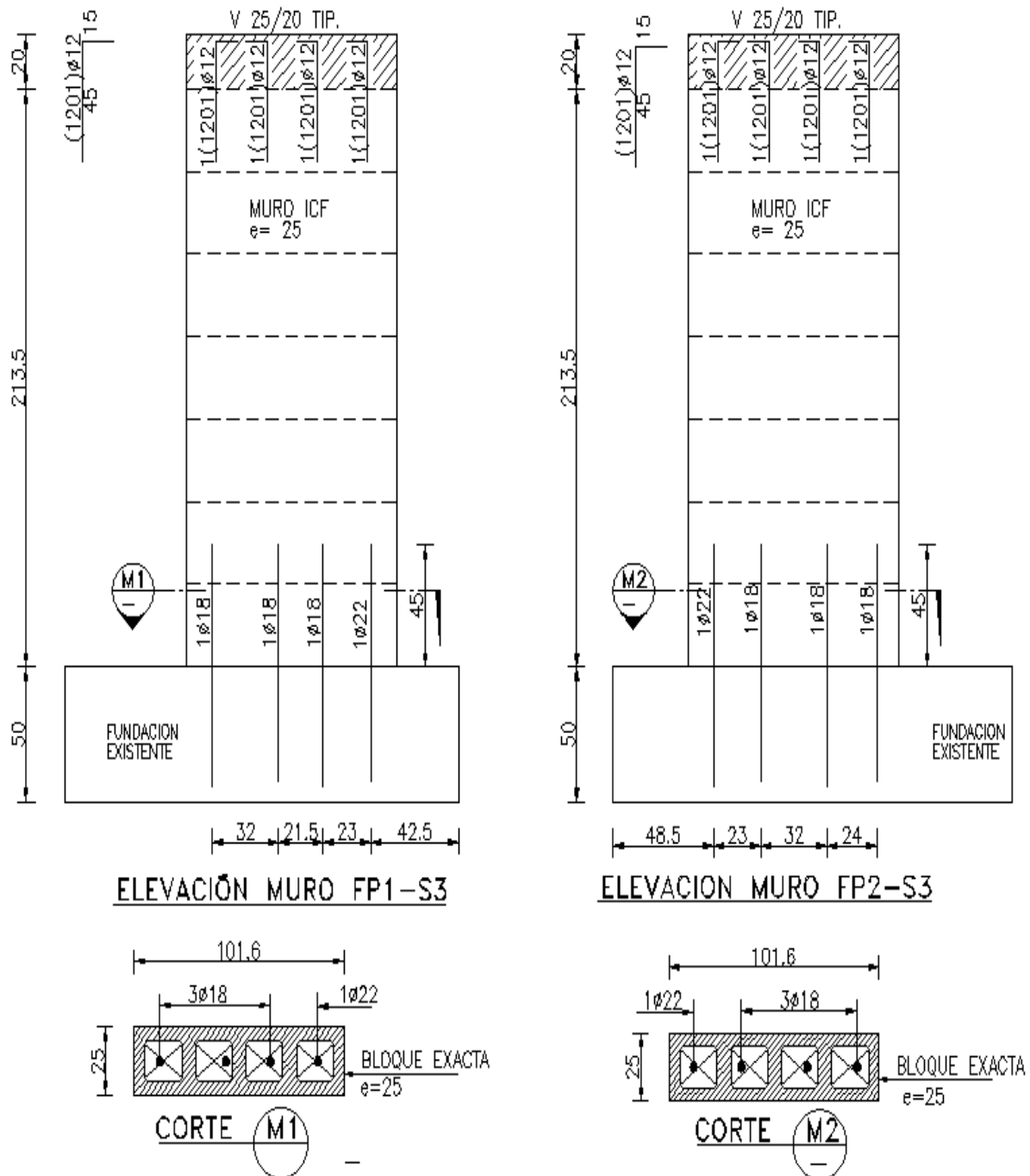


Figura 4.5. Corte y elevación muros FP1-S3 y FP2-S3

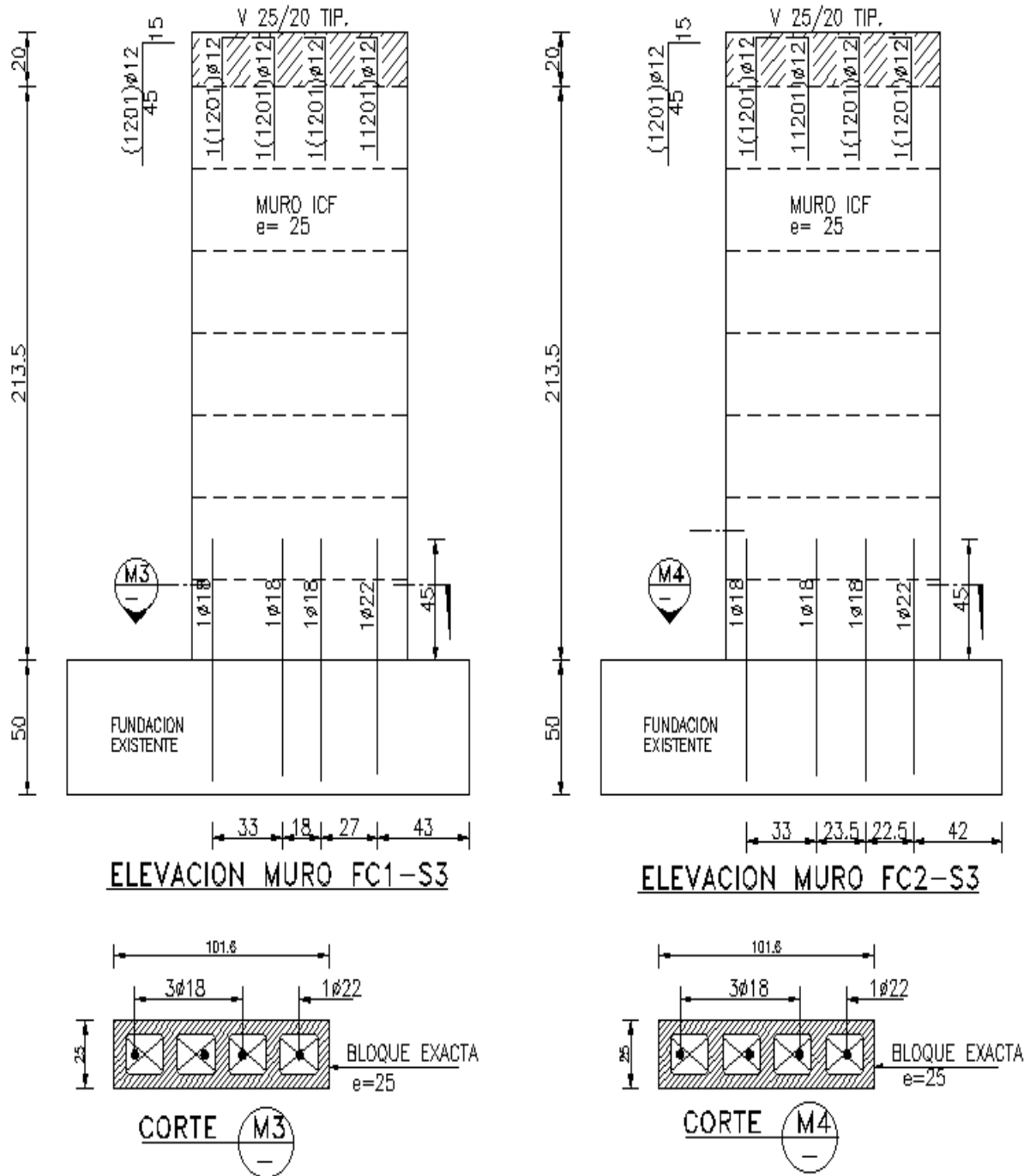


Figura 4.6. Corte y elevación muros FC1-S3 y FC2-S3

El detalle de la viga en la parte superior y los anclajes utilizados en la base de los muros se muestra en la Figura 4.7 y Figura 4.8.

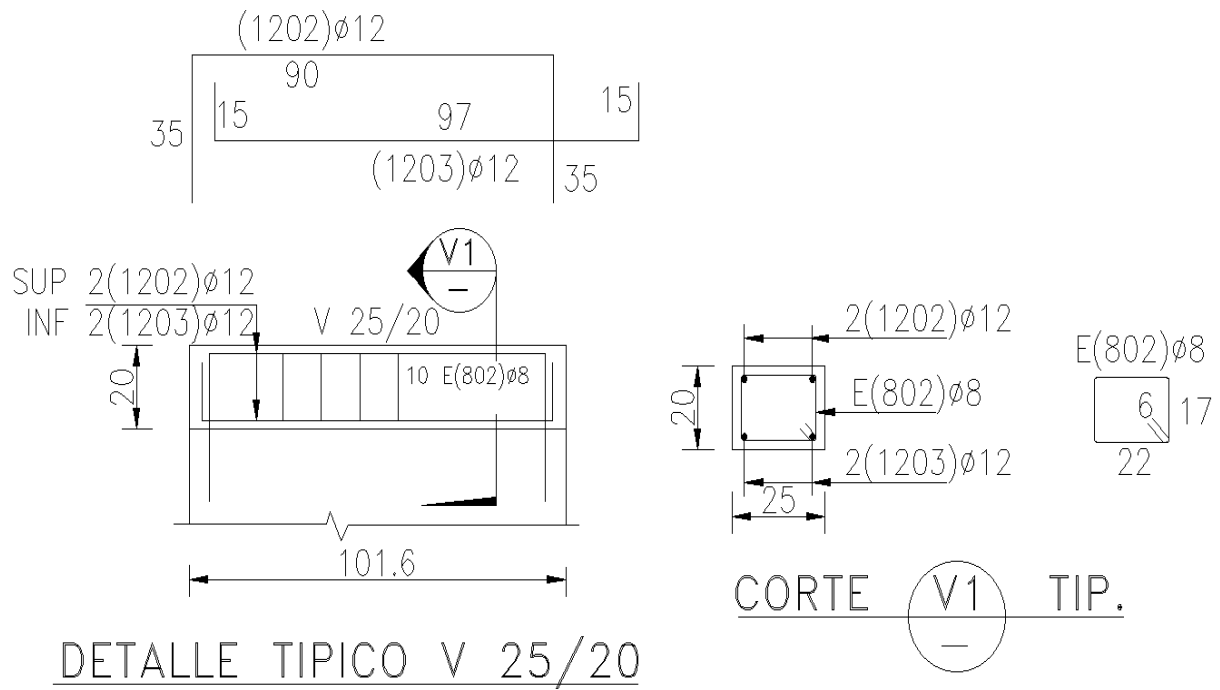


Figura 4.7. Detalle viga 25/20 parte superior muro



Figura 4.8. Anclajes muros con fibra

4.4 Construcción de los especímenes

La etapa constructiva que involucra el encofrado y hormigonado de los muros ICF se realizó en el Laboratorio de Ensaye de Materiales y Control de Obras (LEMCO) de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Dado que las vigas de fundación para los cuatro muros ICF habían sido construidas con anterioridad, los insertos de acero de diámetro 18 y 22 [mm] fueron instalados mediante anclajes epóxicos en el hormigón existente (ver Figura 4.8).

El hormigonado de los muros se realizó por hiladas, proceso que se repite continuamente y tiene como finalidad evitar posibles nidos dentro de los bloques. Los muros no poseen refuerzo longitudinal ni transversal, siendo dos muros reforzados con fibras de acero y dos con fibras de polipropileno. Finalmente se hormigonó la viga superior, que es donde se aplicó la carga lateral, con el mismo hormigón del muro. En la Figura 4.9 y Figura 4.10 se muestra el proceso constructivo realizado. En la Figura 4.11 se muestra dos de los muros ya construidos, con el sistema de carga instalado.



Figura 4.9. Hormigonado por hiladas e instalación de moldajes



Figura 4.10. Vaciado y vibrado hormigón con fibra.



Figura 4.11. Especímenes construidos.

4.5 Tipo de ensayo, sistema de carga y adquisición de datos

Los ensayos tienen una configuración de muro en voladizo, con una carga axial excéntrica debido al peso propio de los especímenes más el sistema de carga igual a 1.07 [Ton], causando un momento de 0.1 [Ton·m] en el sentido negativo, esto quiere decir hacia el muro de reacción.

El sistema de carga consta de cinco componentes primordiales, que corresponde a actuadores hidráulicos, controladores, una fuente de poder hidráulico, un sistema rígido de reacción conformado por un muro y una losa, y un cabezal metálico. Además, el sistema posee un sistema de arrostramiento, con el objetivo de evitar desplazamientos fuera del plano del muro. De manera esquemática en la Figura 4.12 se presenta el sistema de carga, donde la altura de aplicación de la carga en los muros ensayados corresponde a 226 [cm].

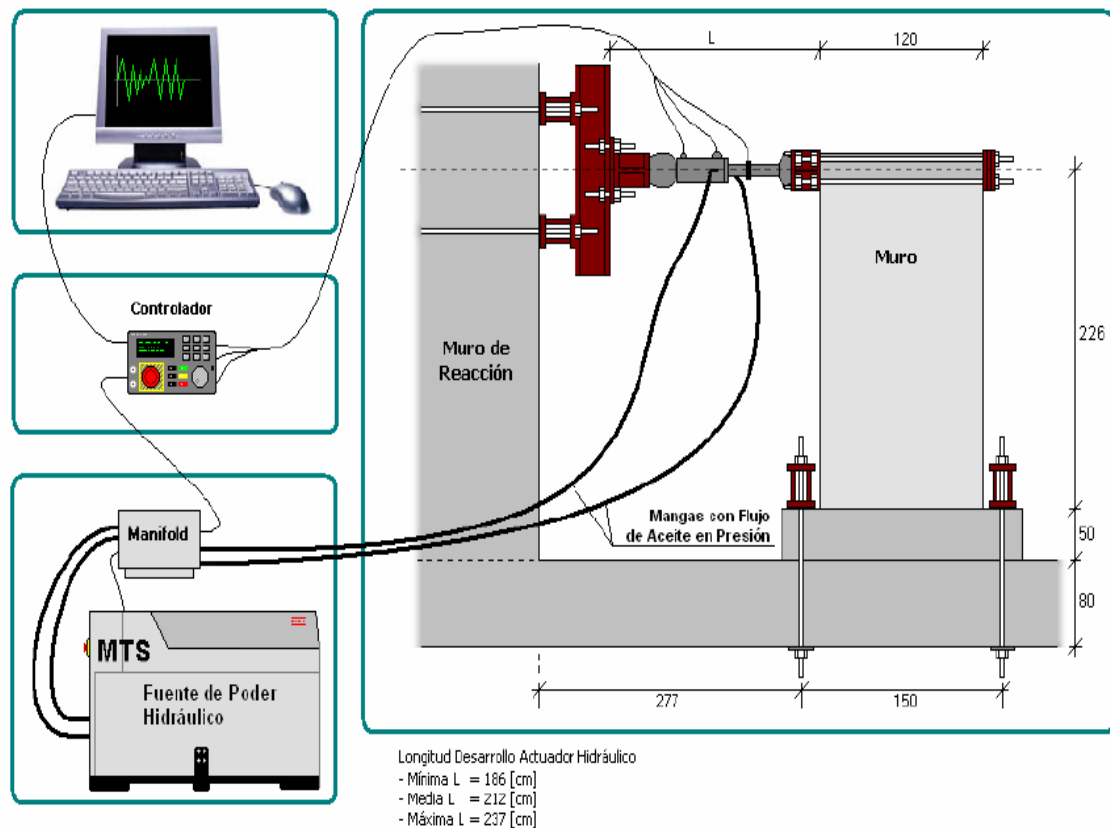


Figura 4.12. Esquema general del sistema de cargas (Bazáez, 2012)

Los cuatro especímenes ensayados se instrumentaron con transductores de desplazamiento o LVDTs (Linear Variable Differential Transformer), los cuales permiten la medición lineal de desplazamiento. Estos se posicionan de manera sistemática en el muro para medir el desplazamiento global del espécimen, los desplazamientos en las fibras de borde, la desangulación (desplazamientos diagonales) y los desplazamientos con respecto a la base del muro. La adquisición de los datos medidos por los transductores de desplazamiento se hace a través de un equipo, el cual permite, a través de dos módulos de ocho canales de interfase medir la información suministrada por los transductores y de esta manera realizar la conexión directa entre el desplazamiento medido por los LVDTs y el ordenador utilizado para almacenar los datos recopilados (Bazáez, 2012). De manera esquemática en la Figura 4.13 se muestran los transductores de desplazamiento junto con los equipos para la adquisición de datos.

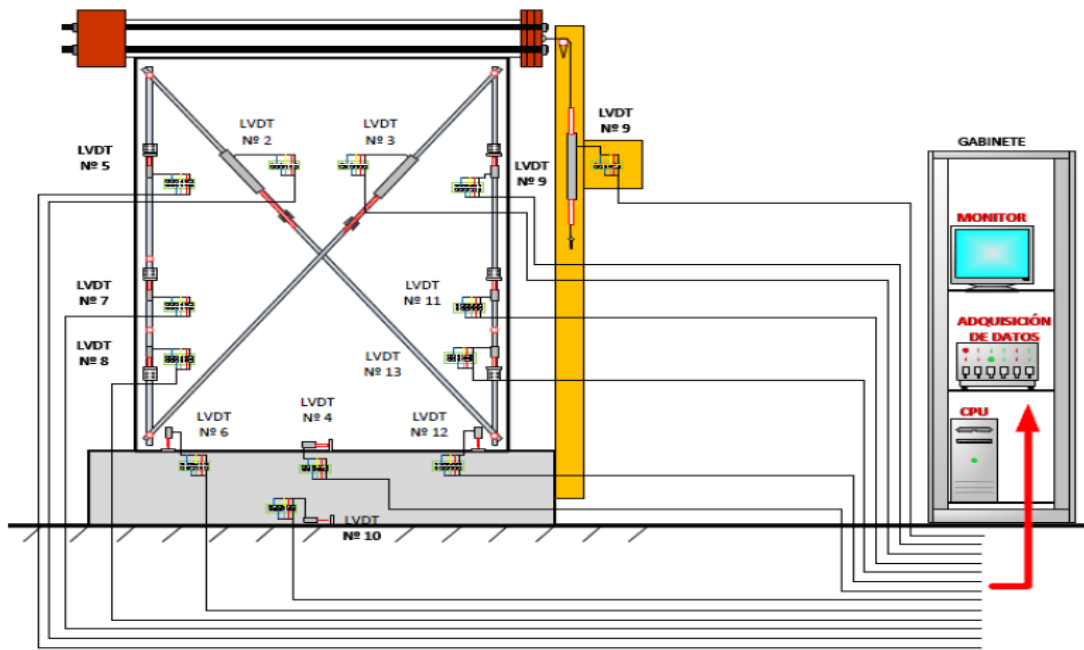


Figura 4.13. Transductores de desplazamiento y adquisición de datos (Bazáez, 2012)

Los muros ICF con hormigón reforzados con fibras fueron sometidos a ensayos monotónicos y cíclicos según se detalla en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5. Nomenclatura de muros y tipo de ensayo realizado

Muro	Tipo de fibra	Tipo de ensayo
FP1-S3	Polipropileno	Monotónico
FP2-S3	Polipropileno	Cíclico
FC1-S3	Acero	Monotónico
FC2-S3	Acero	Cíclico

Los ensayos monotónicos se realizan a un desplazamiento constante de 1 [mm/min] durante toda la duración del ensayo (ver Figura 4.14).

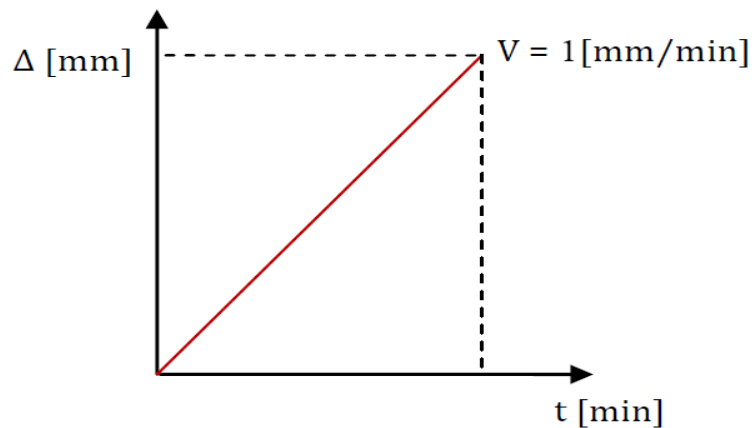


Figura 4.14. Historia de desplazamiento ensayo monotónico (adaptado de Bazáez, 2012)

En el caso de los muros ensayados en forma cíclica, el historial de desplazamientos que se utilizó comienza con series de tres ciclos de igual amplitud con un periodo de 40 segundos por ciclo, los cuales se van incrementando en amplitud hasta alcanzar los 4 [mm] de desplazamiento, donde se espera que ya haya ocurrido el primer agrietamiento, lo cual se cumplió en todos los ensayos. Luego se prosigue con un segundo tipo de serie que contempla una etapa de degradación y una etapa de estabilización, para posteriormente continuar con una serie de la misma forma, pero con un peak mayor. Dentro de esta segunda serie existen cuatro etapas, que se describen a continuación, y se representan en la Figura 4.15.

1. Peak del ciclo. Esta es la amplitud que define la serie.
2. Ciclos de degradación, correspondientes a ciclos de 75%, 50% y 25% del valor del peak inicial de la serie. Esta etapa tiene por objetivo degradar la resistencia y rigidez del elemento.
3. Ciclos de estabilización, corresponde a tres ciclos continuos con igual amplitud del peak inicial. En esta etapa se pretende estabilizar la respuesta del elemento.
4. Iteración, se utiliza el mismo procedimiento que en las etapas 1,2 y 3 pero con un valor de peak inicial mayor.

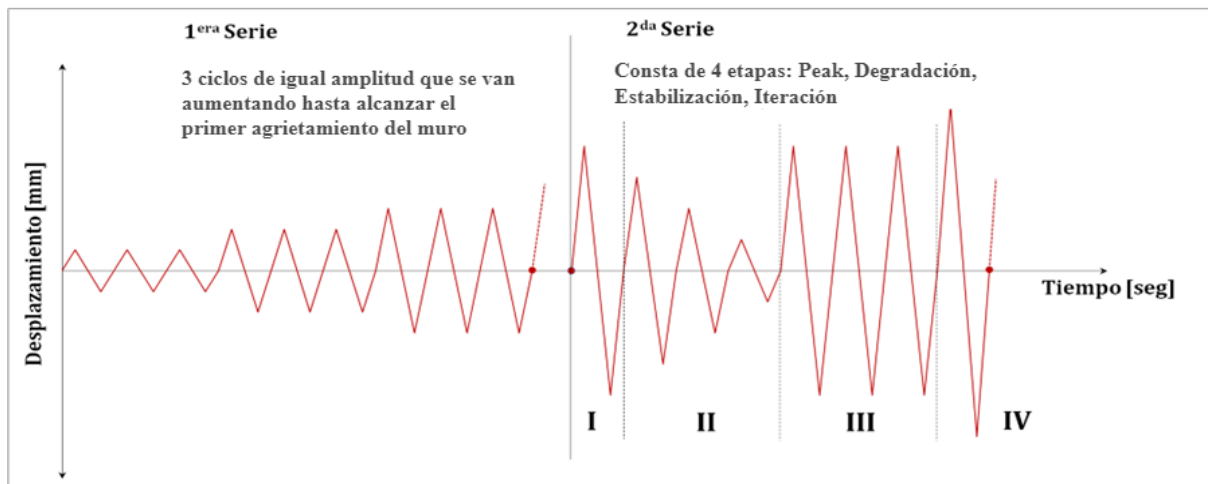


Figura 4.15. Patrón de desplazamientos en ensayos cíclicos

En la Figura 4.16 se muestra el historial de desplazamientos utilizado en los muros FP2-S3 y FC2-S3.

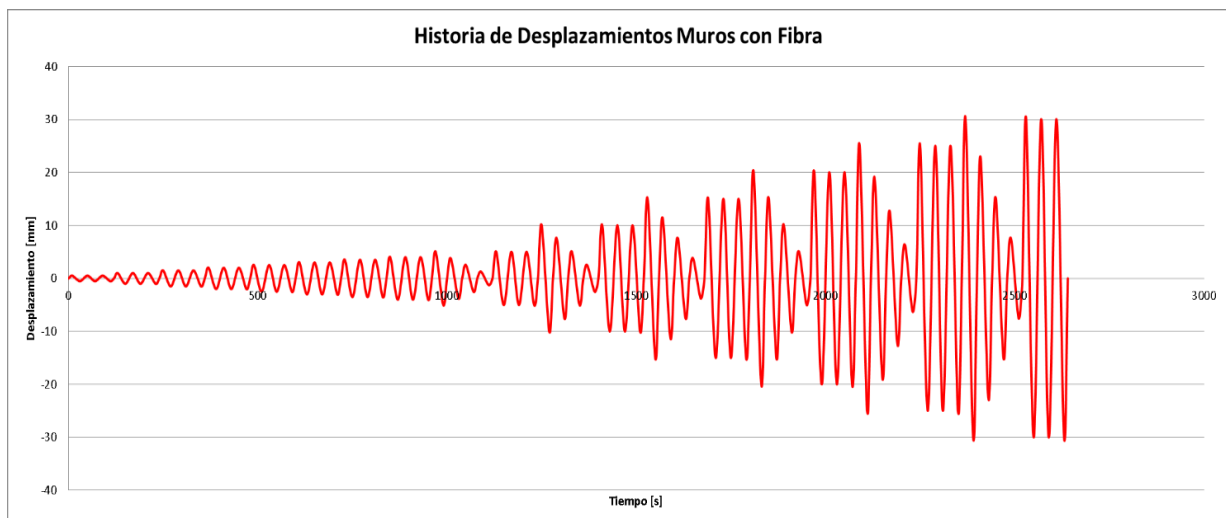


Figura 4.16. Patrón de desplazamientos muros FP2-S3 y FC2-S3

4.6 Descripción y resultado de los ensayos

Los resultados de cada uno de los ensayos son presentados en términos de una bitácora con la descripción de los eventos observados, fotografías, curvas de historia carga-desplazamiento y comentarios. Especial énfasis se da a la descripción del modo de falla observado.

Se aplica una nomenclatura a los pilares y viguetas, donde “P_i” con “i” de 1 a 4 es la numeración para los pilares de izquierda a derecha, mientras “N_i” representa la numeración por niveles para las viguetas con “i” de 0 a 7. Se considera carga y desplazamiento positivos para el sentido en que el actuador hidráulico se extiende. En las Figura 4.17 y Figura 4.18 se muestra la nomenclatura utilizada y un esquema del sentido de aplicación de la carga del actuador hidráulico.



Figura 4.17.Nomenclatura utilizada para los ensayos

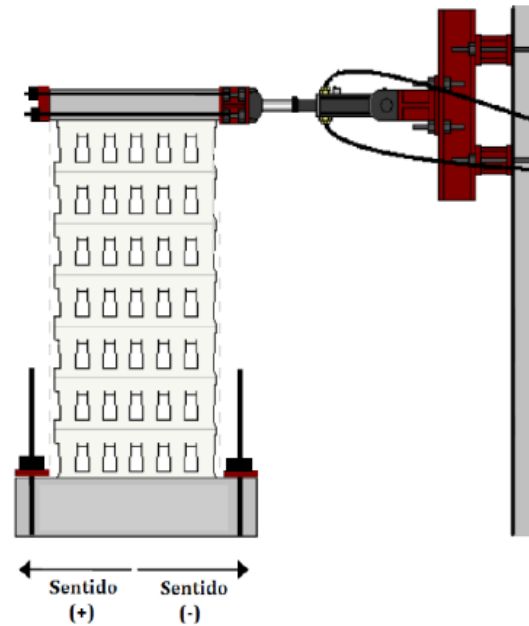


Figura 4.18.Sentido de carga actuador hidráulico (adaptado de Bazáez, 2012)

En las curvas carga-desplazamiento se agrega el parámetro distorsión angular (ver Ecuación (4.1), como el cociente entre el desplazamiento medido en la parte superior y la altura de aplicación de la carga donde se mide este desplazamiento.

$$\frac{\Delta}{H} [\%] = \frac{\text{desplazamiento horizontal}}{\text{altura de aplicación de carga horizontal}} \quad (4.1)$$

4.6.1 Muro FP1-S3

El muro construido con hormigón reforzado con fibras de polipropileno con una cuantía de 5 [kg/m³] (0.45% en el volumen de la mezcla), es ensayado en forma monotónica, a una velocidad de desplazamiento de 1 [mm/min]. La fuerza lateral es aplicada en dirección hacia el muro de reacción (sentido negativo). En la Figura 4.19 se presenta la curva carga-desplazamiento del ensaye.

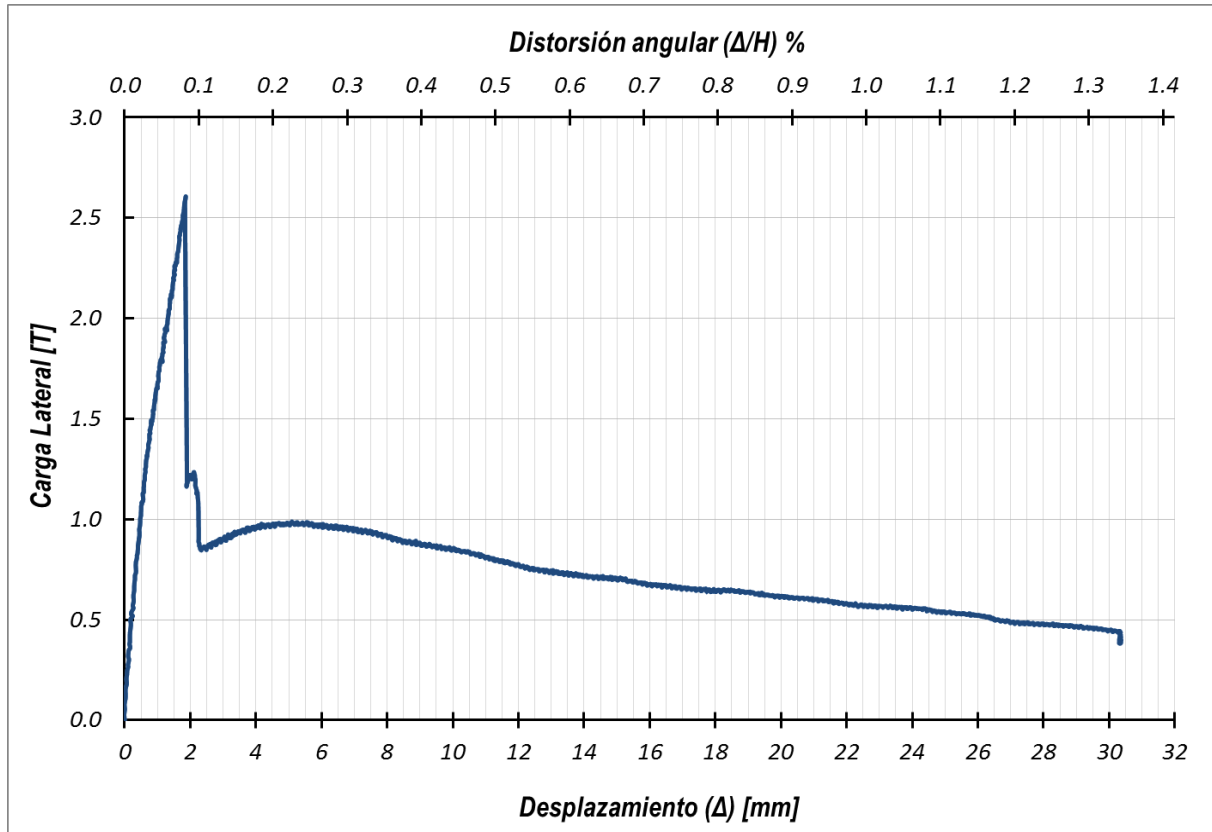


Figura 4.19. Curva carga-desplazamiento muro FP1-S3

En la Tabla 4.6 se presenta la bitácora que resume los acontecimientos y datos más relevantes del ensaye, mientras que desde la Figura 4.20 a la Figura 4.23 se muestra el deterioro del espécimen a medida que transcurre el ensaye.

Tabla 4.6. Bitácora ensayo muro FP1-S3

Δ [mm]	Δ/H [%]	Carga [Ton]	Evento	Figura
			Inicio ensayo a 1[mm/min]	
1.9	0.08	2.61	Ocurre el primer agrietamiento desde el extremo traccionado (P1) en el segundo nivel (aproximadamente 45 [cm] desde la base del muro) hasta la mitad del largo del muro aproximadamente. Se escucha crujido al ocurrir el agrietamiento. La grieta es horizontal. Se alcanza carga máxima.	Figura 4.20

2.3	0.10	0.85	Posterior al primer agrietamiento, la carga cae a un 32% de la máxima, para posteriormente iniciar un rango de endurecimiento.	Figura 4.21
5.1	0.23	0.99	Se alcanza un máximo en la zona de endurecimiento, con carga igual al 38% de la máxima.	
8.1	0.36	0.91	La grieta se propaga horizontalmente al tercer núcleo vertical (P3).	
11.0	0.49	0.81	La grieta se propaga al cuarto núcleo (P4), en forma diagonal hacia la cabeza de compresión. La carga disminuye lentamente.	Figura 4.22
30.3	1.34	0.39	Fin del ensayo, La grieta alcanza aproximadamente 1.5 [cm] de abertura. La carga alcanza un 15% de la máxima.	Figura 4.23
Fin del ensayo				

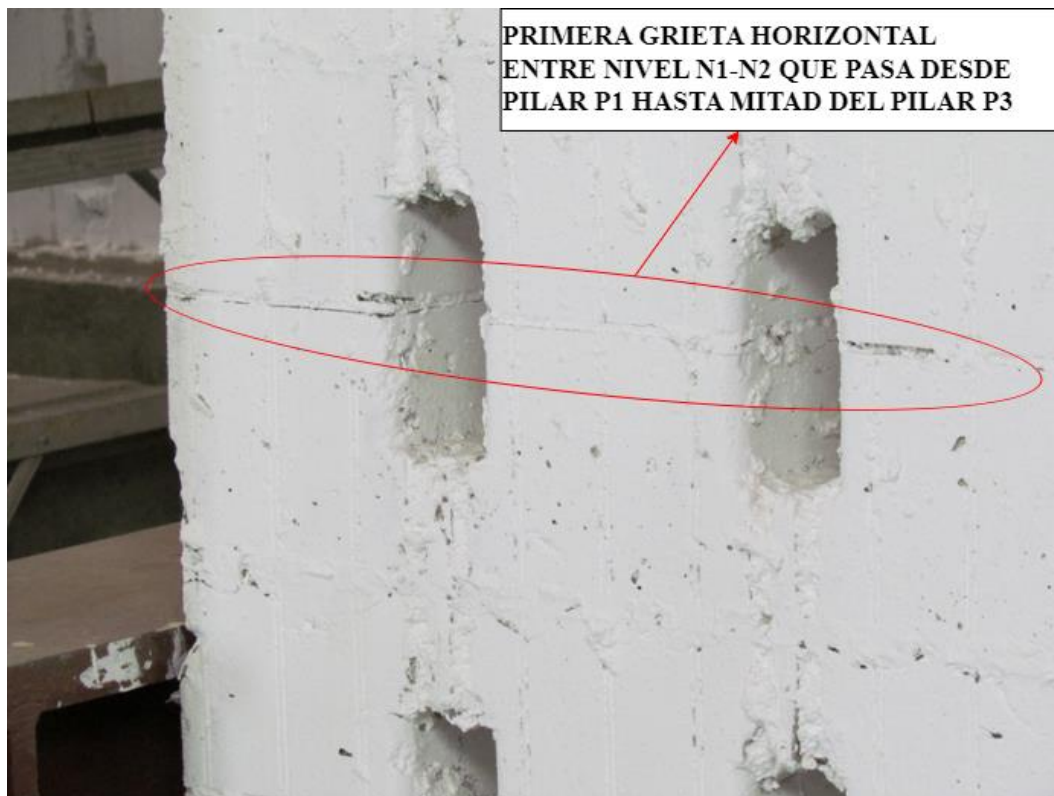


Figura 4.20. Distorsión angular 0.08% detalle primer agrietamiento FP1-S3



Figura 4.21. Distorsión angular 0.10% FP1-S3



Figura 4.22. Distorsión angular 0.49% FP1-S3

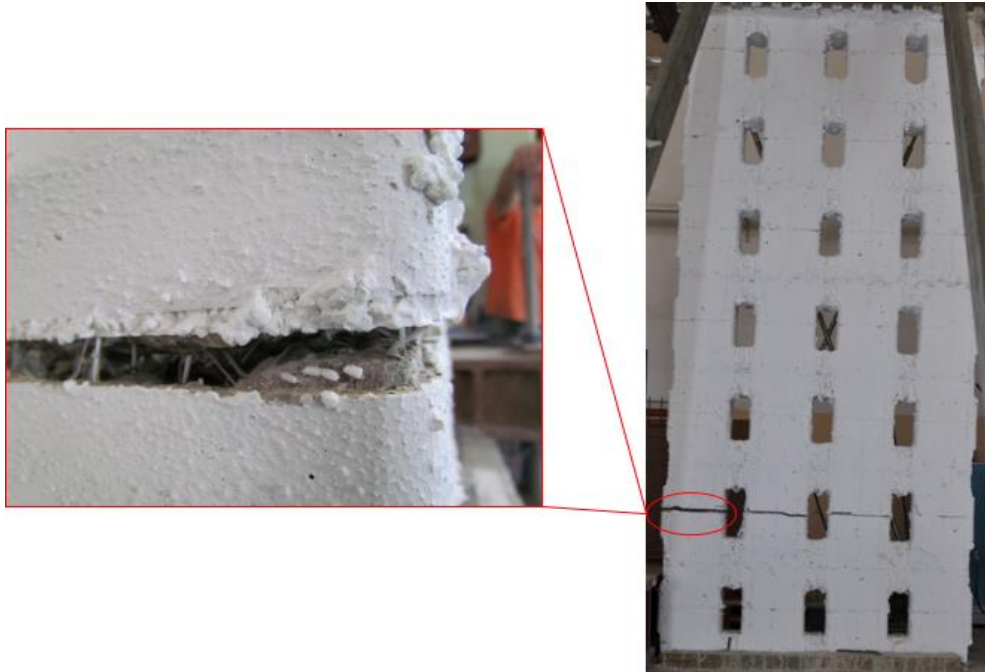


Figura 4.23. Distorsión angular 1.34% FP1-S3

Comentarios ensaye muro FP1-S3

La primera parte del ensayo se caracterizó por un comportamiento prácticamente lineal, sin grietas visibles en la totalidad de la altura del muro. Se observa una ligera disminución de rigidez a partir de los 0.5 [mm] de desplazamiento (0.02% de distorsión angular).

El agrietamiento del muro se produjo a un desplazamiento de 1.86 [mm] (0.08% de distorsión angular), al mismo tiempo que se alcanzó la carga máxima de 2.61 [T]. La grieta se inició en el núcleo vertical más traccionado (P1), justo a la altura del extremo de las barras de anclaje, y se extendió horizontalmente a la misma altura en el segundo núcleo (P2), como se muestra en la Figura 4.20.

Una vez producida la grieta, la carga disminuyó fuertemente a un 32% de la máxima (0.85 [T]), a un desplazamiento de 2.33[mm] (0.10% de distorsión angular), instante que se muestra en la Figura 4.21. Posteriormente, se inicia un rango de endurecimiento hasta alcanzar una carga de 0.99 [T] a los 5.10 [mm] de desplazamiento (0.23% de distorsión angular). A partir de este punto la carga descendió paulatinamente hasta 0.39 [T] al final del ensaye a 30.3 [mm] de desplazamiento (1.33% de distorsión angular).

El modo de falla del muro se caracteriza por la abertura progresiva de una única grieta horizontal, que atraviesa la sección crítica, la cual se desvía diagonalmente al acercarse al borde comprimido del muro. Al finalizar el ensaye la grieta presentó una abertura de 1.5 [cm] en el extremo traccionado del muro, como se muestra en la Figura 4.23.

Como se aprecia en la curva de respuesta, el muro fue capaz de mantener una resistencia residual, que varió desde un 38% a un 15% de la carga máxima, hasta un nivel de deformación apreciable de 1.34%. Esta resistencia se debe probablemente a la capacidad de las fibras para transmitir los esfuerzos de flexo-tracción a través de la grieta, y desciende paulatinamente a medida que las fibras son arrancadas del hormigón al aumentar la abertura de grieta.

Cabe señalar además la existencia de un rango de endurecimiento posterior al máximo de la curva, en que la carga aumento desde un 32% a un 38% de la máxima.

4.6.2 Muro FP2-S3

Este muro, construido con hormigón reforzado con fibras de polipropileno con una cuantía de 5 [kg/m³] (0.45 % en volumen de la mezcla), es ensayado en forma cíclica siguiendo la historia de desplazamientos mostrada en la Figura 4.16. En la primera etapa del ensayo, previo y posterior al primer agrietamiento, se realizan series de tres ciclos de igual amplitud, comenzando en 0.5 [mm] e incrementándose en 0.5 [mm] hasta llegar a 4 [mm]. Luego se realizaron series de 5, 10, 15, 20, 25 y 30 [mm] de amplitud máxima, que incluyen etapas de degradación y estabilización de acuerdo con lo descrito anteriormente.

En la Figura 4.24 se presenta la curva carga–desplazamiento del ensayo. En la Figura 4.25 se presenta la curva envolvente de los primeros máximos de desplazamiento de cada ciclo de la historia de desplazamientos. Se considera positivo el sentido de desplazamiento del espécimen alejándose del muro de reacción.

En la Tabla 4.7 se presenta la bitácora de acontecimientos del ensayo, mientras que en las Figura 4.26 a la Figura 4.29 se muestra el deterioro del espécimen a medida que transcurre el ensayo.

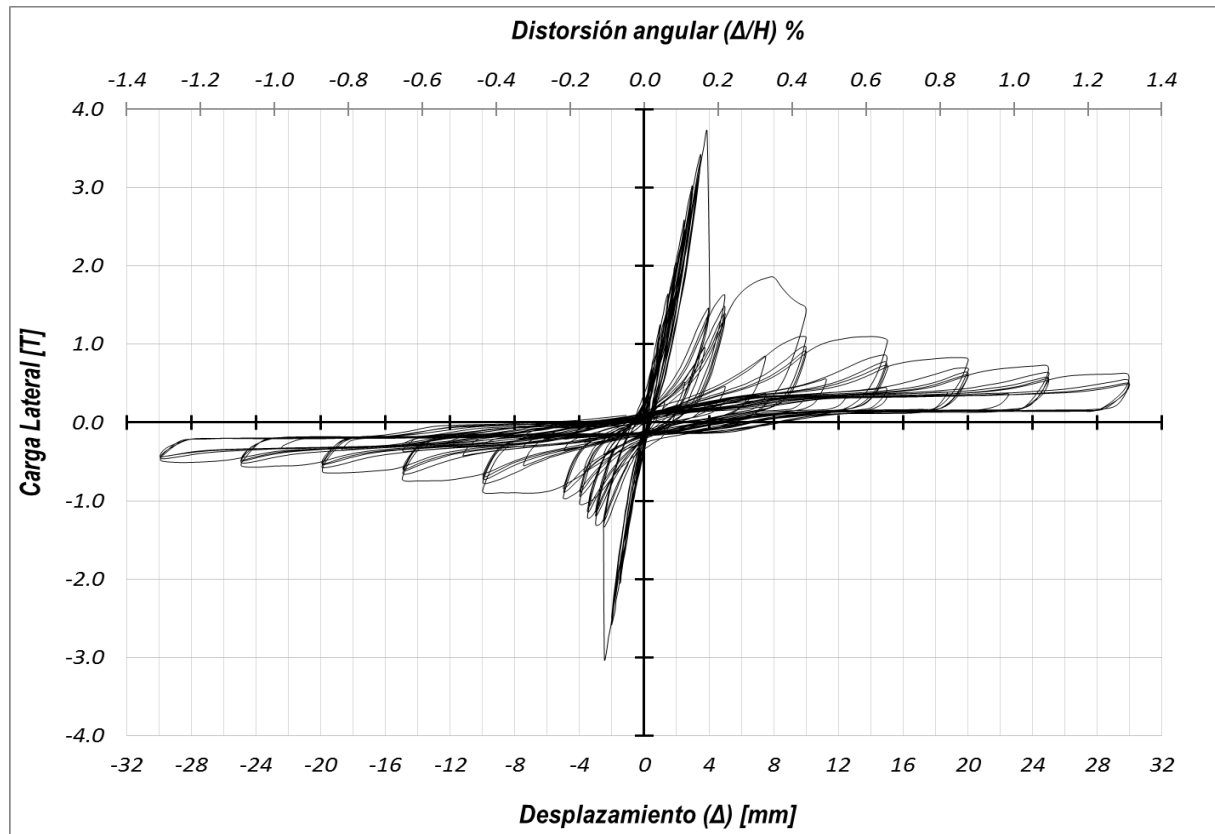


Figura 4.24. Curva carga-desplazamiento muro FP2-S3

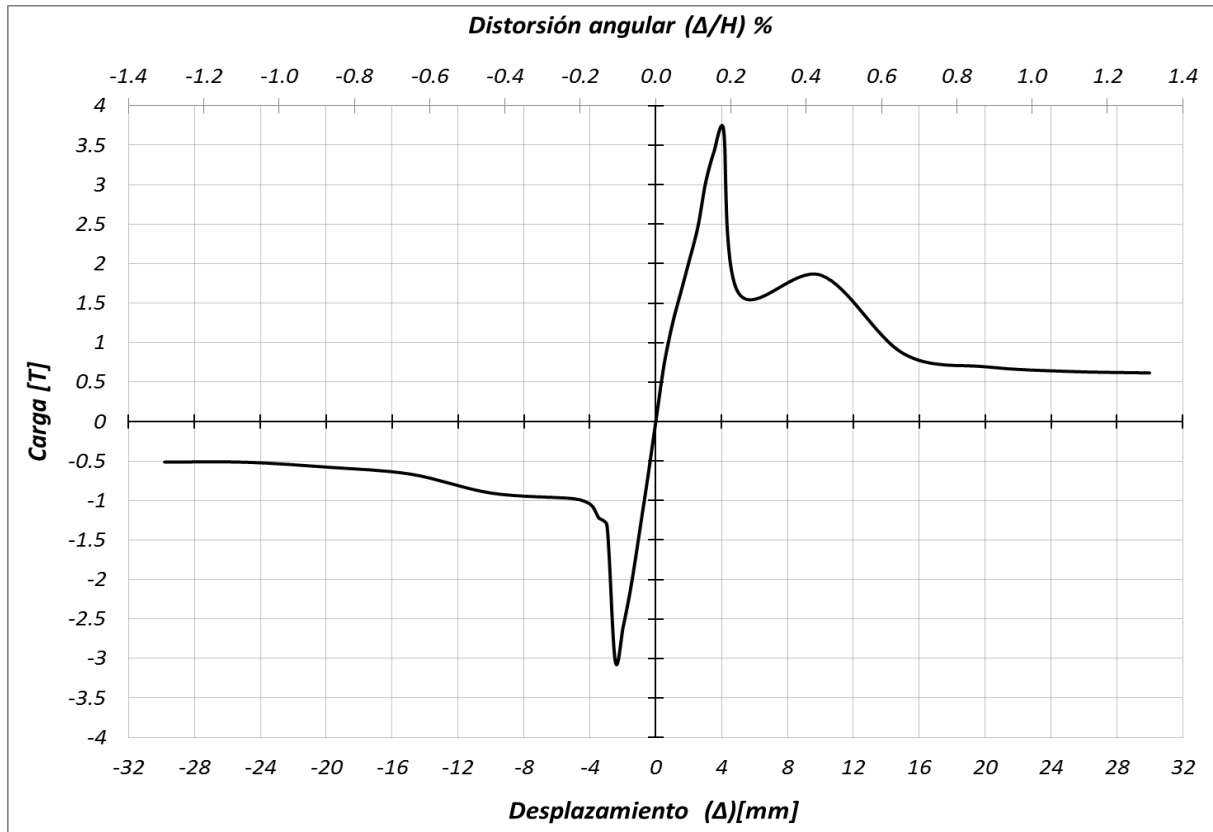


Figura 4.25. Envolvente de la respuesta del muro FP2-S3

Tabla 4.7. Bitácora ensayo muro FP2-S3

Δ [mm]	Δ/H [%]	Carga [Ton]	Evento	Figura
			Inicio ensayo	
(+) 1.5	0.07	1.64	Se produce primera grieta horizontal apenas visible a nivel de la primera viga en el pilar traccionado (P4).	
(-) 1.5	0.07	-2.06	Se produce primera grieta horizontal en este sentido a apenas visible a nivel de la primera viga en el pilar traccionado (P1).	
(-) 2.5	0.11	-3.02	Nuevo agrietamiento, mucho más visible, en dirección negativa a un desplazamiento de 2.46 [mm], en el primer ciclo de 25 [mm], simultáneamente con la carga máxima en este sentido. La carga máxima del siguiente ciclo disminuye a un 44% de la máxima. En el núcleo vertical extremo (P1) la grieta es horizontal a una altura aproximada de 45 [cm] de la base. En el segundo núcleo vertical (P2) la grieta es diagonal a la altura de la viga del primer nivel (N1).	Figura 4.26

(-) 3.0	0.13	-1.32	La carga máxima del primer ciclo de 30 [mm] en sentido negativo alcanza un 43% de la máxima en el mismo sentido. La carga máxima de los ciclos posteriores disminuye paulatinamente hasta el final del ensaye.	
(+)3.9	0.17	3.72	Segundo agrietamiento en dirección positiva, mucho más visible, a un desplazamiento de 3.89 [mm], simultáneo con la carga máxima en este sentido. En el núcleo vertical extremo (P4) la grieta es horizontal a una altura aproximada de 45 [cm] de la base. En el segundo núcleo vertical (P3) la grieta es diagonal a la altura de la vigueta del primer nivel (N1). La carga máxima del siguiente ciclo alcanza a 39% del máximo.	Figura 4.27
Ciclos Degradación-Estabilización 5 [mm]				
(+) 5.0	0.22	1.63	La carga máxima del primer ciclo alcanza un 44% del máximo en el sentido positivo.	
Ciclos Degradación-Estabilización 10 [mm]				
(+) 8.0	0.36	1.86	La carga sube hasta un nuevo máximo local durante el primer ciclo de 10 [mm] en sentido positivo, alcanzando un 50% de la máxima. En este punto se aprecia una fuerte degradación de resistencia en el ciclo, disminuyendo la carga a un 37% del máximo al alcanzar 10 [mm] de desplazamiento. La carga máxima de los ciclos posteriores disminuye lentamente hasta el fin del ensayo.	
Ciclos Degradación-Estabilización 30 [mm]				
(+) 28.9	1.28	0.62	La carga alcanza a un 17% del máximo en sentido positivo en el primer ciclo de la serie de 30 [mm]. Las grietas se abren considerablemente, alcanzando aproximadamente 2 [cm] en el extremo del muro (P4). Se aprecian las fibras de polipropileno traccionadas entre las caras de la grieta.	Figura 4.28
(-) 28.8	1.27	-0.51	La carga alcanza a un 17% del máximo en sentido negativo en el primer ciclo de la serie de 30 [mm]. Las grietas se abren considerablemente, alcanzando aproximadamente 2 [cm] en el extremo del muro (P1). Se aprecian las fibras de polipropileno traccionadas entre las caras de la grieta.	
Fin del ensayo (ver Figura 4.29)				

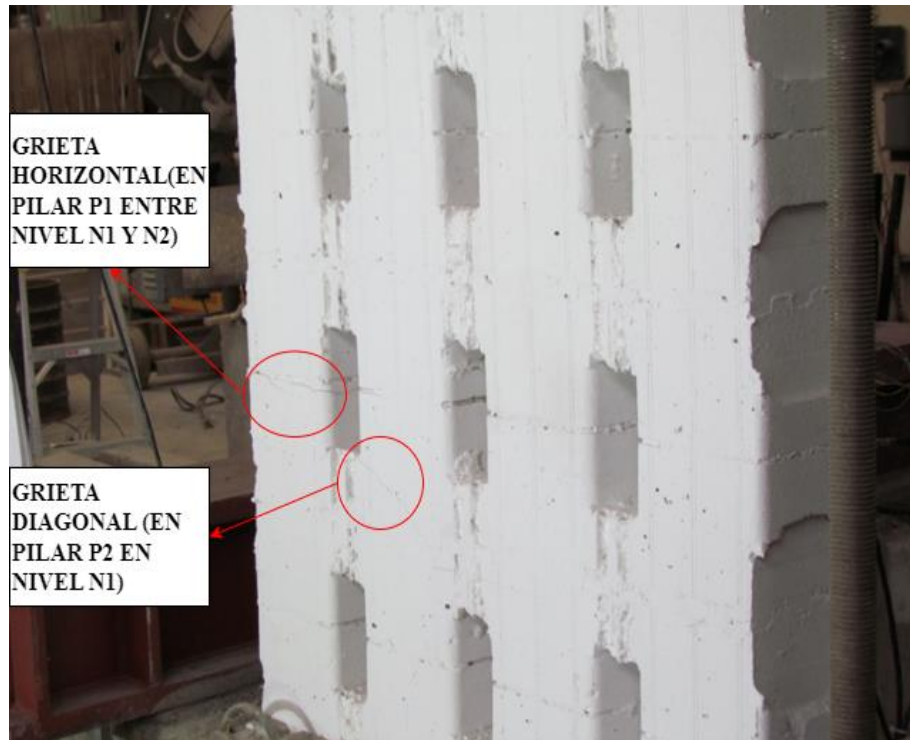


Figura 4.26. Distorsión angular 0.11% sentido negativo FP2-S3

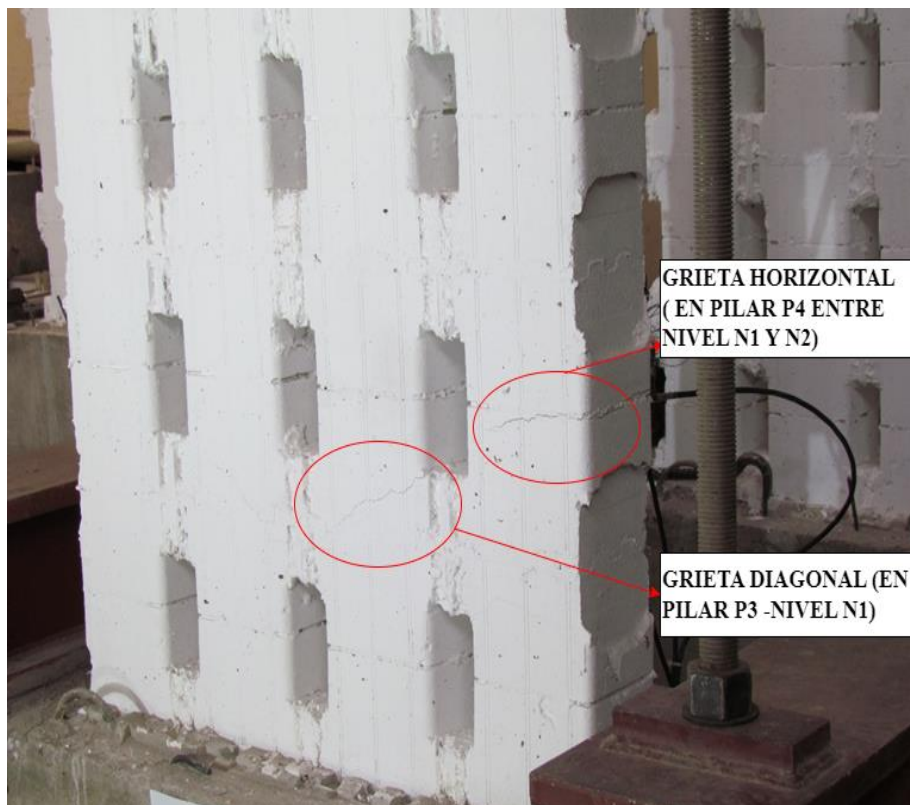


Figura 4.27. Distorsión angular 0.17% sentido positivo FP2-S3

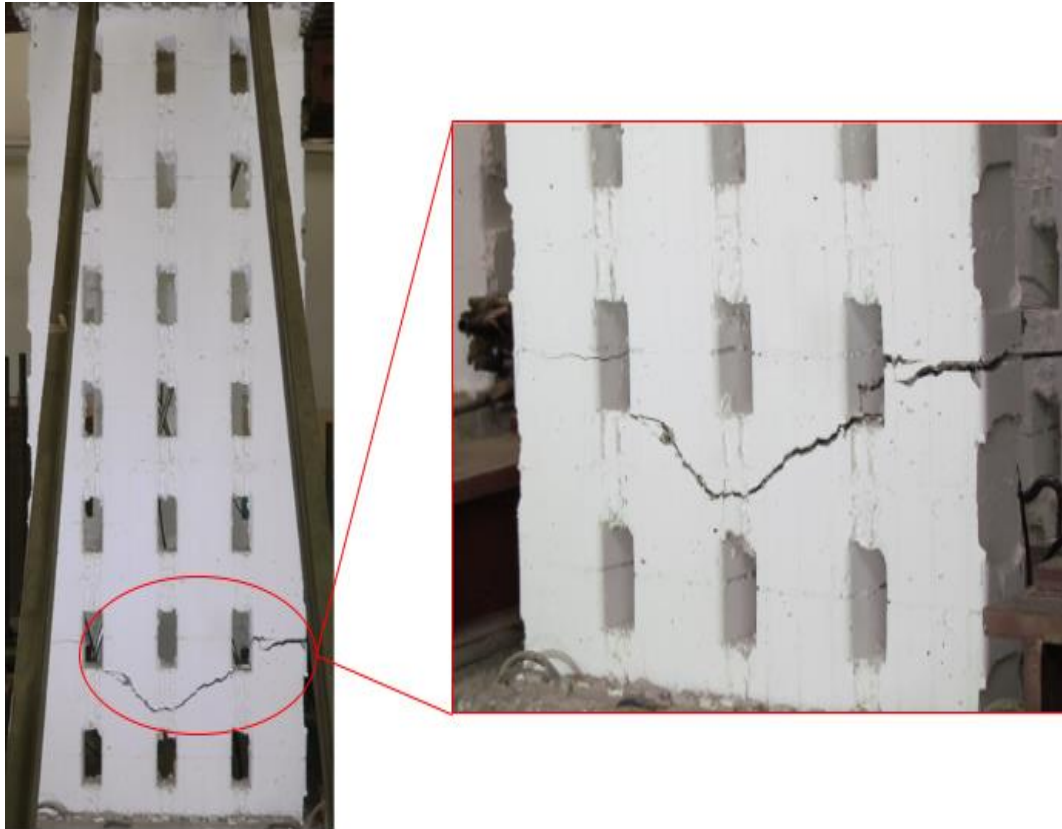


Figura 4.28. Distorsión angular 1.28% FP2-S3



Figura 4.29. Fin ensayo muro FP2-S3

Comentarios ensayo muro FP2-S3

Al inicio del ensayo el muro se comporta de manera aproximadamente lineal elástica, sin grandes pérdidas de rigidez en los primeros ciclos, con prácticamente nula disipación de energía. Las pequeñas pérdidas de rigidez se deben al agrietamiento apenas visible bajo la sección crítica considerada en el diseño, a nivel de la primera vigueta (N1), que ocurrió durante los ciclos de amplitud 1.5 [mm] (0.07 % de distorsión angular) en ambos sentidos.

La carga máxima, que coincide con la aparición de la grieta a nivel de la sección crítica en el extremo de los anclajes a la base, ocurrió a diferentes niveles de sollicitación en ambos sentidos. En el sentido negativo, la carga fue de 3.02 [T], a un desplazamiento de 2.46 [mm], durante el primer ciclo de amplitud 2.5 [mm] (distorsión angular de 0.11%), produciéndose la grieta horizontal en el pilar más traccionado (P1) a 45 [cm] sobre la base del muro. En el segundo pilar la grieta es diagonal (P2-N1)(Figura 4.28).

En el sentido positivo la carga máxima fue de 3.72 [T], a un desplazamiento de 3.89 [mm] durante el primer ciclo de amplitud 4.0 [mm] (0.18% de distorsión angular), produciéndose la grieta horizontal en el pilar más traccionado (P4) a 45 [cm] sobre la base del muro, coincidiendo también con la sección crítica esperada. En el segundo pilar la grieta es diagonal (P3-N1), de forma simétrica a lo que ocurrió en el sentido negativo.

Una vez alcanzado el máximo de la respuesta, con el consecuente agrietamiento en la sección crítica, la carga cae considerablemente. En el sentido negativo, el máximo alcanzado en el último ciclo de amplitud igual a la correspondiente al agrietamiento fue igual a 42% de la carga máxima en dicho sentido. En el sentido positivo alcanzó un 37% de la carga máxima.

La respuesta del muro muestra degradación cíclica de la resistencia debida al incremento de los desplazamientos en el rango post-agrietamiento, efecto que se aprecia claramente en la Figura 4.25 que muestra la envolvente de los máximos de los primeros ciclos de cada serie.

La respuesta muestra además degradación cíclica de la resistencia debida a la repetición de ciclos de igual amplitud, efecto que se aprecia en la Figura 4.24 y que es especialmente notorio en los ciclos de mayor amplitud en sentido positivo.

En general, se aprecia que la carga alcanzada es menor en el sentido negativo, en todo el rango de la respuesta. Cabe señalar que, en el sentido positivo, se aprecia un aumento de resistencia durante el primer ciclo de la serie de 10 [mm], con respecto al valor alcanzado en la serie anterior de 5 [mm]. Sin embargo, antes de llegar al máximo de 10 [mm], se produce una importante degradación de resistencia, generándose un importante rango de rigidez negativa en el ciclo, característica no deseable en la respuesta cíclica. Este fenómeno no se aprecia en la dirección negativa.

El modo de falla del muro, en ambas direcciones de desplazamiento, se caracteriza por la abertura progresiva de una grieta horizontal en los pilares externos e internos, la que se propagó en diagonal en la vigueta del primer nivel, en forma bastante simétrica respecto al eje vertical del panel, como se aprecia en la Figura 4.29. La máxima abertura de las grietas llegó a aproximadamente 2 [cm] en ambos sentidos. En la zona de falla fue posible apreciar otras grietas muy menores que carecen de importancia. El resto del muro no evidenció daño alguno.

El ensayo se terminó con la serie de 30 [mm] de desplazamiento (1.33% de distorsión angular), mostrando el muro una resistencia residual igual a un 17% del máximo en ambos sentidos de carga.

4.6.3 Muro FC1-S3

El muro, construido con hormigón reforzado con fibras de acero al carbono con una cuantía de 40 [kg/m³] (0.52 % en volumen de la mezcla), es ensayado en forma monotónica, a una velocidad de desplazamiento de 1 [mm/min]. La fuerza lateral es aplicada en dirección hacia el muro de reacción (sentido negativo). La Figura 4.30 muestra la curva carga-desplazamiento obtenida del ensaye.

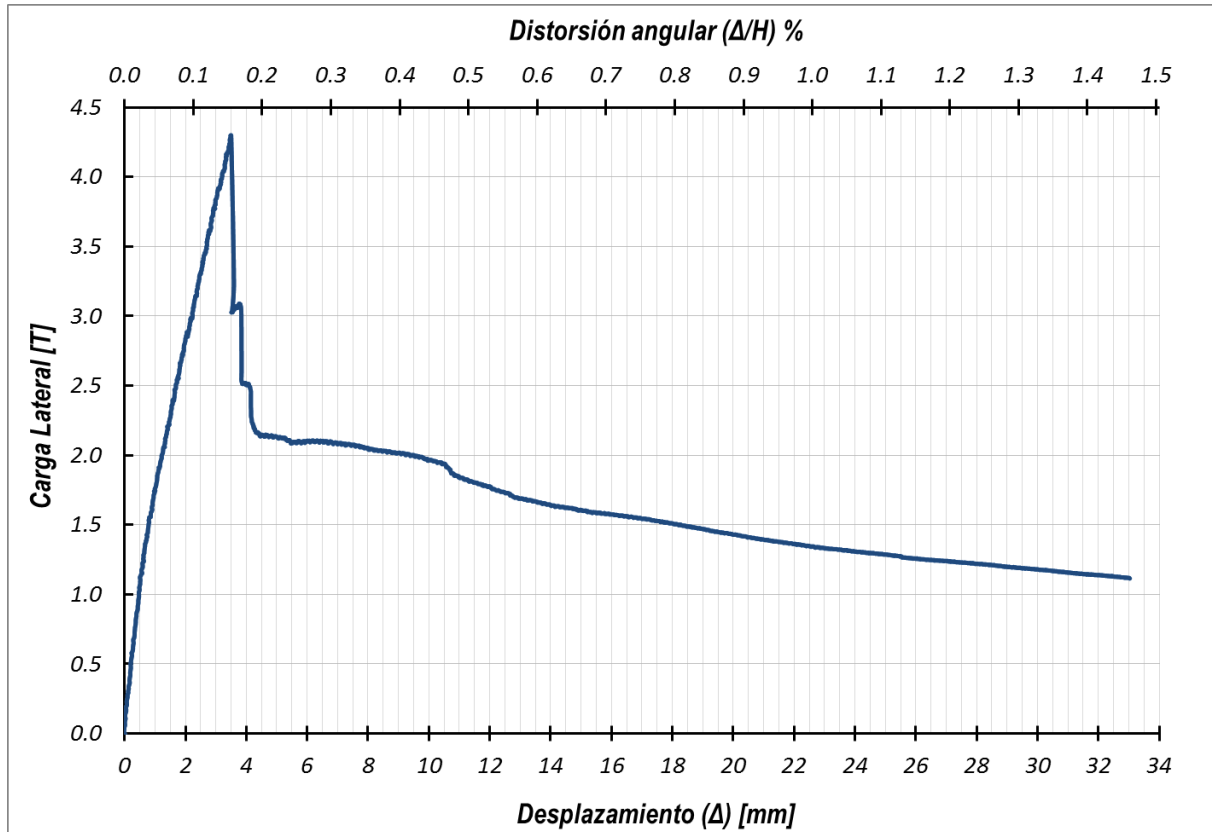


Figura 4.30. Carga curva-desplazamiento del muro FC1-S3

En la Tabla 4.8 se presenta la bitácora que resume los acontecimientos y datos relevantes del ensaye, mientras que en las Figura 4.31 a la Figura 4.35 se muestra el deterioro del espécimen a medida que transcurre el ensaye.

Tabla 4.8. Bitácora ensayo muro FC1-S3

Δ [mm]	Δ/H [%]	Carga [Ton]	Evento	Figura
			Inicio ensayo a 1[mm/min]	
3.5	0.15	4.30	Ocurre el primer agrietamiento desde el extremo traccionado en el segundo nivel (aproximadamente 52 [cm] desde la base del muro en el primer núcleo (P1) y a 43 [cm] de la base en el segundo núcleo (P2)). La grieta es horizontal en ambos núcleos. Se alcanza carga máxima.	Figura 4.31

3.6	0.16	3.25	Inmediatamente posterior al primer agrietamiento, la carga cae a un 76% de la máxima.	
4.2	0.19	2.22	Carga desciende rápidamente a un 52% de la máxima. Posteriormente comienza a disminuir más paulatinamente a medida que aumenta el desplazamiento.	
10.7	0.47	1.89	La grieta se propaga al tercer núcleo vertical (P3) y casi simultáneamente al cuarto núcleo (P4). Cambio de pendiente en curva.	Figura 4.32
20.0	0.89	1.43	Se aprecia claramente la grieta en el cuarto núcleo (P4), pero en este se desarrolla diagonalmente hacia la cabeza de compresión. La carga disminuye lentamente.	Figura 4.33
30.0	1.33	1.18	La grieta alcanza aproximadamente 1.5 [cm] de abertura.	Figura 4.34
33.0	1.46	1.12	Se termina el ensayo.	Figura 4.35
Fin del ensayo				



Figura 4.31. Distorsión angular 0.15% primera grieta FC1-S3

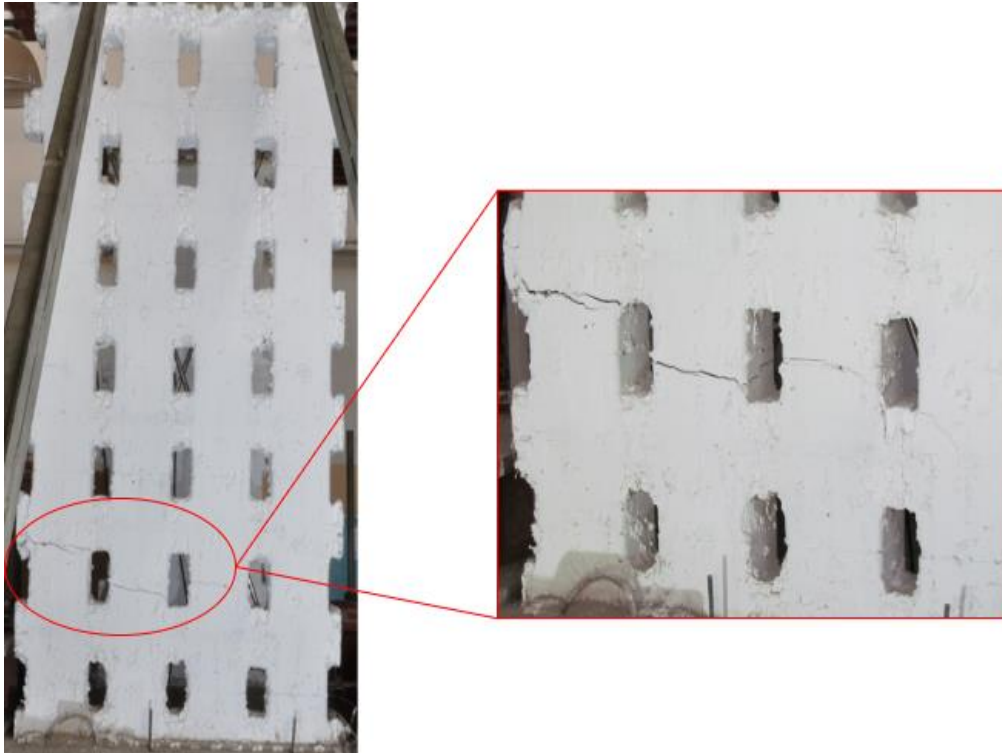


Figura 4.32. Distorsión angular 0.44% FC1-S3



**Figura 4.33. Distorsión angular 0.88%
FC1-S3**



**Figura 4.34. Distorsión angular 1.33%
FC1-S3**

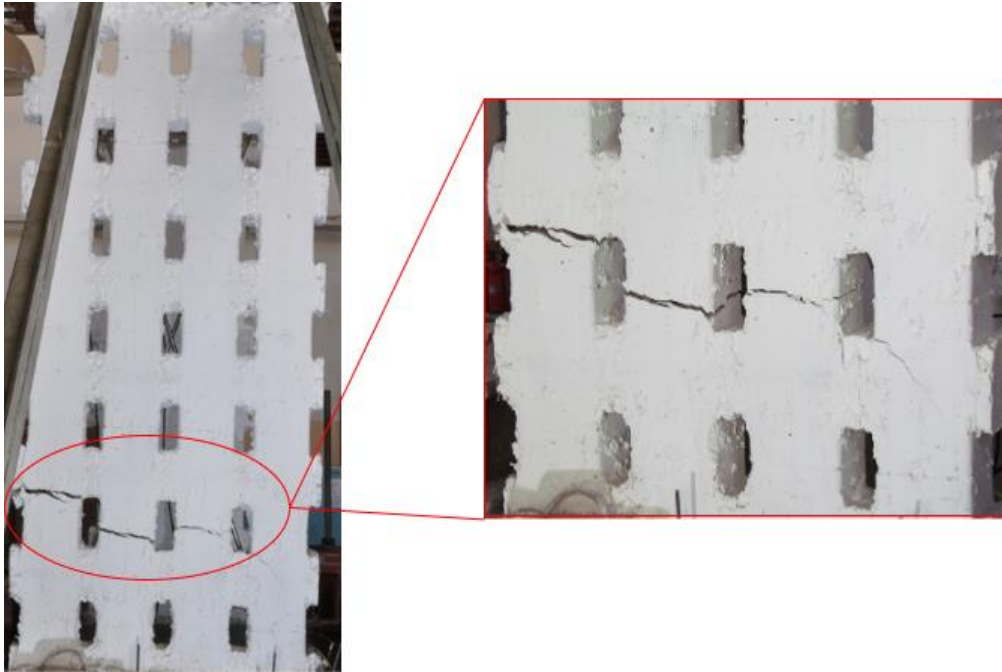


Figura 4.35. Distorsión angular 1.46% FC1-S3

Comentarios ensaye muro FC1-S3

La primera parte del ensayo se caracterizó por un comportamiento prácticamente lineal, sin grietas visibles en la totalidad de la altura del muro. Se observa una pequeña disminución de rigidez a partir de los 0.5 [mm] de desplazamiento (0.02% de distorsión angular).

El primer agrietamiento del muro se produjo a un desplazamiento de 3.5 [mm] (0.15% de distorsión angular), al mismo tiempo que se alcanzó la carga máxima de 4.30 [T]. La grieta se inicia en el núcleo vertical más traccionado a 52 [mm] sobre la base (P1-N2), 7 [cm] por sobre el extremo de las barras de anclaje, como se muestra en la Figura 4.31, y se extiende con una leve inclinación diagonal en el segundo núcleo (P2), a una altura aproximada de 43 [cm] sobre la base.

Una vez producida la grieta la carga cae fuertemente hasta llegar a un 52% de la máxima (2.22[T]), a un desplazamiento de 4.2 [mm] (0.19% de distorsión angular). A partir de este punto la carga descendió paulatinamente a medida que aumenta el desplazamiento, hasta el final del ensaye.

El modo de falla del muro se caracterizó por la abertura progresiva de prácticamente una única grieta horizontal, a distintos niveles en los núcleos y que se desvía diagonalmente al acercarse al borde comprimido del muro. En la Figura 4.32 se muestra la grieta cuando ha alcanzado el núcleo más comprimido (P4), a una distorsión angular de 0.44%.

El ensaye finaliza al alcanzar el muro 33.0 [mm] de desplazamiento (1.46% de distorsión angular), una carga de 1.12 [T] (26% de la carga máxima). En este punto la grieta mostraba una abertura de 1.5 [cm] en el extremo traccionado del muro (P1) como se aprecia en la Figura 4.35.

Como se aprecia en la curva de respuesta, el muro fue capaz de mantener una resistencia residual, que varió desde un 52% a un 26% de la carga máxima al final del ensaye. Esta resistencia se debe probablemente a la capacidad de las fibras para transmitir los esfuerzos de flexo-tracción a través de la grieta, y que desciende paulatinamente a medida que las fibras son arrancadas del hormigón al aumentar la abertura de la grieta.

4.6.4 Muro FC2-S3

Este muro, construido con hormigón reforzado con fibras de acero al carbono con una cuantía de 40 [kg/m³] (0.52 % en volumen de la mezcla), es ensayado en forma cíclica siguiendo la historia de desplazamientos mostrada en la Figura 4.16. En la primera etapa del ensayo, previo y posterior al primer agrietamiento, se realizan series de tres ciclos de igual amplitud, comenzando en 0.5 [mm] e incrementándose en 0.5 [mm] hasta llegar a 4 [mm]. Luego se realizan series de 5, 10, 15 y 20 [mm] de amplitud máxima, que incluyen etapas de degradación y estabilización de acuerdo con lo descrito anteriormente.

En la Figura 4.36 se presenta muestra la curva carga-desplazamiento del ensayo. En la Figura 4.37 se presenta la curva envolvente de los primeros máximos de desplazamiento de cada ciclo de la historia de desplazamientos. Se considera positivo el sentido de desplazamiento del espécimen alejándose del muro de reacción (ver Figura 4.18).

En la Tabla 4.9 se presenta la bitácora de acontecimientos del ensayo, mientras que en las Figura 4.38 a la Figura 4.42 se muestra el deterioro del espécimen a medida que transcurre el ensayo.

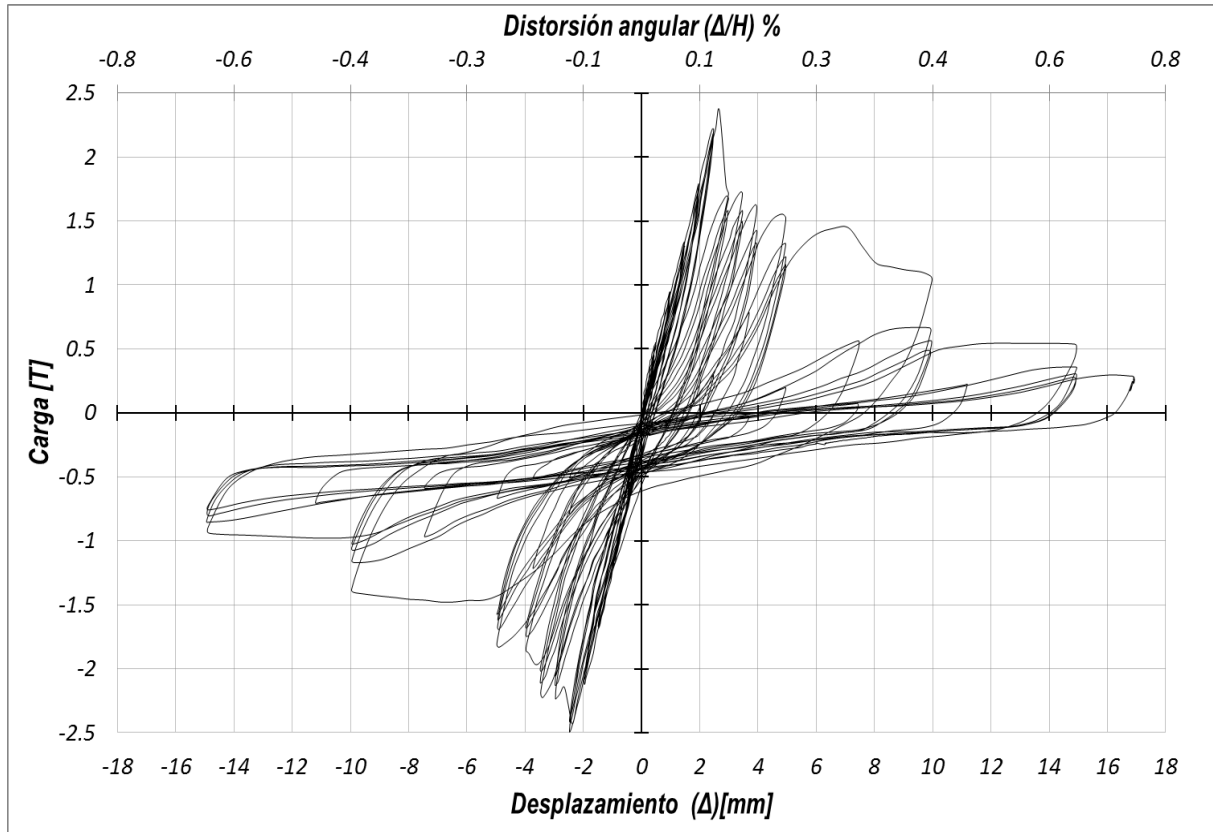


Figura 4.36. Curva carga-desplazamiento muro FC2-S3

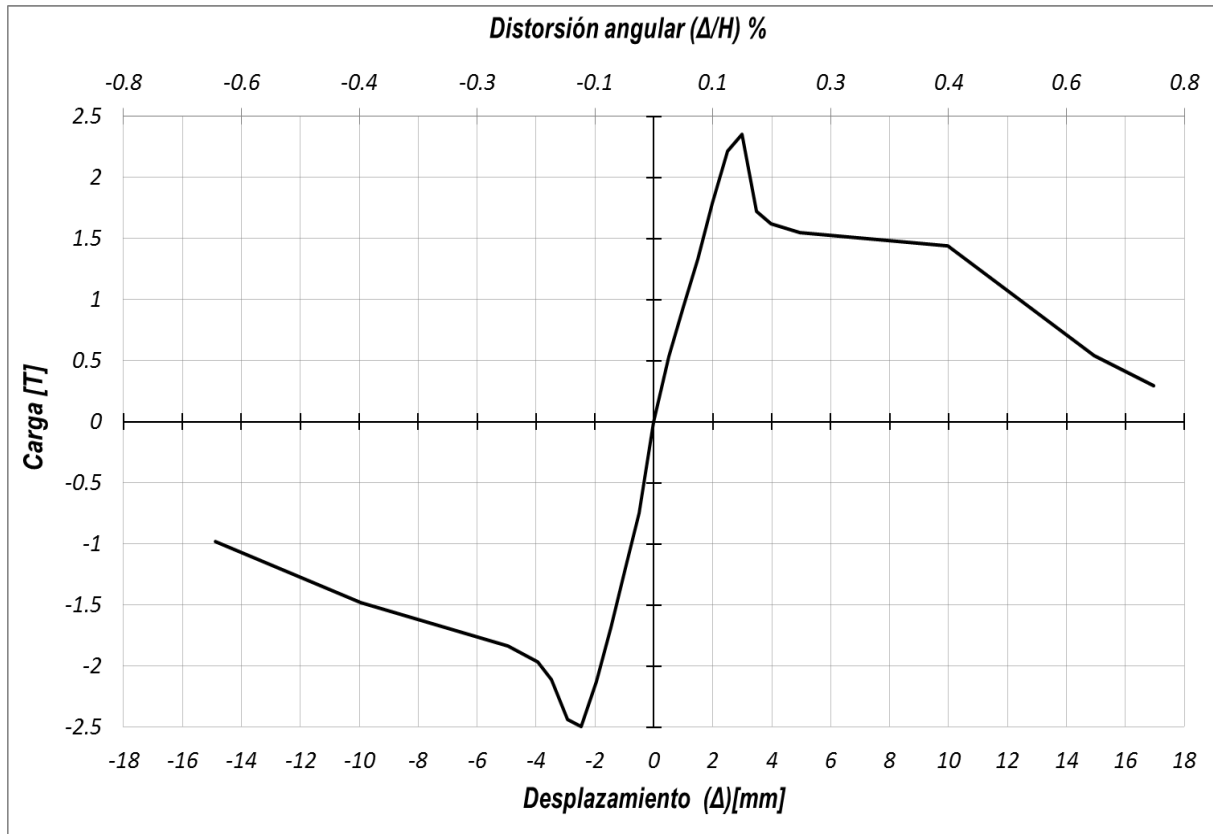


Figura 4.37. Envolvente de la respuesta del muro FC2-S3

En la Tabla 4.9 se presenta la bitácora de acontecimientos del ensayo, mientras que en las Figura 4.38 a la Figura 4.42 se muestra el deterioro del espécimen a medida que transcurre el ensayo.

Tabla 4.9. Bitácora ensayo muro FC2-S3

Δ [mm]	Δ/H [%]	Carga [Ton]	Evento	Figura
			Inicio ensayo	
(+) 2.0	0.09	1.79	Se produce el primer agrietamiento en dirección positiva, apenas perceptible, a nivel de la primera vigueta en el pilar traccionado (P4).	
(-) 2.0	0.09	-2.12	Se produce el primer agrietamiento en dirección negativa, apenas perceptible, a nivel de la primera vigueta en el pilar traccionado (P1).	
(-) 2.5	0.11	-2.49	Se alcanza carga máxima en sentido negativo en primer ciclo de 2.5 [cm].	Figura 4.38
(-) 2.5	0.11	-2.44	Segundo agrietamiento en dirección negativa, mucho más visible, en segundo ciclo de 2.5 [mm]. La grieta es horizontal a una altura de 43 [cm] sobre la base alcanzando solo un pilar	

			(P1). La carga máxima del ciclo es un 2% menor que la del ciclo anterior en el mismo sentido. A partir de este punto la carga disminuye paulatinamente a medida que aumenta la amplitud de los ciclos.	
(+) 2.7	0.12	2.36	Se produce el segundo agrietamiento en dirección positiva en primer ciclo de 3.0 [mm], mucho más claro y visible. En el núcleo vertical extremo (P4) la grieta es horizontal a una altura aproximada de 46 [cm] de la base. En el segundo núcleo vertical (P3) la grieta es diagonal penetrando hasta aproximadamente la mitad de la viga del primer nivel. Se alcanza carga máxima en este sentido.	Figura 4.39
Ciclos Degradación-Estabilización 5 [mm]				
(+) 4.8	0.22	1.55	Carga máxima del primer ciclo de la serie es un 66% de la máxima en la dirección positiva. La carga alcanzada disminuye a un 49% de la máxima en el último ciclo de la serie.	
(-) 4.8	0.22	-1.83	Carga máxima del primer ciclo de la serie es un 73% de la máxima en la dirección negativa. La carga alcanzada disminuye a un 63% de la máxima en el último ciclo de la serie.	
Ciclos Degradación-Estabilización 10 [mm]				
(+)7.1	0.31	1.44	Carga máxima del primer ciclo de la serie es un 61% de la máxima en la dirección positiva y ocurre antes de alcanzar el desplazamiento máximo de 10 [mm]. La grieta horizontal se extiende repentinamente hasta el tercer núcleo vertical, quedando prácticamente todo el muro agrietado horizontalmente a una altura aproximada de 45 [cm]. (Considerando las grietas en ambos sentidos de carga). La carga desciende hasta un 44% de la máxima al alcanzar los 10 [mm] de desplazamiento. La carga máxima en el último ciclo de la serie alcanza a un 20% de la máxima.	
(-)6.9	0.30	-1.48	En sentido negativo, la carga máxima del primer ciclo es de un 59% de la máxima en la dirección y ocurre antes de alcanzar el desplazamiento máximo de 10 [mm]. La grieta horizontal se extiende hasta el tercer núcleo vertical (P3), quedando prácticamente todo el muro agrietado horizontalmente a una altura aproximada de 45 [cm]. La carga máxima en el último ciclo de la serie alcanza a un 41% de la máxima.	
Ciclos Degradación-Estabilización 15 [mm]				
(+)14.0	0.62	0.54	Carga máxima del primer ciclo de la serie es un 23% de la máxima en la dirección positiva y	

			ocurre antes de alcanzar el desplazamiento máximo de 15 [mm]. La carga desciende a un 11% de la máxima al alcanzar los 15 [mm] en el último ciclo de la serie.	
(-)10.6	0.47	-0.98	En sentido negativo, la carga máxima del primer ciclo es de un 39% de la máxima en la dirección y ocurre antes de alcanzar el desplazamiento máximo de 15 [mm]. La carga máxima en el último ciclo de la serie alcanza a un 30% de la máxima.	
Ciclos Degradación-Estabilización 20 [mm]				
(+) 16.9	0.75	0.27	Se detiene el ensaye en el primer ciclo dada la baja resistencia residual del panel.	Figura 4.42
Fin del ensayo				

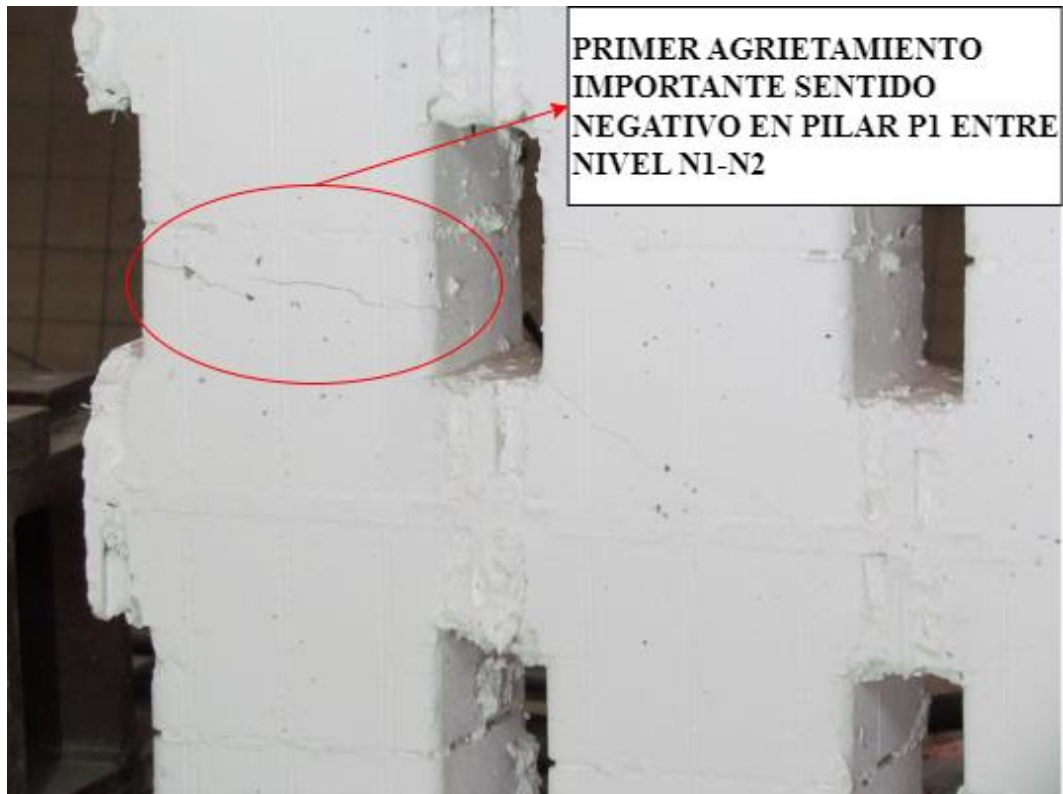


Figura 4.38. Distorsión angular 0.11% primer agrietamiento importante sentido negativo FC2-S3



Figura 4.39. Distorsión angular 0.12% primer agrietamiento importante sentido positivo FC2-S3



Figura 4.40. Distorsión angular 0.44% sentido positivo FC2-S3



Figura 4.41. Distorsión angular 0.44% sentido negativo FC2-S3

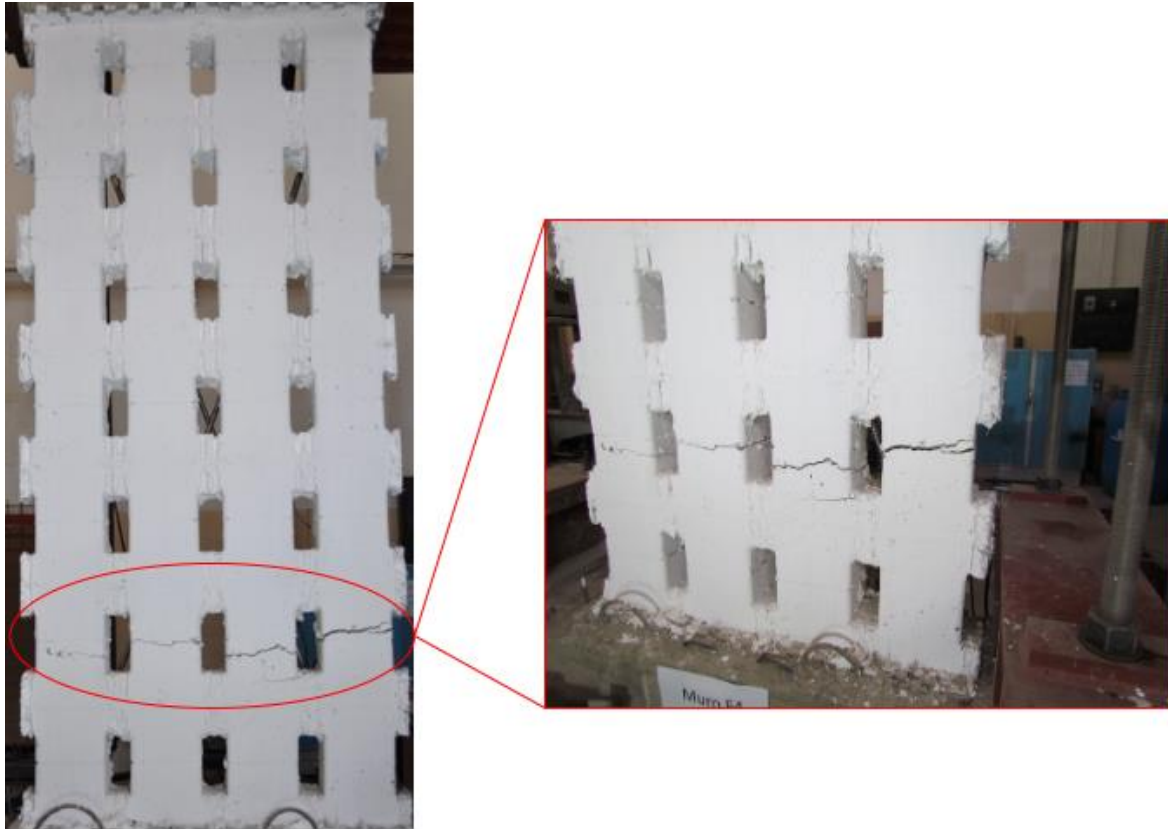


Figura 4.42. Distorsión angular 0.75% fin del ensaye FC2-S3

Comentarios ensaye muro FC2-S3

Al inicio del ensayo el muro se comporta de manera aproximadamente lineal elástica, con pequeñas pérdidas de rigidez debidas al agrietamiento apenas visible en la zona de los anclajes, bajo la sección crítica considerada en el diseño. Estas grietas aparecieron en ambos sentidos en los ciclos 0.09 % de distorsión angular.

La carga máxima de 2.49 [T] en el sentido negativo de desplazamiento fue alcanzada en el primer ciclo de la serie de distorsión angular de 0.11%, no apreciándose grietas en la sección crítica. El agrietamiento importante en la sección crítica ocurrió en el segundo ciclo de la serie.

En el sentido positivo el agrietamiento en la sección crítica ocurre a un desplazamiento mayor, 0.12% de distorsión angular, durante el avance en el primer ciclo de la serie de 0.13% de distorsión angular. La carga máxima se alcanza simultáneamente, siendo de 2.36 [T], menor que el valor alcanzado en la otra dirección.

La respuesta del muro muestra degradación cíclica de la resistencia debida al incremento de los desplazamientos en el rango post-agrietamiento, efecto que se aprecia claramente en la Figura 4.37 que muestra la envolvente de los máximos de los primeros ciclos de cada serie.

La respuesta muestra además degradación cíclica de la resistencia debida a la repetición de ciclos de igual amplitud, efecto que se aprecia en la Figura 4.36 y que es especialmente notorio en los ciclos de mayor amplitud en sentido positivo.

En general, se aprecia que la respuesta es más estable en el sentido negativo, con una resistencia ligeramente mayor, degradación más uniforme y resistencia residual bastante mayor, aproximadamente el doble al final del ensaye. Cabe señalar además que, en el sentido positivo, se

apreció una importante degradación de resistencia en el primer ciclo de la serie de 10 [mm], generándose un importante rango de rigidez negativa en el ciclo, característica no deseable en la respuesta cíclica.

El modo de falla del muro, en ambas direcciones de desplazamiento, se caracteriza por la abertura progresiva de una grieta horizontal en los pilares externos e internos. Si bien al principio las grietas de los pilares internos fueron diagonales, similar a lo ocurrido en el muro FP2-S3, durante los ciclos de carga de amplitud 10 [mm] (0.44% de distorsión angular) en el sentido negativo, la grieta horizontal del núcleo exterior luego se expandió, quedando prácticamente todos los núcleos agrietados horizontalmente en ese nivel como se muestra en la Figura 4.42. A partir de ese punto, el resto del muro no evidenció daño adicional. Lo anterior determinó una degradación de resistencia mucho más rápida que en los otros muros, en especial en el sentido positivo de desplazamiento, lo que forzó el fin del ensayo.

Capítulo 5

5 Análisis de los resultados

5.1 General

En el presente capítulo se presenta un resumen de los resultados experimentales dando especial énfasis a los valores característicos y el modo de falla observado de los especímenes ensayados. También se hará un análisis de los parámetros de la respuesta, en términos de la resistencia, rigidez y disipación de energía.

5.2 Resumen de resultados experimentales

Al inicio de los ensayos, todos los muros presentaron un comportamiento prácticamente lineal elástico. Solo el muro FC2-S3 presentó una pequeña pérdida de rigidez. En general, la primera grieta en todos los muros ocurrió en el pilar más traccionado, en la zona crítica del muro (sobre los anclajes) y esta fue predominantemente horizontal.

Respecto a los ensayos monotónicos, el muro con fibras de acero presentó mayor resistencia que el muro con fibras de polipropileno. En ambos muros, cuando se produce la primera grieta visible la resistencia cayó inmediatamente, quedando una resistencia residual, la cual fue disminuyendo a medida que aumentaban los desplazamientos. Cabe destacar que el muro FP1-S3 presentó un pequeño incremento de resistencia posterior a la caída en su capacidad de carga. El comportamiento que presentaron ambos muros se conoce como ablandamiento por deformación (ver sección 2.4).

El modo de falla de los especímenes ensayados de manera monotónica corresponde a una falla en flexión. En el caso del muro FP1-S3 se caracterizó por una única grieta horizontal a 45 [cm] de la sección crítica en la base, la cual se fue expandiendo de manera progresiva a los demás núcleos verticales a medida que las fibras fueron arrancadas del hormigón, hasta llegar al último núcleo vertical donde se desvió de manera diagonal hacia el borde comprimido del muro (ver Figura 4.23). En el muro FC1-S3, al igual que el caso anterior, se caracterizó por una grieta horizontal en el pilar más traccionado a 52 [cm] de la base, la cual se propagó a diferentes niveles en los núcleos verticales y que se desvió de manera diagonal al acercarse al borde comprimido del muro (ver Figura 4.35). En ambos muros el daño se concentró a nivel de la sección crítica, siendo una característica no deseada en este tipo de elementos.

En los ensayos cíclicos, ambos muros presentaron una primera grieta apenas visible en ambos sentidos de carga, posterior a la cual fueron capaces de aumentar levemente su resistencia, hasta formarse una grieta mucho más grande y visible. El muro FP2-S3, con fibras de polipropileno, presentó una grieta horizontal en los pilares externos a 45 [cm] de la base, la cual se propagó de manera diagonal hacia la viga del primer nivel (ver Figura 4.29). El modo de falla de este muro se puede calificar como combinado de flexión y corte, predominando la flexión. El muro FC2-S3, con fibras de acero, presentó una grieta horizontal con cierta inclinación, la cual se propagó por todos los núcleos verticales a diferente altura (ver Figura 4.42), concentrándose el daño a nivel de la sección crítica. El modo de falla de este muro se puede calificar como de flexión. El muro con fibras de polipropileno (FP2-S3) presentó la mayor resistencia y capacidad de deformación.

En las envolventes de la respuesta de ambos muros se observa una pérdida en la capacidad de carga posterior al peak, manteniéndose una resistencia residual que disminuye a medida que aumentan los desplazamientos. Solo en el sentido positivo del muro con fibras de polipropileno (FP2-S3) se genera una pequeña ganancia de resistencia posterior a la caída de la capacidad de carga. El comportamiento que presentan las envolventes de los muros FP2-S3 y FC2-S3 corresponde a un ablandamiento por deformación.

Con respecto a la degradación de la resistencia residual en los ensayos cíclicos, se observa el efecto de la pérdida debido al incremento de desplazamientos, lo cual se aprecia claramente en las curvas envolventes de ambas respuestas (Figura 4.25 y Figura 4.37). En las curvas de histéresis se aprecia además la degradación de resistencia que ocurre en la repetición de ciclos de una misma amplitud. Finalmente, como se aprecia en Figura 4.24 y Figura 4.36, ambos muros presentaron degradación de resistencia en al menos un ciclo, característica no deseada en la respuesta cíclica.

En la Tabla 5.1 se muestra los valores característicos de la respuesta los diferentes ensayos, incluyendo carga y desplazamiento del peak de resistencia, resistencia residual máxima y el fin del ensayo. En la Figura 5.1 se presentan las envolventes de las curvas carga-desplazamiento de cada muro ensayado. Cabe señalar que las envolventes de los ensayos cíclicos corresponden a los máximos de desplazamiento por ciclo.

Tabla 5.1. Valores característicos de los ensayos realizados

Muro	Peak de resistencia			Resistencia residual máxima			Fin del ensaye		
	Carga [T]	Δ [mm]	Δ/H [%]	Carga [T]	Δ [mm]	Δ/H [%]	Carga [T]	Δ [mm]	Δ/H [%]
FP1-S3	2.61	1.86	0.08	0.99	5.1	0.23	0.39	30.3	1.34
FP2-S3 (+)	3.72	3.89	0.17	1.86	8.03	0.36	0.62	28.9	1.28
FP2-S3 (-)	3.02	2.46	0.11	1.32	2.97	0.13	0.51	28.8	1.27
FC1-S3	4.30	3.50	0.15	3.25	3.59	0.16	1.12	33.0	1.46
FC2-S3 (+)	2.36	2.69	0.12	1.72	3.40	0.15	0.27	16.9	0.75
FC2-S3 (-)	2.49	2.46	0.11	2.24	2.94	0.13	0.76	14.9	0.66

Se aprecia que el muro FC1-S3 (fibra de acero, ensayo monotónico) presentó la mayor resistencia y que, el muro FC2-S3 (fibras de acero, ensayo cíclico), con la misma cuantía y dimensiones que el anterior, presentó la menor resistencia y capacidad de deformación en ambos sentidos. La variación de comportamiento y el modo de falla de ambos muros se puede asociar a la eficacia de la fibra dentro del muro como lo plantea Singh (2016).

Los muros con fibras de polipropileno (FP1-S3 y FP2-S3) presentaron el mayor porcentaje de pérdida de resistencia respecto a su valor peak, pero su resistencia residual fue más estable que la de los muros con fibras de acero. Finalmente se puede apreciar que los muros con fibras de polipropileno presentaron una zona pequeña de ganancia de resistencia, comportamiento que fue más notorio en el muro FP2-S3 en el sentido positivo.

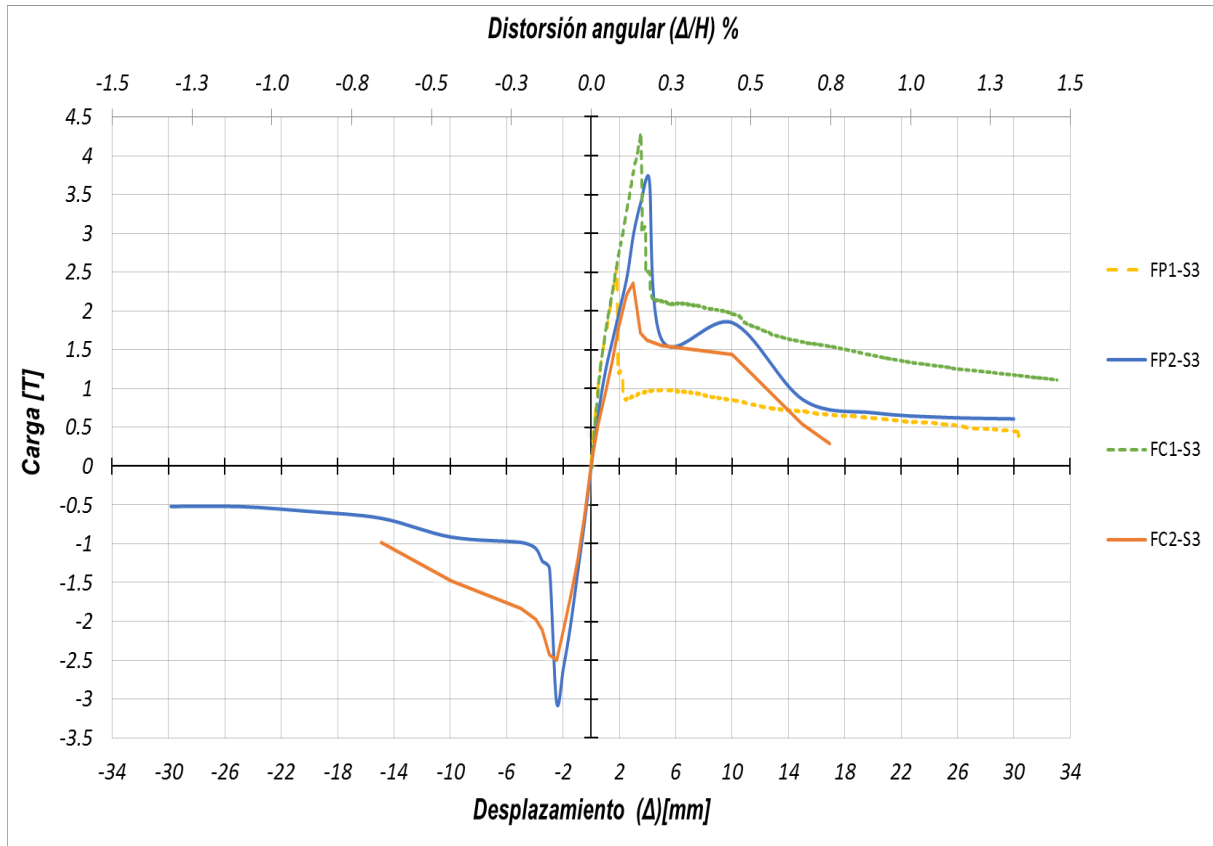


Figura 5.1. Envolvente carga-desplazamiento de los cuatro muros ensayados

5.3 Análisis de los parámetros de la respuesta

5.3.1 Resistencia

Se estudia el comportamiento de la resistencia de los muros en los ciclos de degradación y estabilización de los ensayos. En la Figura 5.2 y Figura 5.3 se presenta las envolventes de la respuesta cíclicas para el primer y último ciclo de cada serie de desplazamiento.

En figuras se aprecia los efectos de degradación de la resistencia producto del aumento de desplazamientos y degradación de resistencia causada por la repetición de ciclos de una misma amplitud. El primer tipo de degradación se observa analizando cada envolvente por separado. El segundo tipo de degradación se visualiza al comparar las envolventes en el primer y último máximo en cada serie de desplazamiento.

Previo al agrietamiento de los muros en ambos sentidos, las envolventes asociadas al primer y último peak, poseen valores casi idénticos en términos de resistencia y desplazamiento, existiendo poca degradación de resistencia debido a la repetición de ciclos de una misma amplitud.

En la curva de los primeros peaks para el sentido positivo en el muro FP2-S3, se observa una leve ganancia de resistencia posterior al agrietamiento de la sección y caída de resistencia, fenómeno que no ocurre en los otros casos.

El fenómeno de degradación de resistencia debido a la repetición de ciclos de una misma amplitud se aprecia más significativo posterior al agrietamiento de la sección. En ambos casos, el efecto es más notorio para el ensaye en la dirección positiva.

Para el muro FP2-S3 la mayor pérdida de resistencia se da en la serie de 4.0 [mm] en el sentido positivo, donde la resistencia cae de 3.72 [T] a 1.37 [T]. En cambio, para el muro FC2-S3 la pérdida de resistencia

más notoria se da en la serie de 10.0 [mm] en el sentido positivo, donde la resistencia cae de 1.44 [T] a 0.48 [T]. La pérdida de resistencia entre el primer y último peak son más notorias en el sentido positivo de las series de desplazamiento en ambos muros.

Se observa una simetría en las curvas de los últimos peak de resistencia para el sentido positivo y negativo en ambos muros.

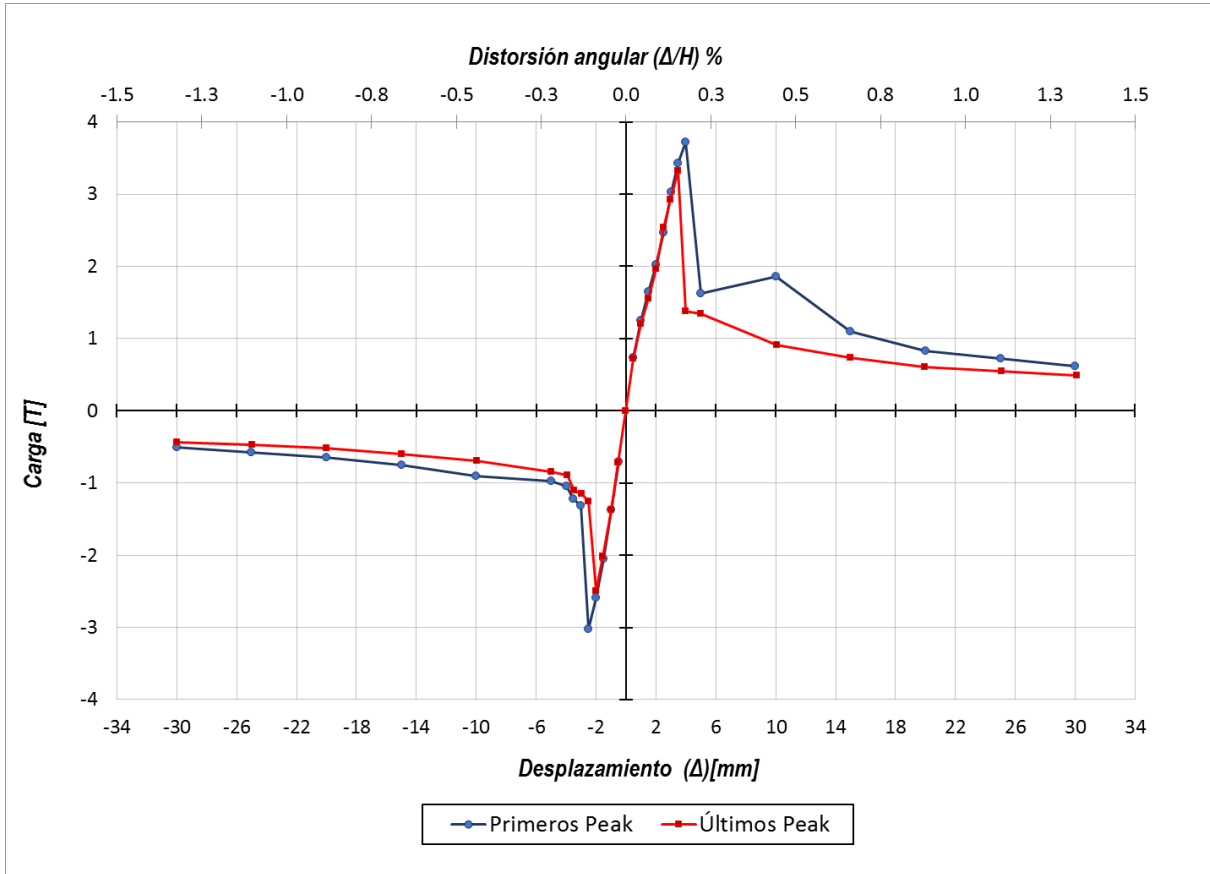


Figura 5.2. Envolturas cíclicas al primer y último peak muro FP2-S3

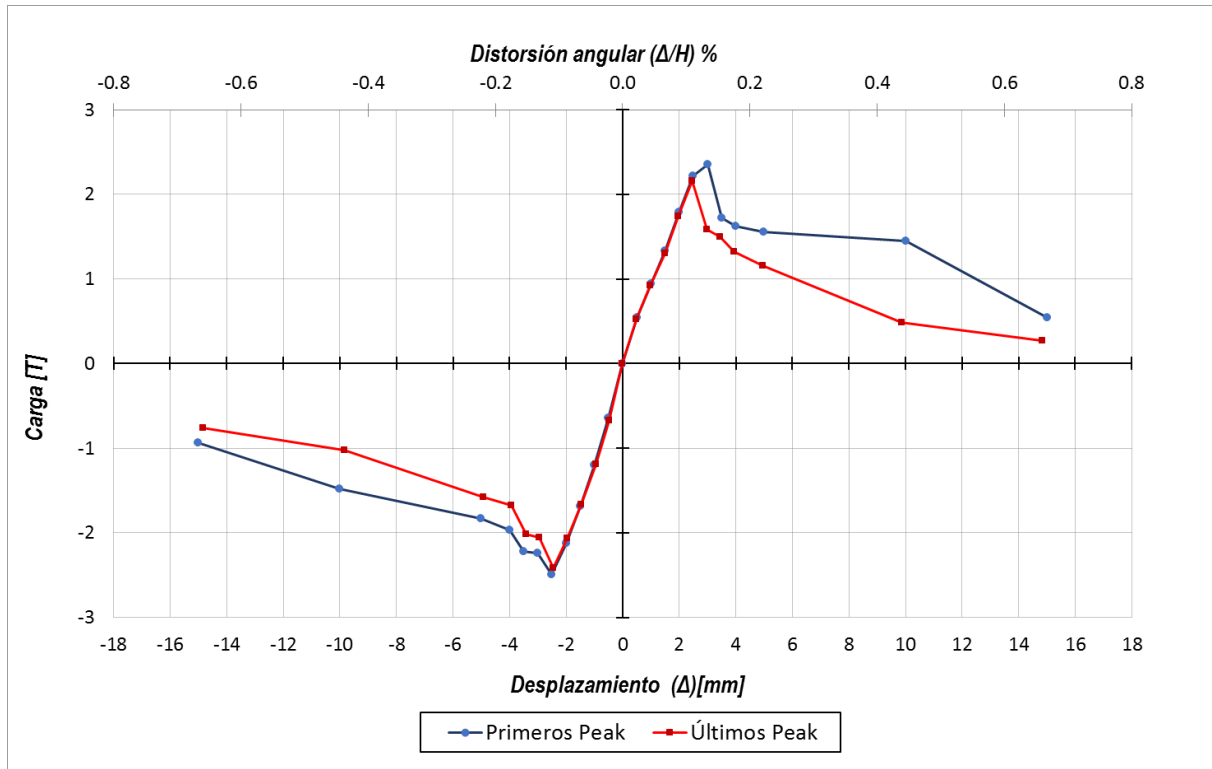


Figura 5.3. Envolventes cíclicas al primer y último peak muro FC2-S3

5.3.2 Rigidez

En el caso de los muros ensayados en forma monotónica, se calculó la rigidez secante punto a punto a lo largo de la respuesta.

Para los muros ensayados de manera cíclica, la rigidez secante para un determinado ciclo “j” se define como la razón entre el valor máximo de la aplicada F_j en la parte superior del muro a una altura de 226 [cm] y el desplazamiento respectivo Δ_j . En la Figura 5.4 se muestra la rigidez K_j dado un ciclo “j”, la cual se define según la Ecuación (5.1):

$$K_j = \frac{F_j}{\Delta_j} \quad (5.1)$$

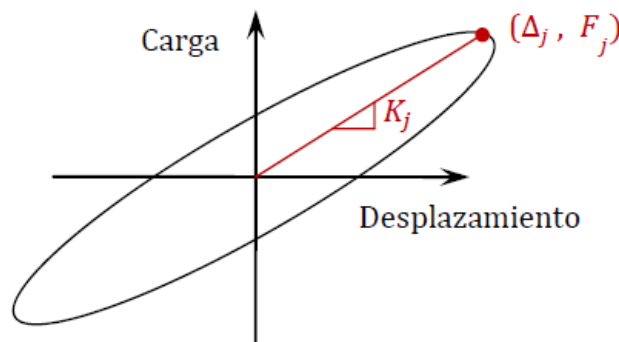


Figura 5.4. Esquema cálculo de rigidez secante

Para estos muros se calculó la rigidez lateral secante asociadas a los ciclos de carga y descarga del primer peak de la respuesta.

En la Tabla 5.2 se entrega la rigidez inicial (K_i) de los especímenes ensayados, la cual se obtiene para un desplazamiento de 0.5 [mm], mismo criterio de desplazamiento ocupan los autores Correal et al.(2022). Además, se muestra la carga (V_{cr}), el desplazamiento (Δ_{cr}) y la rigidez secante (K_{cr}) asociada al agrietamiento de la sección crítica de los diferentes muros.

Tabla 5.2. Rigidez secante calculada.

Muro	V_i [T]	K_i [T/mm]	V_{cr} [T]	Δ_{cr} [mm]	K_{cr} [T/mm]
FP1-S3	1.07	2.12	2.61	1.86	1.40
FP2-S3(+)	0.73	1.47	3.72	3.89	0.96
FP2-S3(-)	0.71	1.44	3.02	2.46	1.23
FC1-S3	1.09	2.13	4.30	3.50	1.23
FC2-S3(+)	0.54	1.08	2.36	2.69	0.88
FC2-S3(-)	0.65	1.39	2.49	2.46	1.01

El muro FC1-S3 presenta el mayor valor de rigidez inicial y también muestra la mayor pérdida de rigidez cuando ocurre el agrietamiento de la sección, con un 42.3% respecto a su valor inicial. El muro FP1-S3 tiene el valor más alto de rigidez cuando ocurre el agrietamiento de la sección. El menor valor de rigidez inicial y rigidez asociada al agrietamiento de la sección lo tiene el muro FC2-S3. En términos generales los ensayos monotónicos presentaron mayor rigidez con respecto a los ensayos cíclicos, lo cual es esperable dado que en los ensayos cíclicos existe degradación de la rigidez debido a la repetición de ciclos de una misma amplitud.

De la Figura 5.5 a Figura 5.8 se muestra la variación de la rigidez secante (K_{sec}) con el desplazamiento del muro. La rigidez secante fue normalizada por la rigidez inicial (K_i) para cada muro.

Las curvas de los muros FP1-S3 y FC1-S3, ensayados de forma monotónica, presentan una gran similitud (ver Figura 5.5 y Figura 5.7). En una primera fase, la rigidez desciende gradualmente hasta el agrietamiento de la sección crítica, luego existe una caída brusca durante y hasta un poco después del agrietamiento, para finalmente presentar una zona de descenso asintótico hasta ser prácticamente cero. La diferencia más apreciable entre el muro FP1-S3 y FC1-S3 es el desplazamiento asociado a la caída brusca de rigidez, que corresponde al agrietamiento de la sección crítica. Esto sucede a los 1.86 [mm] para el muro con fibras de polipropileno y a los 3.50 [mm] para el muro con fibras de acero.

En el caso de los ensayos cíclicos, ambos muros presentan, en el sentido positivo del ensaye, un pequeño repunte en la rigidez justo antes del agrietamiento de la sección, para que luego la rigidez caiga bruscamente a mayores desplazamientos. Este efecto no se aprecia en el sentido negativo de los ensayos. En general, las curvas de rigidez poseen comportamientos similares según el tipo de ensayo.

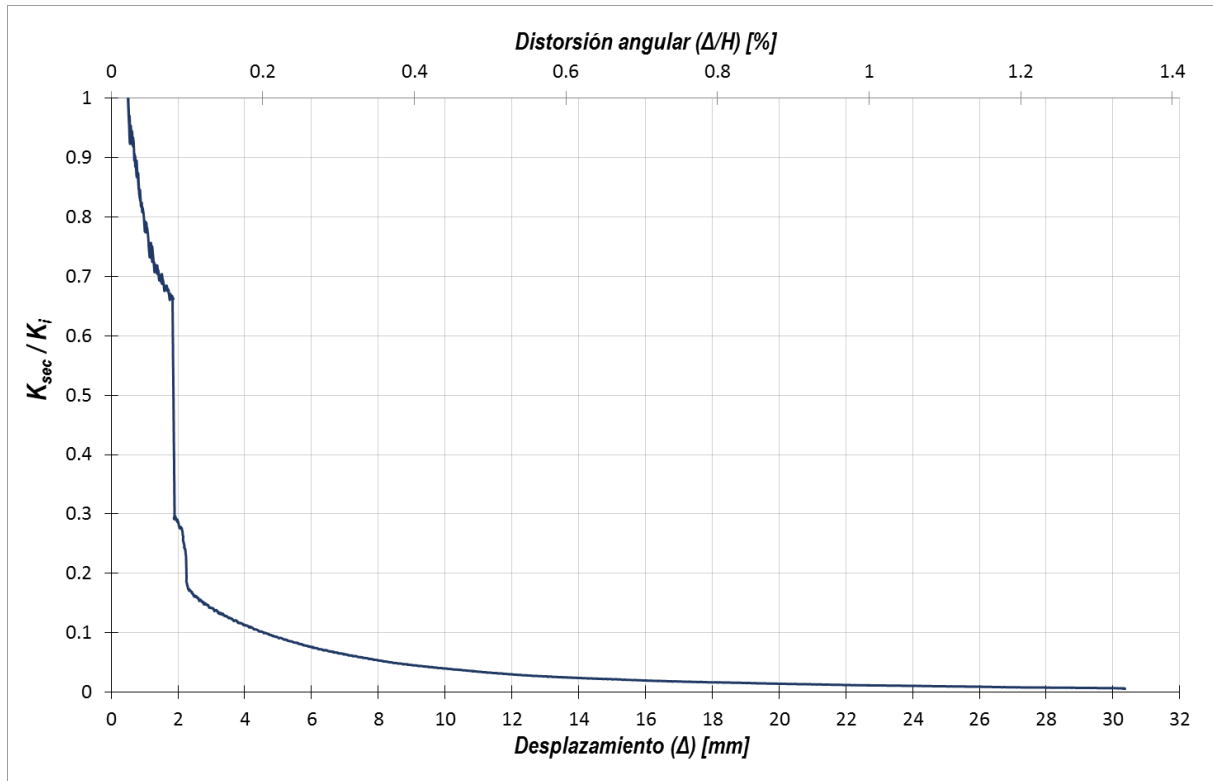


Figura 5.5. Rigidez secante/ Rigidez elástica inicial muro FP1-S3

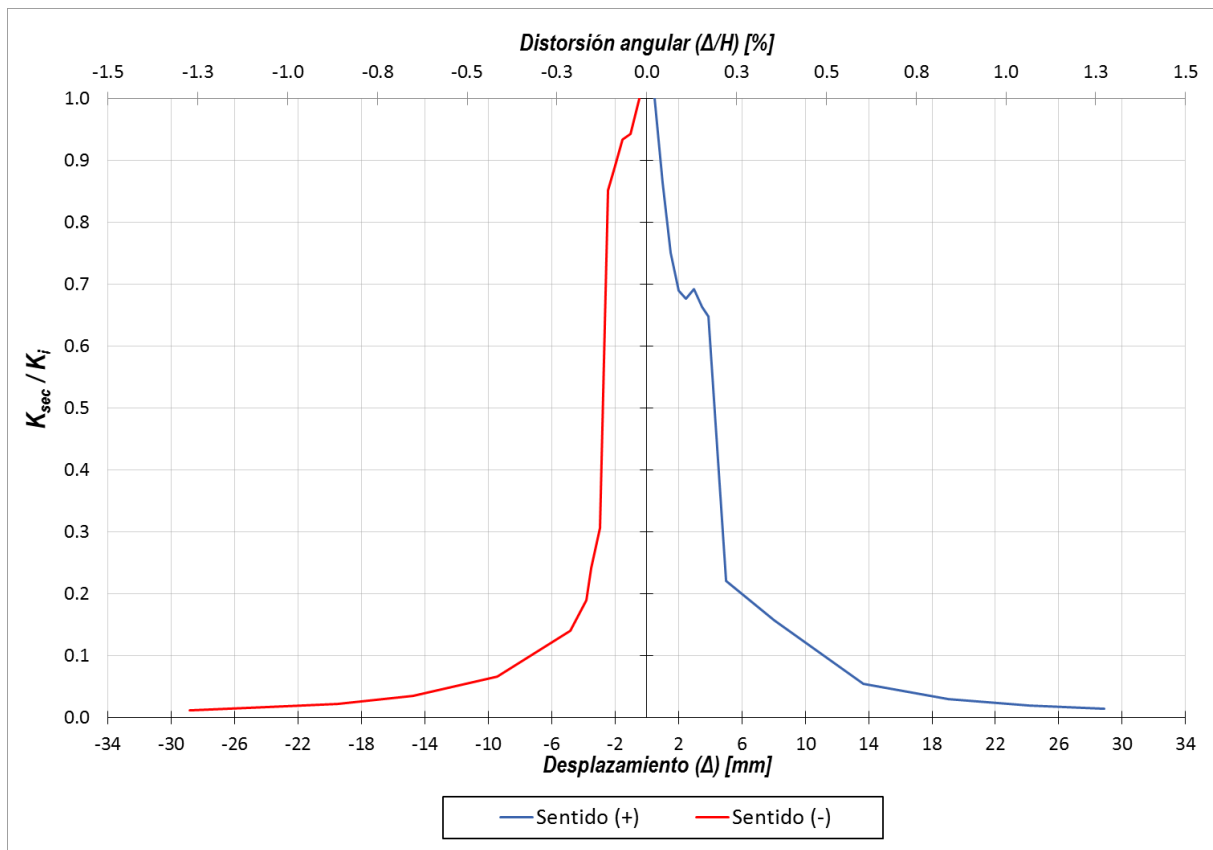


Figura 5.6. Rigidez secante/ Rigidez elástica inicial muro FP2-S3

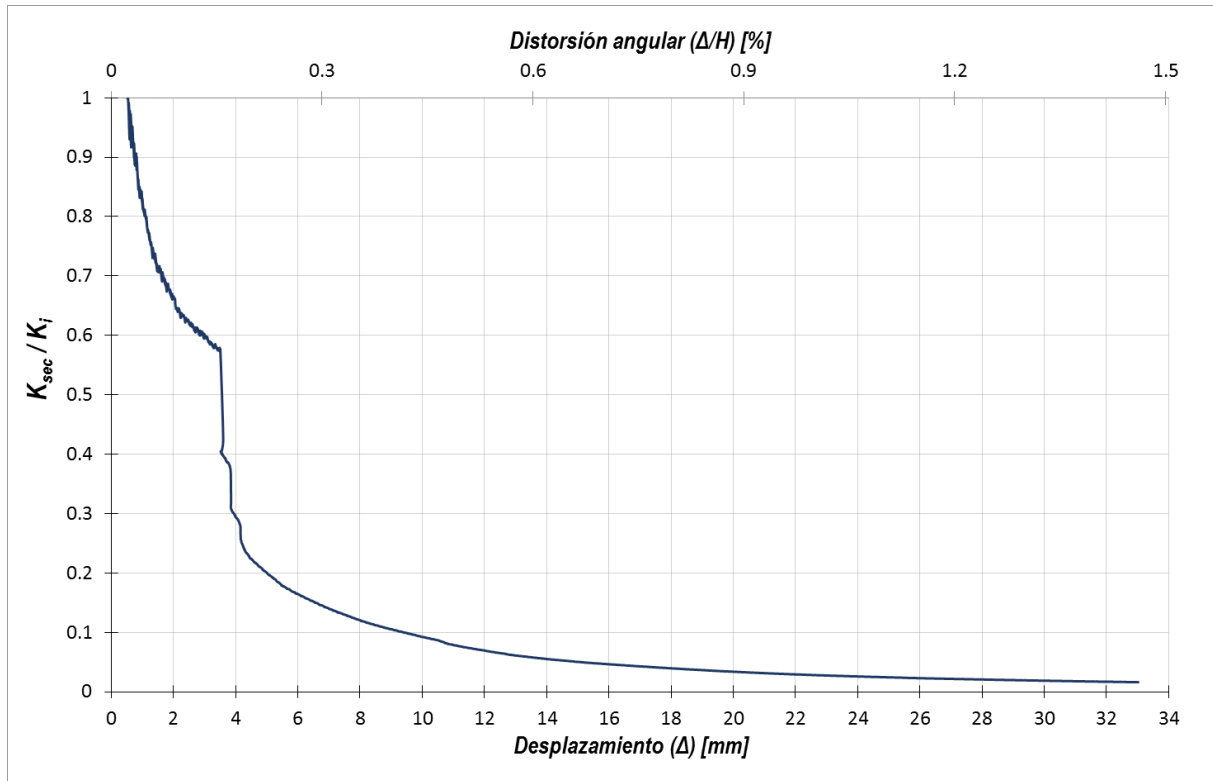


Figura 5.7. Rigidez secante/ Rigidez elástica inicial muro FC1-S3

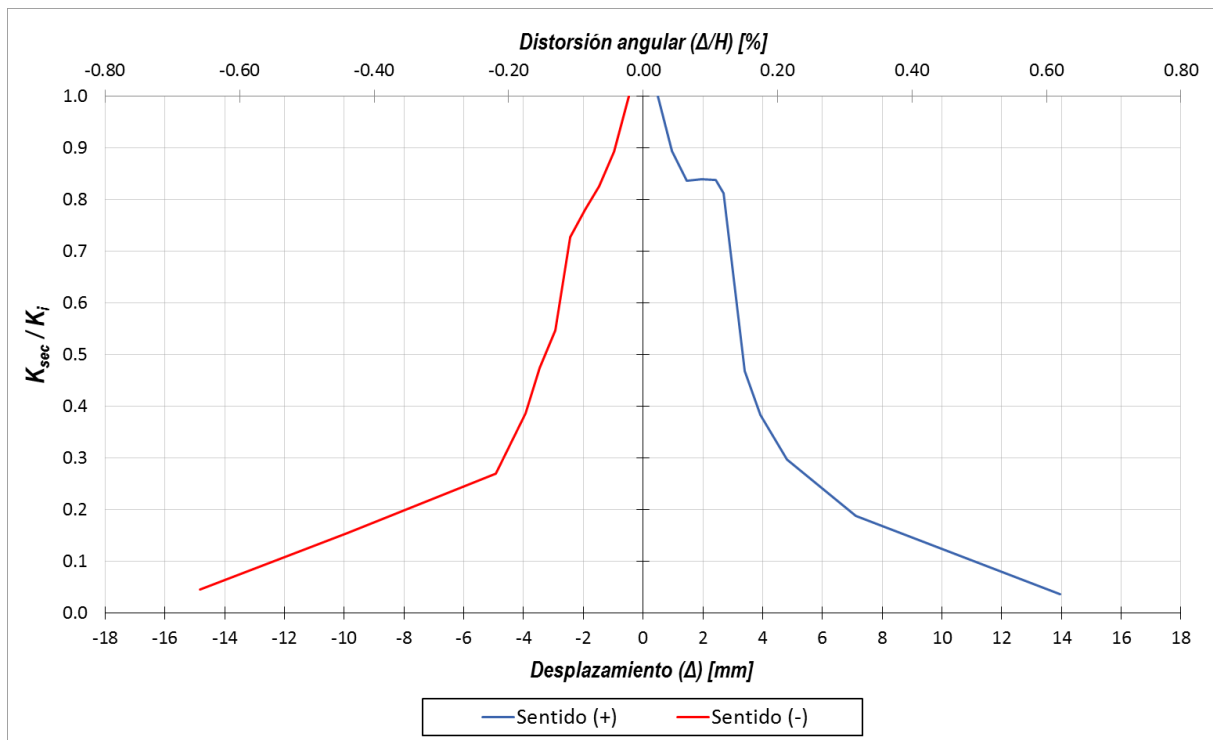


Figura 5.8. Rigidez secante/ Rigidez elástica inicial muro FC2-S3

5.3.3 Energía disipada

Para cada ciclo de la respuesta, se evalúa la energía disipada calculando el área encerrada por las curvas carga-desplazamiento (A_d) mostrada en la Figura 5.9. En la Figura 5.10 y Figura 5.12 se muestra la energía disipada acumulada de los muros FP2-S3 y FC2-S3 respectivamente. En la Figura 5.11 y Figura 5.13 se muestra la energía disipada normalizada por la energía de deformación de los ensayos monotónicos de especímenes con características similares (E_m). La energía de los ensayos monotónicos será calculada hasta los desplazamientos de 30 y 15 [mm] para el muro FP1-S3 y FC1-S3 respectivamente. Esto debido a que en los ensayos cíclicos, los especímenes que poseen el mismo tipo de fibras llegaron a esas series de desplazamiento. Los valores obtenidos son de 22.9 [T·mm] para el muro FP1-S3 y 31.4 [T·mm] para el muro FC1-S3.

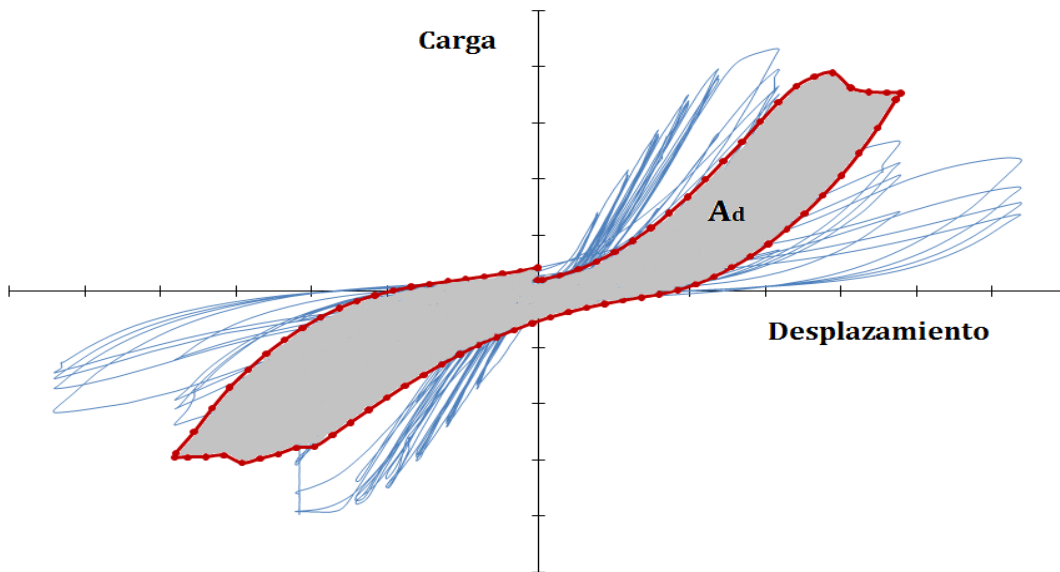


Figura 5.9. Área para el cálculo de energía de disipación

En ambos muros observa una mínima disipación de energía previo al agrietamiento de la sección crítica, 0.11% distorsión angular, lo que denota un comportamiento prácticamente lineal elástico hasta este nivel. Posterior al inicio del agrietamiento se evidencia un cambio en la tasa de disipación de energía. En el ciclo 0.18% de distorsión angular (4.0 [mm]) ya se ha liberado un 13.5 y 23.9% de la energía acumulada total para los muros FP2-S3 y FC2-S3 respectivamente.

El cambio más notorio en la tasa de disipación de energía se produce en los ciclos de degradación-estabilización, lo cual ocurre desde la serie 0.22% de distorsión angular (5.0 [mm]). Al finalizar los ensayos, se ha alcanzado una energía acumulada de 298.9 [T·mm] y 147.7 [T·mm] para el muro FP2-S3 y FC2-S3 respectivamente (ver Figura 5.10 y Figura 5.12). Esta diferencia de energía se debe a que el muro FP2-S3 logró llegar a la serie de desplazamiento de 30 [mm] (1.33% distorsión angular), mientras que el muro FC2-S3 llegó hasta la serie de 15 [mm] (0.66% distorsión angular).

En términos de la energía acumulada normalizada se llega a un valor de 13.0 para el muro FP2-S3 y de 4.7 para el muro FC2-S3 (ver Figura 5.11 y Figura 5.13). En general, el muro FP2-S3 mostro un mejor comportamiento que el muro FC2-S3 en términos de disipación de energía, lo que conlleva a los valores antes mencionados.

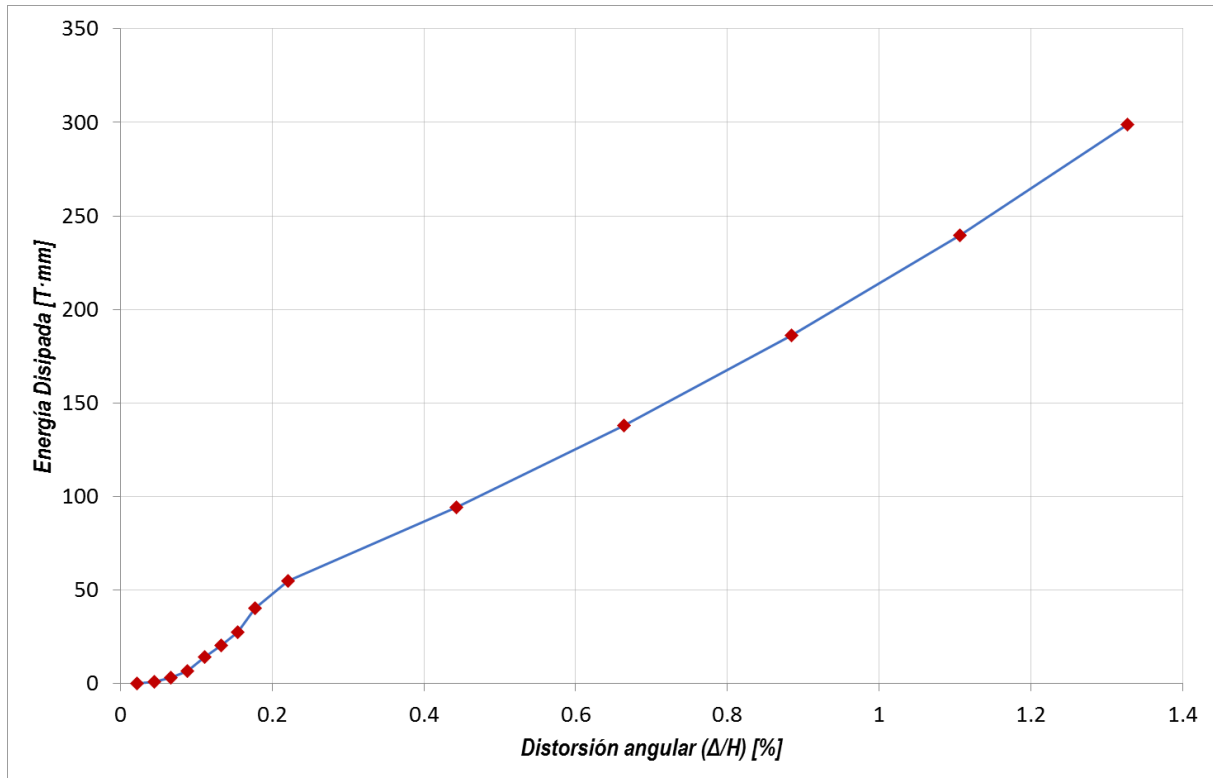


Figura 5.10. Energía disipada acumulada muro FP2-S3

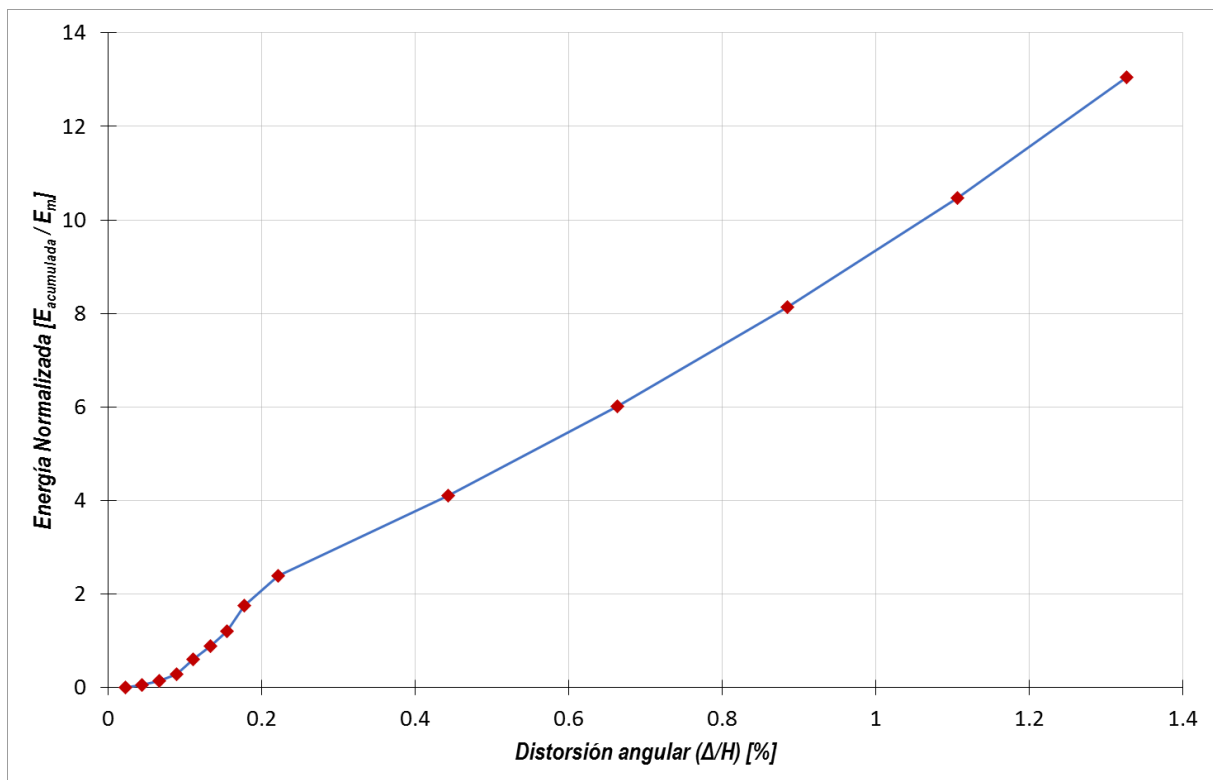


Figura 5.11. Energía disipada normalizada muro FP2-S3

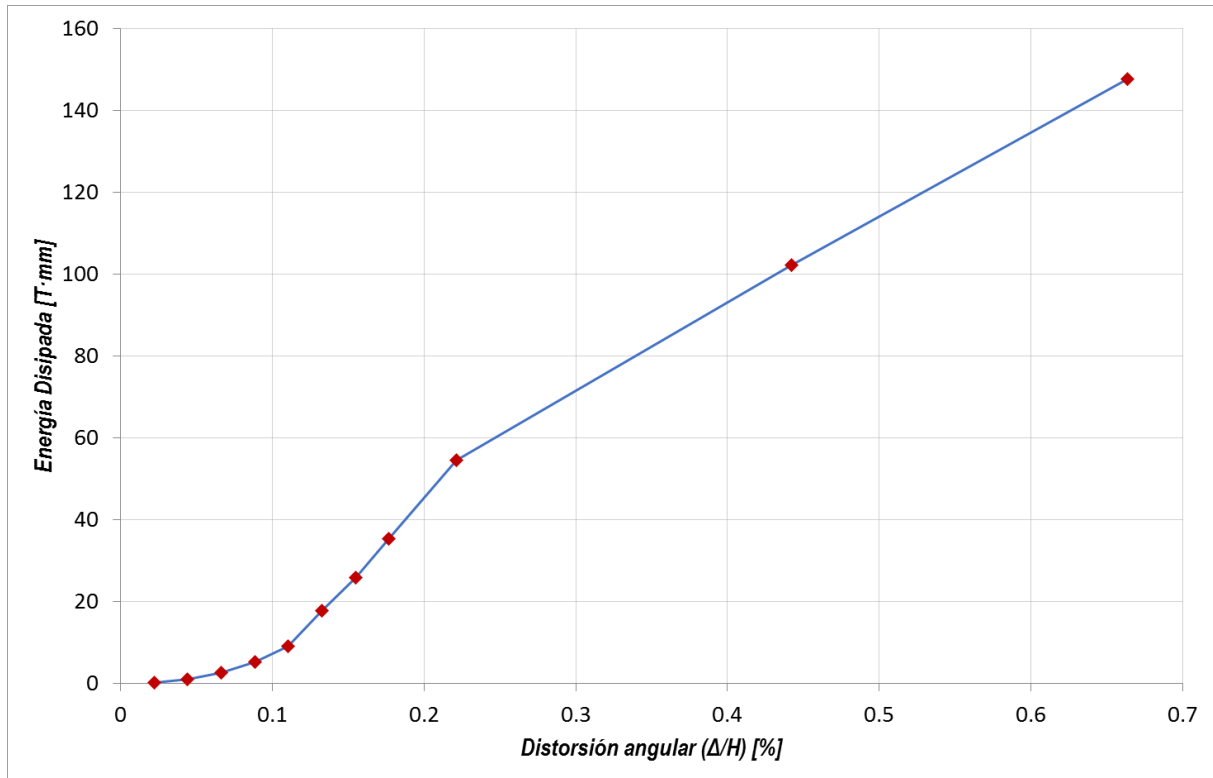


Figura 5.12. Energía disipada acumulada muro FC2-S3

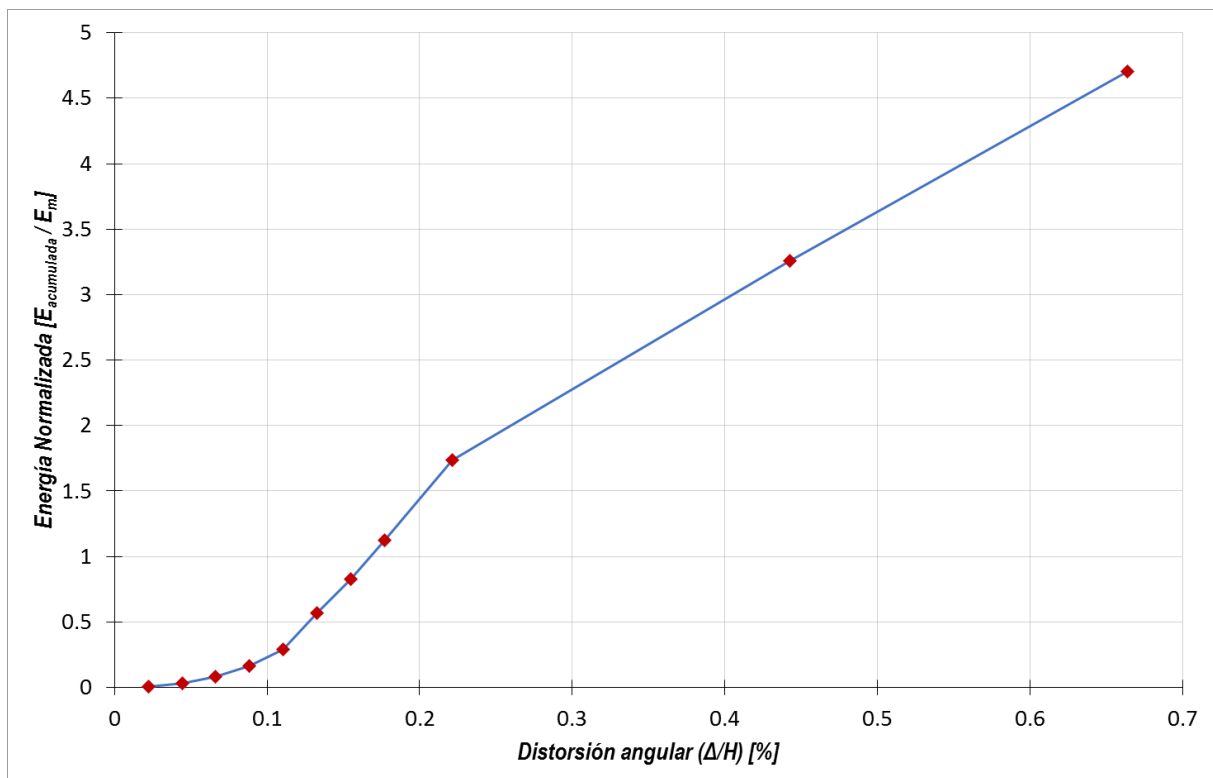


Figura 5.13. Energía disipada normalizada muro FC2-S3

En la Figura 5.14 y Figura 5.16 se muestra la energía disipada en forma de grafico de barras para el primer y último máximo de cada ciclo asociado a una serie de desplazamiento. En la Figura 5.15 y Figura 5.17 se presentan los mismos gráficos, pero normalizados por la energía de los ensayos monotónicos.

En las figuras se observa la tendencia aumentar de manera significativa la cantidad de energía disipada en el rango inelástico, posterior al agrietamiento de la sección critica a una distorsión angular del 0.11% para ambos muros.

Posterior al agrietamiento se aprecia una diferencia notoria entre la energía disipada en el primer peak y en el último peak. La mayor diferencia se produce en la serie de 10 [mm] (0.44% distorsión angular) para ambos muros. No obstante, esta diferencia tiende a disminuir a medida que se fue alcanzando desplazamientos mayores.

Respecto a la energía disipada normalizada por ciclo en los primeros peaks, se aprecian valores ligeramente mayores para el muro FP2-S3, con un máximo de 0.66 y 0.59 para el muro el muro FC2-S3. En el último peak el muro FP2-S3 muestra un valor de energía disipada de 0.47 (10.74 [T mm]), mientras que el muro FC2-S3 tiene un valor de 0.2 (6.50 [T mm]). Los resultados evidencian una mejor disipación de energía en el muro FP2-S3.

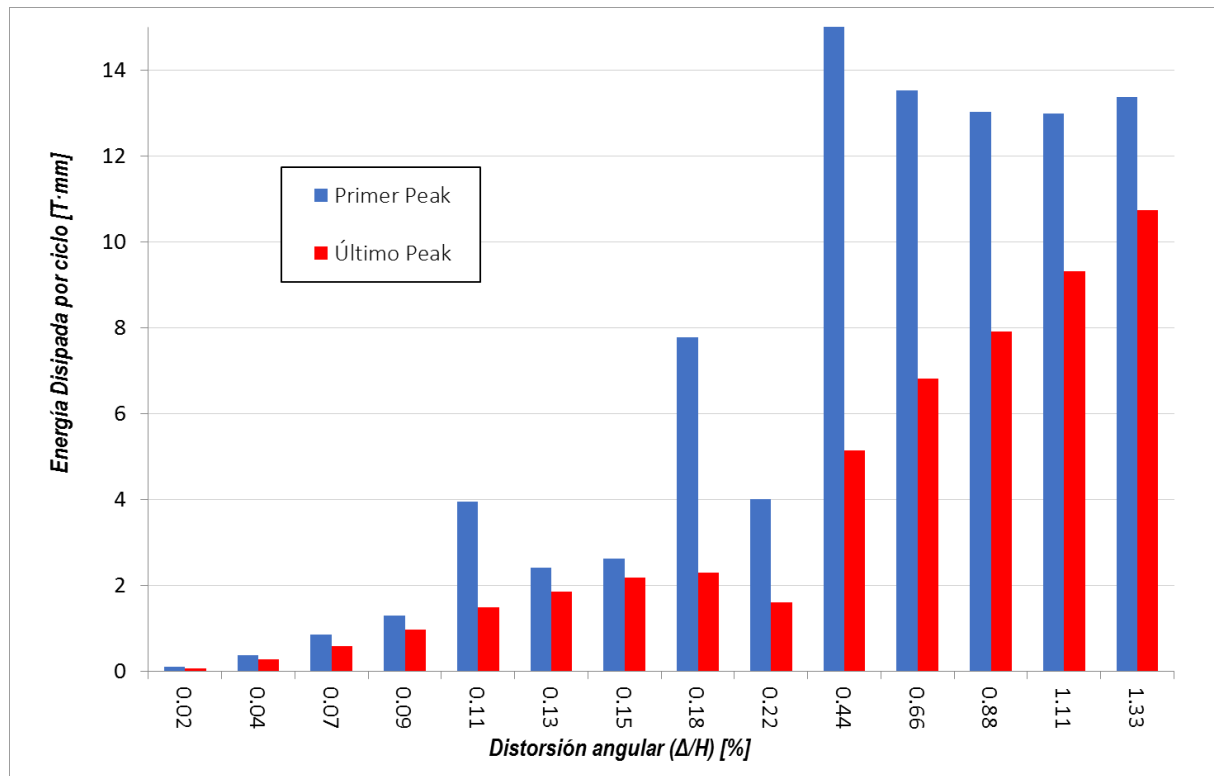


Figura 5.14. Energía disipada por ciclo muro FP2-S3

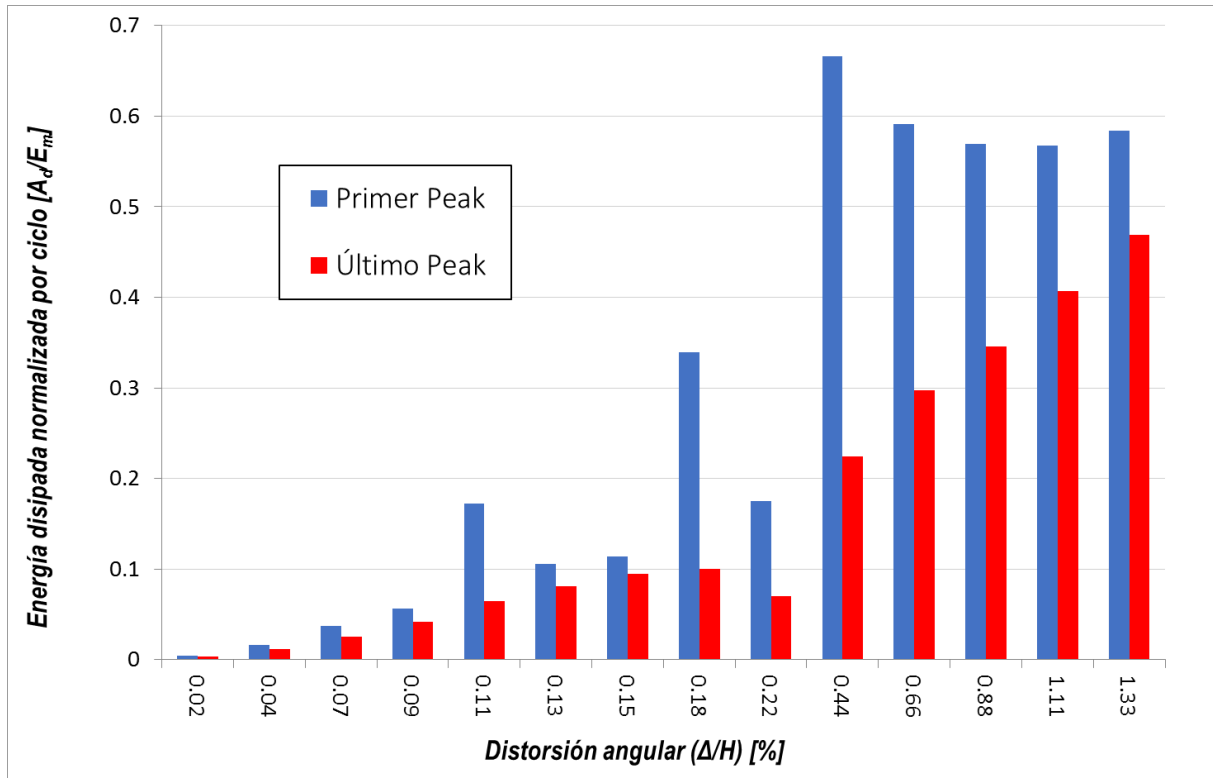


Figura 5.15. Energía disipada normalizada por ciclo muro FP2-S3

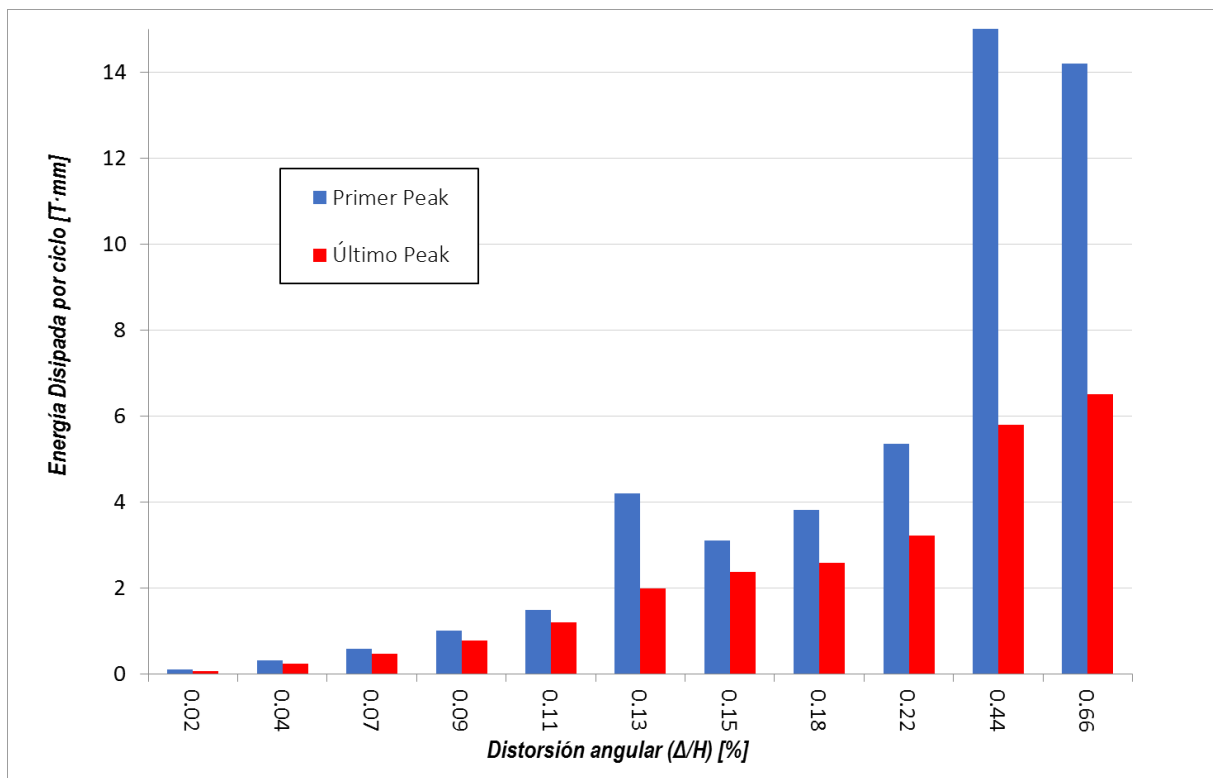


Figura 5.16. Energía disipada por ciclo muro FC2-S3

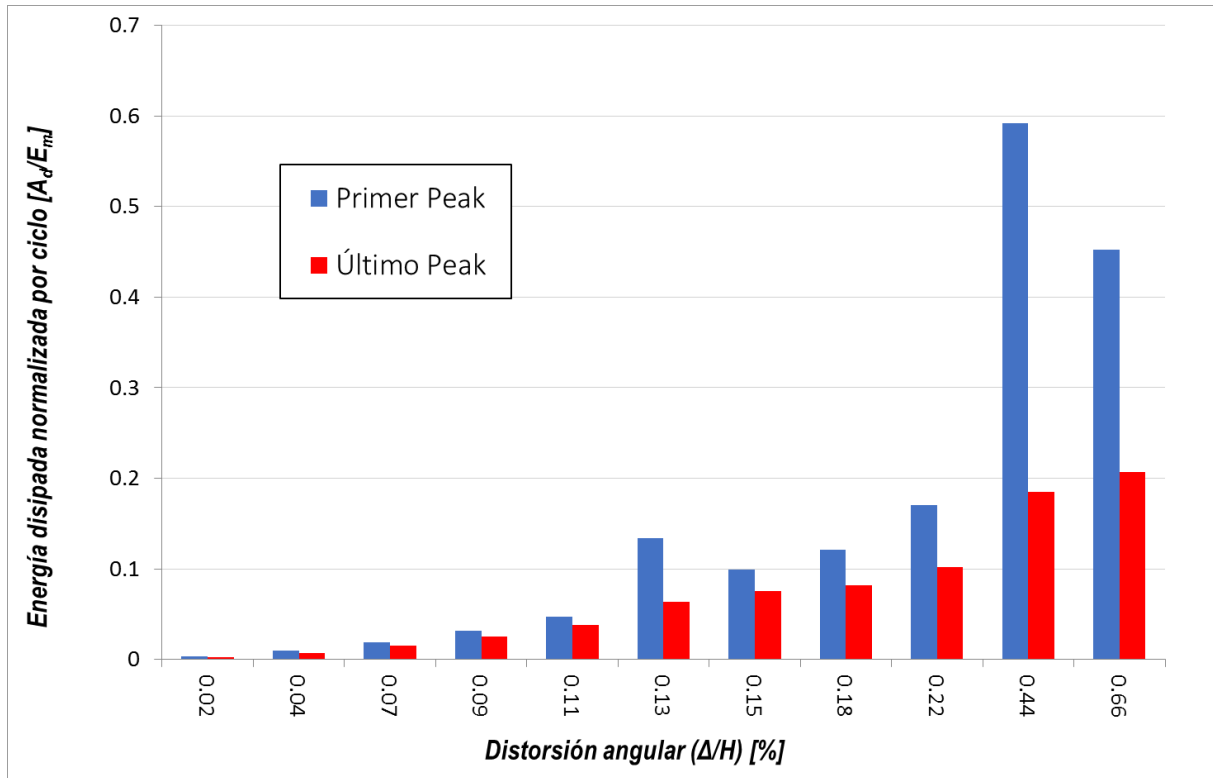


Figura 5.17. Energía disipada normalizada por ciclo muro FC2-S3

Capítulo 6

6 Modelos analíticos

6.1 General

A continuación se presentan modelos analíticos para la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los especímenes ensayados. En primera instancia se evalúa la resistencia a flexión a través de las ecuaciones de resistencia de los materiales, posteriormente se calcula de manera teórica la rigidez elástica y se compara con la rigidez obtenida de manera experimental.

Se obtienen curvas Momento-Curvatura y Fuerza-Desplazamiento a partir de los modelos analíticos que fueron descritos en la sección 2.5.2 y 2.5.3. Además, se implementa un modelo paramétrico en tracción y compresión obtenido del ACI 544.4R-18, donde los parámetros de interés se calibran de acuerdo con los resultados experimentales.

Finalmente se obtiene la resistencia de corte de manera teórica y se compara con los resultados experimentales.

6.2 Ecuaciones de resistencia de los materiales para flexión

6.2.1 Resistencia a Flexo-tracción

Dado que los muros se comportan de un modo prácticamente lineal hasta la primera grieta en la sección crítica, se emplean las ecuaciones clásicas de resistencia de los materiales para calcular la resistencia a flexo-tracción. Según la ley de Navier:

$$\sigma = \frac{-M \cdot y}{I} + \frac{P}{A} \quad (6.1)$$

Donde M es el momento en la sección, igual a la carga por la altura entre la sección agrietada y la aplicación de la carga (ver Tabla 6.1), en [kgf·cm], I es la inercia de la sección bruta de hormigón, 833,978 [cm⁴], P es la fuerza axial asociada al peso propio de los especímenes y los componentes del sistema de carga correspondiente a 1.07 [T] y A es el área de la sección de hormigón, 1,082 [cm²].

Cabe señalar que se ha considerado la carga máxima en los diferentes ensayos experimentales, a pesar de que la primera grieta en los ensayos cíclicos se dio a una carga levemente menor a la máxima. En la Tabla 6.1 se muestra los valores de la resistencia a flexo-tracción de los muros con fibras. En la última columna se muestra los valores del esfuerzo de rotura dividido por $\sqrt{f'_c}$, donde f'_c se obtiene de la Tabla 4.1.

Tabla 6.1. Resistencia a flexión especímenes ensayados

Muro	H _{cr} [cm]	V _{cr} [T]	M _{cr} [T·m]	σ[kg/cm ²]	σ/√f' _c
FP1-S3	181	2,610	472,410	24.78	1.67
FP2-S3(+)	181	3,720	673,320	35.75	2.42
FP2-S3(-)	181	3,020	546,620	28.83	1.95
FC1-S3	183	4,300	786,900	41.94	2.74
FC2-S3(+)	180	2,360	424,800	22.19	1.45
FC2-S3(-)	183	2,490	455,670	23.87	1.56

Se puede apreciar una dispersión, tanto entre muros construidos con un mismo tipo de fibras como entre muros que comparten el mismo tipo de ensayo (monotónico o cíclico). Según la literatura la

resistencia a flexo-tracción en ensayos de viguetas de hormigón cargadas en el tercio central, tiene un valor entre 2.6 y $2.9\sqrt{f_c'}$ en $[\text{kgf}/\text{cm}^2]$, mientras que el ACI 318-19 utiliza un valor de resistencia a flexo-tracción de $2\sqrt{f_c'}$. El valor promedio de los especímenes ensayados es de $1.97\sqrt{f_c'}$.

6.2.2 Rigidez elástica

En la Figura 6.1 se presenta el esquema de cálculo de la rigidez del muro, con H_M correspondiente a la altura del panel de 213.5 [cm], h_1 la altura desde el panel hasta el punto de aplicación de la carga lateral en la viga superior, correspondiente a 12.5 [cm]. Se considera la rigidez elástica $(EI)_1$ de la sección bruta para el panel y una rigidez $(EI)_2$ muy grande para la viga de carga. Bajo estas condiciones la rigidez elástica es:

$$K_{teórico} = \frac{3(EI)_1}{H_M \cdot (H_M^2 + 3H_M \cdot h_1 + 3h_1^2)} \quad (6.2)$$

Donde E es el módulo de elasticidad del hormigón, $15,100\sqrt{f_c'}$ (ACI 318-19), con f_c' obtenido de la Tabla 4.1, I corresponde a la inercia de la sección previamente calculada en la Tabla 6.1.

En la Tabla 6.2 se muestra los valores de la rigidez elástica teórica ($K_{teórico}$), junto con los valores de la rigidez inicial (K_i) y la rigidez secante (K_{cr}) asociada al agrietamiento de la sección obtenidas de los ensayos para cada espécimen.

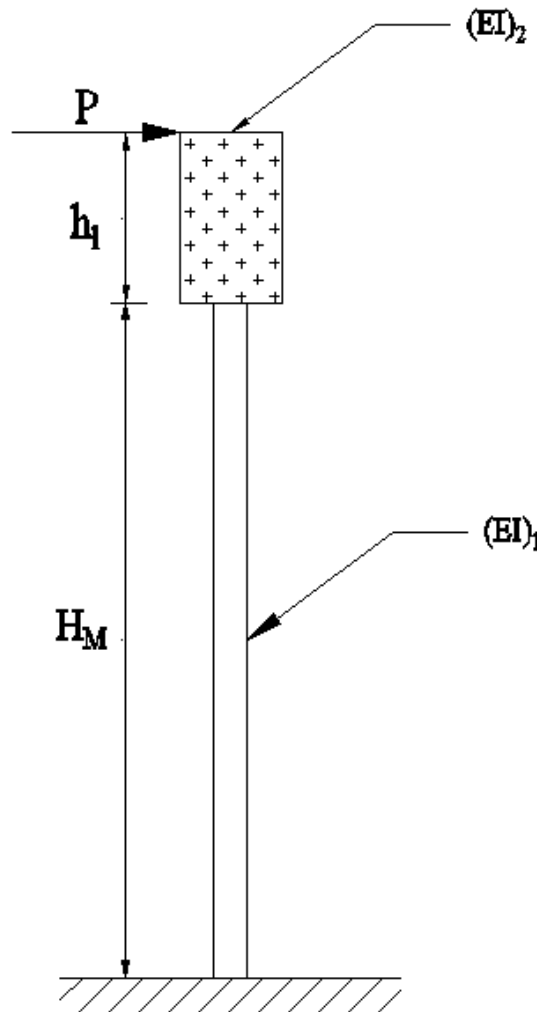


Figura 6.1. Esquema para obtener la rigidez elástica teórica

Tabla 6.2. Rigidez elástica teórica y calculada

Muro	E [kgf/cm²]	K_{teórico} [T/mm]	K_i [T/mm]	K_{cr} [T/mm]
FP1-S3	224,478	4.86	2.12	1.40
FP2-S3 (+)	223,204	4.83	1.47	0.96
FP2-S3 (-)	223,204	4.83	1.44	1.23
FC1-S3	230,837	5.00	2.13	1.23
FC2-S3 (+)	230,837	5.00	1.08	0.88
FC2-S3 (+)	230,837	5.00	1.39	1.01

Se calculó la rigidez elástica considerando los efectos de flexión y corte , dada por la Ecuación (6.4). Cabe señalar que el efecto de la viga de carga en la rigidez es muy bajo, por lo que para esta derivación se consideró la altura (H) desde la base hasta el punto de la aplicación de la carga, que corresponde a 226 [cm].

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{k_f} + \frac{1}{k_v} \quad (6.3)$$

$$K_{eq} = \frac{3EI}{H \cdot \left(\frac{3EI\kappa}{AG} + H^2 \right)} \quad (6.4)$$

Donde A es el área del muro previamente definida en 6.2.1, G es el módulo de corte del hormigón, el cual se toma usualmente como el 40% del módulo de elasticidad E y κ es un factor de forma que se considera igual a 1.2 para secciones rectangulares. En la Tabla 6.3 se observan los valores de rigidez equivalente (K_{eq}) para cada espécimen.

Tabla 6.3. Rigidez elástica considerando el efecto del corte

Muro	G [kgf/cm²]	K_{eq} [T/mm]	K_i [T/mm]	K_{cr} [T/mm]
FP1-S3	19,462	2.99	2.12	1.40
FP2-S3 (+)	19,351	2.97	1.47	0.96
FP2-S3 (-)	19,351	2.97	1.44	1.23
FC1-S3	20,013	3.08	2.13	1.23
FC2-S3 (+)	20,013	3.08	1.08	0.88
FC2-S3 (+)	20,013	3.08	1.39	1.01

Se puede observar que el valor de la rigidez equivalente (K_{eq}) es el más cercano a los valores medidos. De todas formas, el valor obtenido sigue siendo mayor que experimental (K_i), lo que indica que debe existir una componente de deformación que no está siendo contemplada, esto se puede deber al efecto de microgrietas en los especímenes ensayados, lo que afecta el valor de la inercia de la sección bruta (I), teniendo un valor menor que el calculado. Debido a que no se cuenta con más antecedentes, no se pudo realizar un análisis más detallado.

6.3 Curvas Momento-Curvatura

6.3.1 Modelo analítico de comportamiento en flexión

Se utiliza un modelo general de comportamiento seccional a flexión, presentado por Bazáez (2012), basado en la consideración de secciones planas y adherencia entre las fibras y el hormigón. Para este tipo de sección, la respuesta está controlada por los elementos verticales según López et al. (2021). En la Figura 6.2 se muestra el perfil lineal de deformaciones, en la zona de compresión (ϵ_c) y tracción (ϵ_t). Además, se observa la distribución de esfuerzos para el hormigón con fibra según el ACI 544.4R-18 (2018), donde la zona en compresión se encuentra en el rango elástico y la zona en tracción se encuentra en rango no lineal. Es importante indicar que se considera el efecto de las discontinuidades generadas por los espacios sin hormigón a efectos de considerar la resultante de fuerzas tanto en la zona en compresión y tracción.

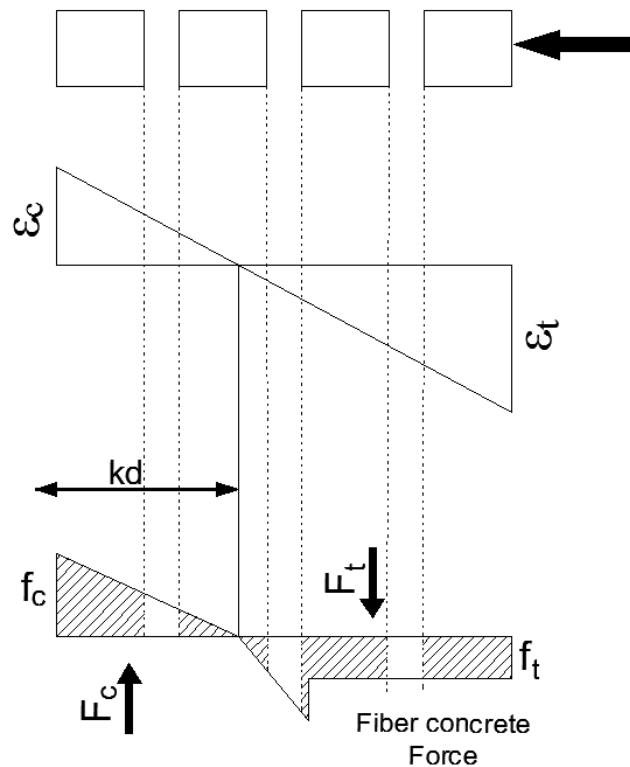


Figura 6.2. Perfil de deformación lineal y fuerzas en la sección (adaptado ACI 544.4R-18, 2018)

El comportamiento de la sección se caracteriza a través de la relación momento-curvatura, la cual se determina a partir de las condiciones de compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas y leyes constitutivas de los materiales. El momento nominal (M_n) de la sección se determina imponiendo una deformación máxima en la fibra traccionada, la cual varía en función del modelo de resistencia en tracción del hormigón con fibras.

Para este análisis se utiliza los modelos de comportamiento en compresión y tracción del hormigón con fibras que se indica en la Tabla 6.4, los que fueron descritos en la Tabla 2.3 y Tabla 2.4.

Tabla 6.4. Modelos para el análisis de la sección

Momento - Curvatura	
Muros ICF con hormigón reforzado con fibras de acero	
Modelo compresión	Modelo tracción
Shi et al. (2020)	Shi et al. (2020)
Shi et al. (2020)	Sing (2016)
Kazmi et al. (2019)	Xu et al. (2016)
Muros ICF con hormigón reforzado con fibras de polipropileno	
Modelo compresión	Modelo tracción
Kazmi et al. (2019)	Xu et al. (2016)
Abadel et al. (2016)	Deng et al. (2021)

El momento es calculado por los brazos de las fuerzas resultantes en la zona en compresión y tracción de la sección. El algoritmo utilizado para definir la relación momento-curvatura es el siguiente:

- (1) Se supone una deformación de compresión inicial " ϵ_c "
- (2) A su vez se define un valor inicial de " kd " (distancia al eje neutro)
- (3) Para el valor de " kd " seleccionado, se calculan las fuerzas compresión " C " y tracción " T " en el hormigón en base a las leyes constitutivas de los materiales y equilibrio
- (4) Luego se repite el paso (3), modificando progresivamente el valor de " kd ", hasta $C-T \sim N$, donde " N " es la fuerza axial aplicada. Luego se toma un nuevo valor de " ϵ_c ", repitiendo todo el proceso

De esta manera se puede calcular el diagrama de momento-curvatura y así obtener la resistencia a flexión del muro ICF con fibras.

En la Tabla 6.5 se muestran la resistencia a flexión medida (M_{cr}) y la calculada con los modelos de la Tabla 6.4, mientras que en la Figura 6.3 y Figura 6.4 se muestran las curvas Momento-Curvatura para los modelos de los muros con fibras de acero y polipropileno respectivamente. Cabe indicar que las curvas se cortan cuando se ha perdido un 50% de la resistencia residual inicial (resistencia posterior al peak).

Respecto a los muros con fibras de polipropileno, se aprecia claramente que el modelo de Kazmi & Xu presenta los valores más cercanos a los medidos, teniendo un error del 2.46% con el muro de polipropileno cíclico (FP2-S3) en sentido positivo. El modelo de Abadel & Deng sobreestima la resistencia de los muros.

En el caso de los muros con fibras de acero, el modelo de Shi se adapta mejor a los resultados obtenidos en el ensaye cíclico (FC2-S3), con un error del 10.9% en el sentido negativo, mientras que el modelo de Kazmi & Xu entrega un valor similar al muro con fibras de acero ensayado monotónicamente (FC1-S3), con un error del 5.1%. Debido a que el modelo de Shi et al.(2020) es más fácil de implementar en la zona traccionada que el modelo de Xu et al.(2016) y pensando que estos muros van a estar sometidos a demandas cíclicas, se escoge el modelo de Shi como el más representativo para determinar la resistencia en los muros con fibras de acero ensayados.

La curvatura medida se puede estimar solo a partir de la fórmula de rigidez elástica teórica obtenida de la Ecuación (6.4), debido a que no se cuenta con mediciones que permitan calcular dicho parámetro en forma directa. El modelo de Kazmi & Xu es el que posee el valor más cercano en el muro con fibras

de acero y muro con fibras de polipropileno ensayados cíclicamente, mientras que el modelo de Abadel & Deng posee un valor similar al muro con fibras de polipropileno ensayado de manera monotónica.

Tabla 6.5. Resistencia a flexión medida y calculada

Momento de agrietamiento [T·m]						
Muro	Exp	Mod Shi	Shi&Sing	Kazmi&Xu	Kazmi&Xu	Abadel&Deng
FP1-S3	4.72	-	-	-	6.90	9.28
FP2-S3(+)	6.73	-	-	-	6.90	9.28
FP2-S3(-)	5.47	-	-	-	6.90	9.28
FC1-S3	7.87	5.12	5.25	7.49	-	-
FC2-S3(+)	4.25	5.12	5.25	7.49	-	-
FC2-S3(-)	4.56	5.12	5.25	7.49	-	-

Tabla 6.6. Curvatura medida y calculada

Curvatura de agrietamiento [1/cm]						
Muro	Exp	Mod Shi	Shi&Sing	Kazmi&Xu	Kazmi&Xu	Abadel&Deng
FP1-S3	$6.86 \cdot 10^{-6}$	-	-	-	$7.24 \cdot 10^{-6}$	$6.71 \cdot 10^{-6}$
FP2-S3(+)	$1.41 \cdot 10^{-5}$	-	-	-	$7.24 \cdot 10^{-6}$	$6.71 \cdot 10^{-6}$
FP2-S3(-)	$9.03 \cdot 10^{-6}$	-	-	-	$7.24 \cdot 10^{-6}$	$6.71 \cdot 10^{-6}$
FC1-S3	$1.26 \cdot 10^{-5}$	$4.04 \cdot 10^{-6}$	$3.95 \cdot 10^{-6}$	$5.69 \cdot 10^{-6}$	-	-
FC2-S3(+)	$9.75 \cdot 10^{-6}$	$4.04 \cdot 10^{-6}$	$3.95 \cdot 10^{-6}$	$5.69 \cdot 10^{-6}$	-	-
FC2-S3(-)	$9.03 \cdot 10^{-6}$	$4.04 \cdot 10^{-6}$	$3.95 \cdot 10^{-6}$	$5.69 \cdot 10^{-6}$	-	-

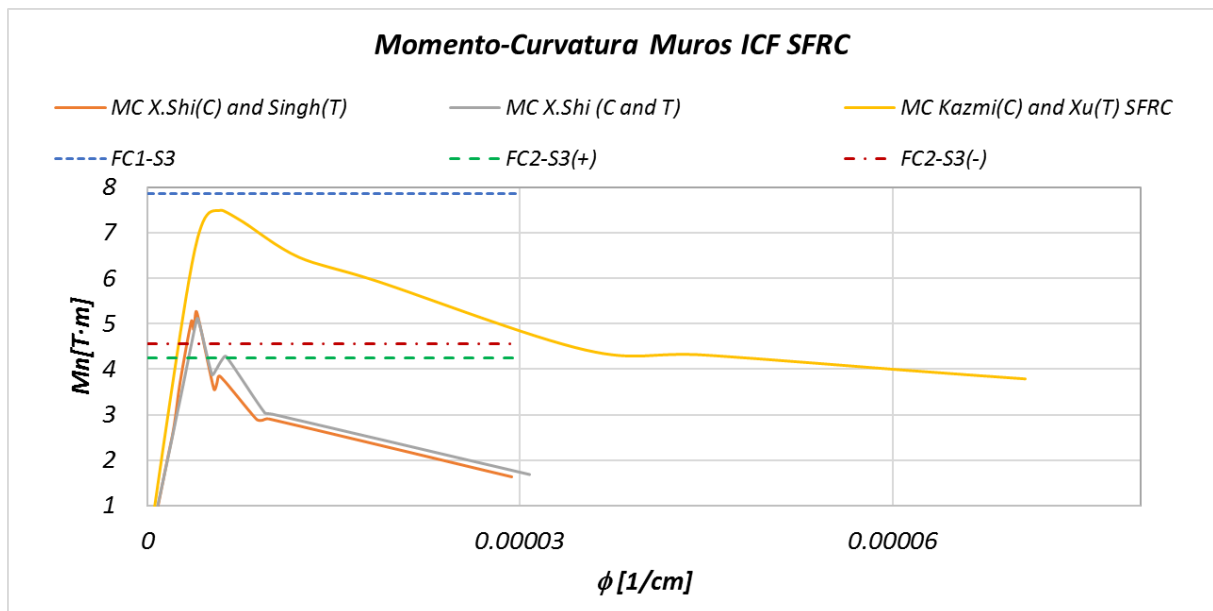


Figura 6.3. Momento-Curvatura Muros ICF con fibras de acero

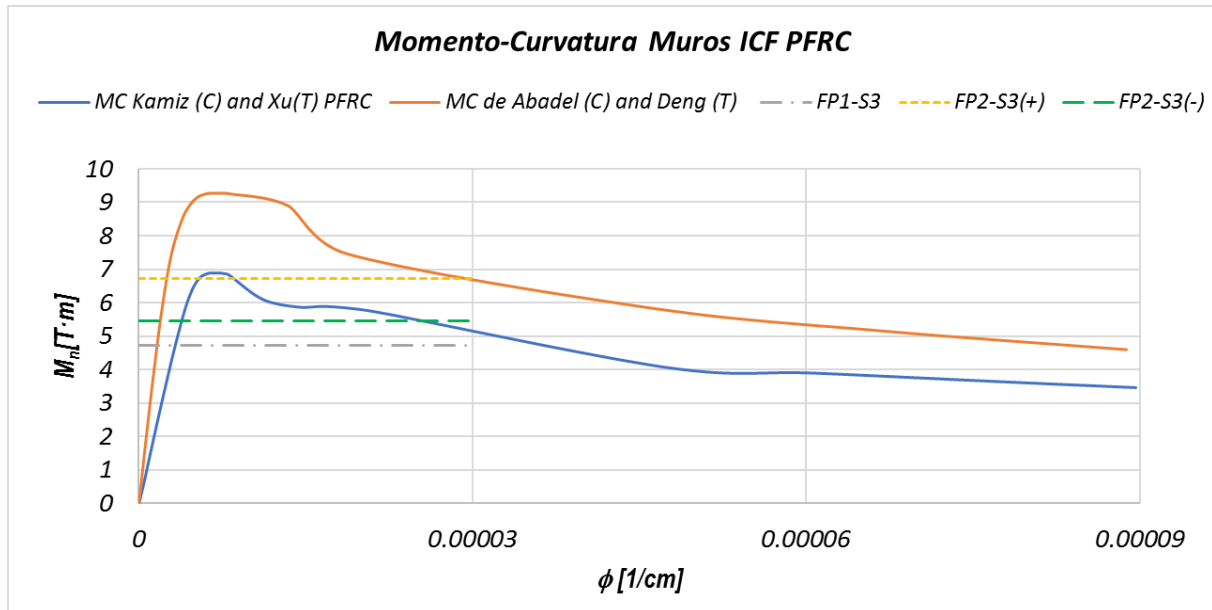


Figura 6.4. Momento-Curvatura Muros ICF con fibras de polipropileno

6.3.2 Modelo ACI 544.4R-18

Se presenta un modelo paramétrico simplificado basado en el ACI 544.4R-18 (2018) según los estados límite de servicio y límite último para miembros en flexión. Los parámetros del modelo en tracción y compresión se evalúan con los resultados experimentales.

En la Figura 6.5 se muestran los modelos en tracción (a) y compresión (b) para un elemento de hormigón reforzado con fibras.

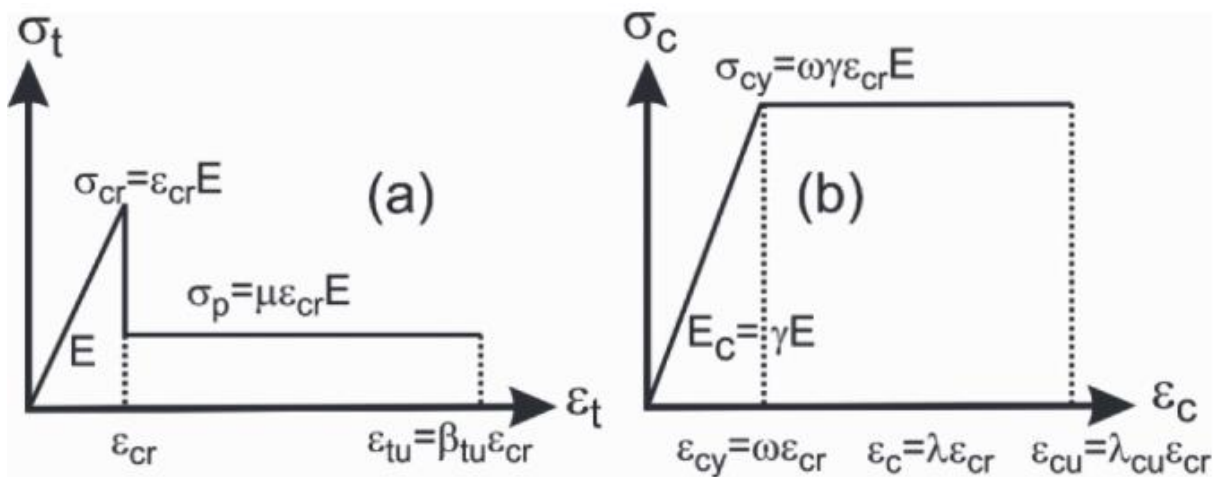


Figura 6.5. Modelo paramétrico en tensión (a) y compresión (b) para elementos de hormigón reforzado con fibras (ACI 544.4R-18, 2018)

El modelo en tracción considera un comportamiento lineal elástico hasta una deformación ϵ_{cr} en la cual ocurre el agrietamiento de la sección. El esfuerzo máximo σ_{cr} se puede obtener como el valor promedio de esfuerzo calculado previamente en la Tabla 6.1 o como $2\sqrt{f'_c}$ con f'_c en $[\text{kgf}/\text{cm}^2]$. La pendiente en la zona lineal elástica corresponde al módulo de elasticidad elástico E , el cual se define como $15,100\sqrt{f'_c}$ según el ACI 318-19. Luego la resistencia cae, quedando una zona de esfuerzo residual constante σ_p , el cual está en función del parámetro μ que es una de las variables a definir. El esfuerzo

residual σ_p se define hasta llegar a una deformación última ϵ_{tu} en la zona traccionada, la cual algunos autores como según Shi et al. (2020). la definen como 0.5‰. Para este estudio el valor de ϵ_{tu} será la otra variable por definir.

El modelo en compresión del hormigón con fibras muestra un comportamiento lineal elástico hasta una deformación ϵ_{cy} , la cual se obtiene entre la razón σ_{cy}/E_c , donde σ_{cy} se considera como el valor promedio de f'_c obtenido de la Tabla 4.1.y E_c es igual al módulo elástico previamente definido en la zona traccionada (E). Posterior a la zona lineal elástica del hormigón en compresión, el material muestra un comportamiento totalmente plástico hasta un esfuerzo último ϵ_{cu} , el cual se define como un 3‰. Cabe señalar que no se ha reportado información de un hormigón el cual muestre un comportamiento elastoplástico. No obstante, para este análisis esto no influye ya las deformaciones en la zona comprimida están por debajo de ϵ_{cy} .

En la Tabla 6.7 se muestra los parámetros ya definidos para los modelos en tracción y compresión. Para determinar el parámetro μ , se va variando su valor de 0.2 hasta 0.8. Mientras que el parámetro ϵ_{tu} va variando entre 0.5 a 0.7‰.

En la Tabla 6.8 se muestran los valores de Momento-Curvatura asociados a la resistencia máxima en función de los parámetros μ y ϵ_{tu} . Mientras que de la Figura 6.6 a Figura 6.8 se muestran las curvas Momento-Curvatura asociada a los mismos parámetros.

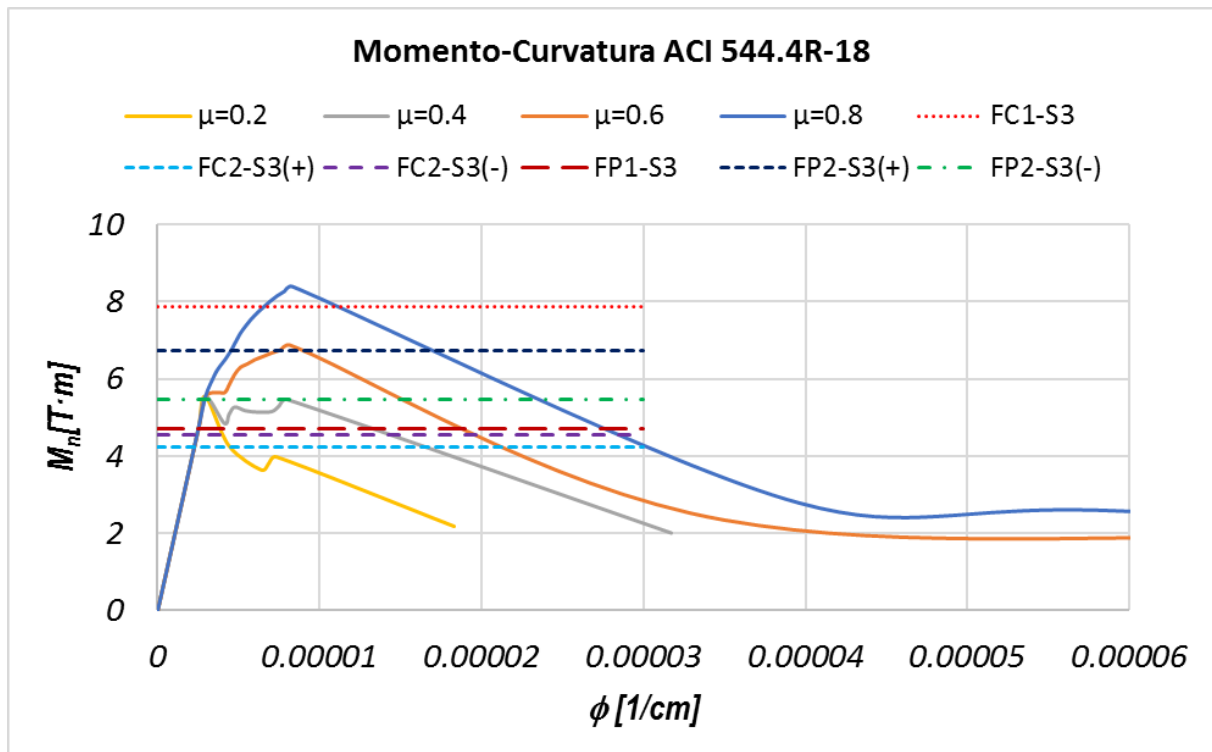
Tabla 6.7. Valores parámetros modelo ACI 544.4R-18

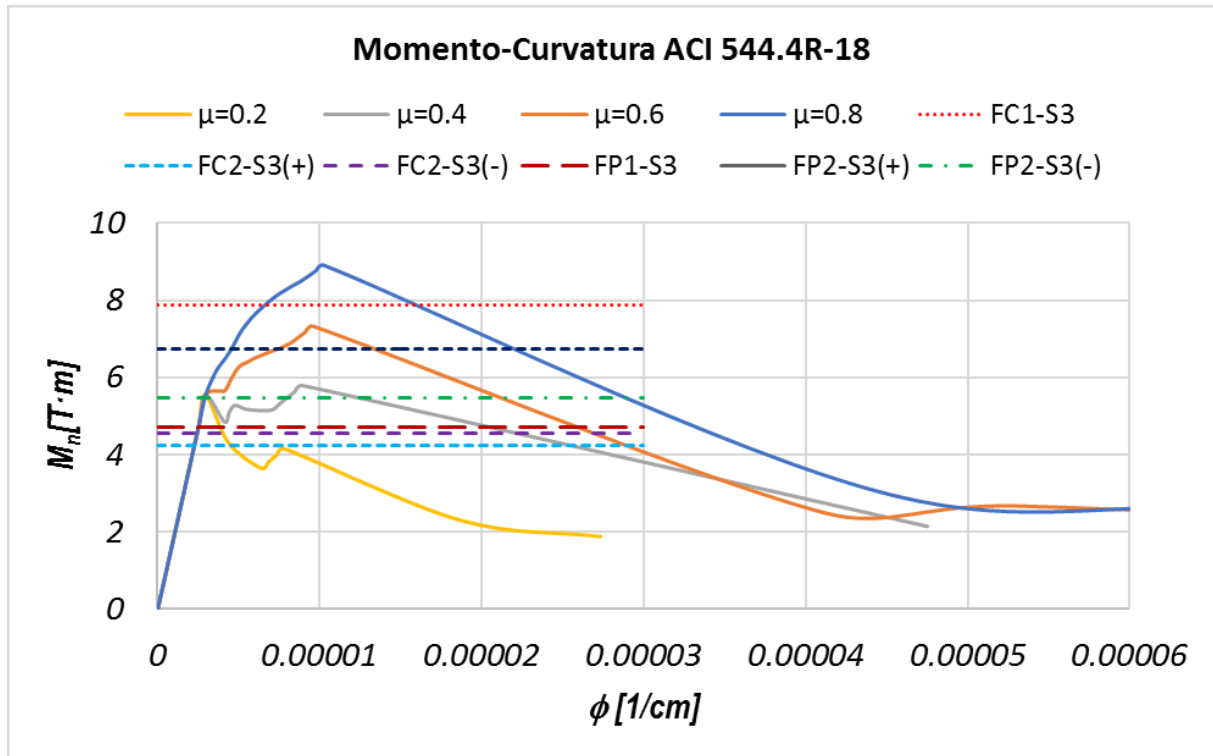
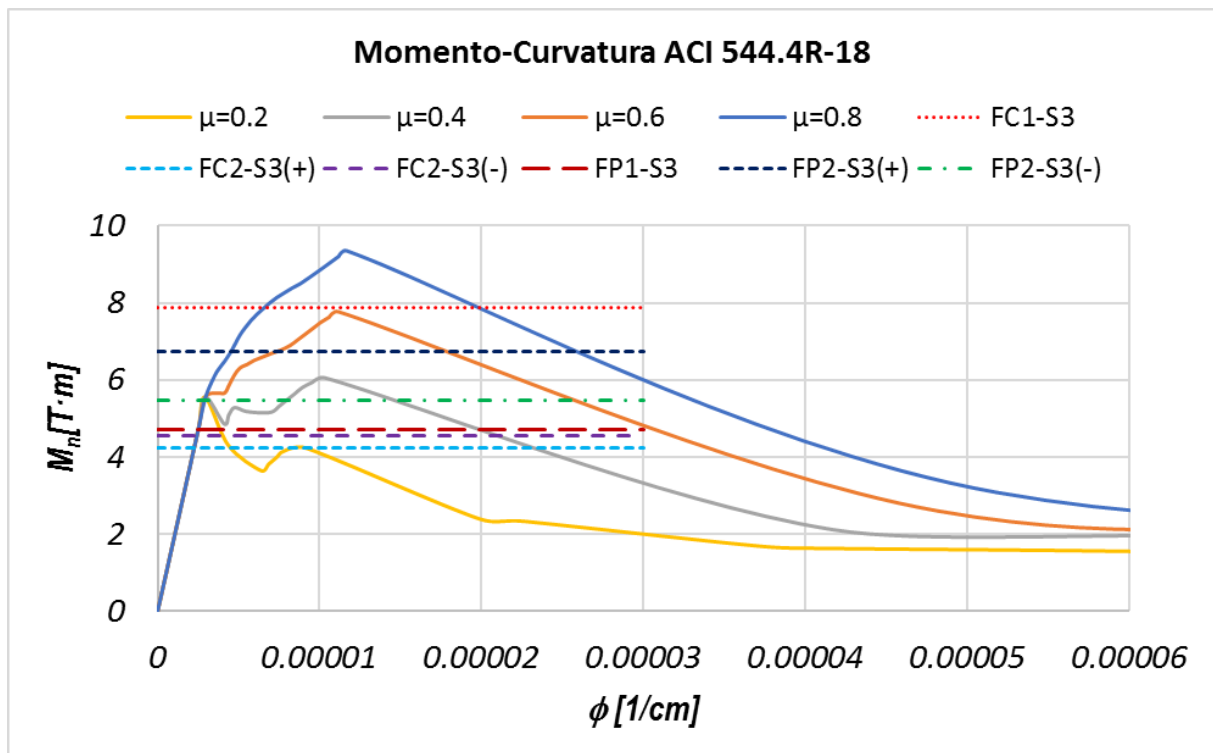
Parámetros Modelo tracción	Valor
σ_{cr} [kgf/cm ²]	29.56
ϵ_{cr}	0.00013
E [kgf/cm ²]	226,198
Parámetros Modelo Compresión	Valor
σ_{cy} [kgf/cm ²]	224.4
ϵ_{cy}	0.00099
E_c [kgf/cm ²]	226,198
γ	1
ω	7.59
λ_{cu}	23
ϵ_{cu}	0.003

Tabla 6.8. Valores de momento y curvatura modelo ACI 544.4R-18

μ	$\varepsilon_{tu}=0.5\%$		$\varepsilon_{tu}=0.6\%$		$\varepsilon_{tu}=0.7\%$	
	M [T·m]	ϕ [1/cm]	M [T·m]	ϕ [1/cm]	M [T·m]	ϕ [1/cm]
0.2	5.54	$2.96 \cdot 10^{-6}$	5.54	$2.96 \cdot 10^{-6}$	5.54	$2.96 \cdot 10^{-6}$
0.4	5.54	$2.96 \cdot 10^{-6}$	5.79	$8.93 \cdot 10^{-6}$	6.05	$1.03 \cdot 10^{-5}$
0.6	6.89	$8.17 \cdot 10^{-6}$	7.33	$9.59 \cdot 10^{-6}$	7.77	$1.12 \cdot 10^{-5}$
0.8	8.38	$8.31 \cdot 10^{-6}$	8.91	$1.02 \cdot 10^{-5}$	9.35	$1.17 \cdot 10^{-5}$

De la Tabla 6.8 y figuras antes señaladas se observar que para un valor de μ igual a 0.2, no existen cambios en la resistencia independiente de la deformación última ε_{tu} , siendo el valor de 5.54 [T·m] el correspondiente al agrietamiento de la sección crítica. Para valores de μ mayores a 0.4, se puede apreciar una ganancia en la resistencia para una deformación última ε_{tu} de 0.6 y 0.7‰, esto debido a que existe un mayor valor de resistencia residual σ_p que contribuye al momento resultante en la sección. Se puede destacar que a medida que aumenta la deformación última ε_{tu} , aumenta también la curvatura asociada al peak de resistencia, siendo los valores de curvatura asociados a una deformación última de 0.7‰ los que mejor se adaptan a los resultados experimentales (ver Tabla 6.6). Finalmente, el valor de μ igual a 0.4 y ε_{tu} igual a 0.7‰ son lo que mejor se adaptan a los resultados experimentales. Obteniendo un error en la resistencia del 9.58% con el muro FP2-S3(-).


 Figura 6.6. Momento-Curvatura modelo paramétrico $\varepsilon_{tu}=0.5\%$


 Figura 6.7. Momento-Curvatura modelo paramétrico $\varepsilon_{tu}=0.6\text{‰}$

 Figura 6.8. Momento-Curvatura modelo paramétrico $\varepsilon_{tu}=0.7\text{‰}$

6.4 Desplazamiento lateral

Se propone un modelo que predice el desplazamiento lateral previo y posterior al agrietamiento, con el objetivo de tener una referencia para el cálculo de este parámetro. Cabe señalar que el modelo utiliza las rigideces elásticas obtenidas en la sección 6.2.2, las que no entregan valores correctos, por lo que el modelo debe ser corregido en este sentido.

Para el desplazamiento lateral previo al agrietamiento del muro, donde el material se encuentra en el rango lineal elástico, se considera el aporte de la flexión y el corte similar a lo realizado con la rigidez (ver Ecuación (6.4)). Esto se muestra en la Ecuación (6.5):

$$\Delta = \frac{\phi}{3} \cdot \left(3 \frac{EI\kappa}{AG} + H^2 \right) \quad (6.5)$$

$$\phi = \frac{F \cdot H}{EI} = \frac{M}{EI} = \frac{\varepsilon_c}{kd} \quad (6.6)$$

Donde ϕ es la curvatura previa al agrietamiento la cual se puede obtener del cociente entre la deformación en la fibra más comprimida (ε_c) y la distancia al eje neutro de la sección (kd). Las otras variables se definieron previamente.

Posterior al primer agrietamiento se considera el desplazamiento debido a la rotación del muro como cuerpo rígido, lo que se esquematiza en la Figura 6.9. Las Ecuaciones utilizadas son las siguientes:

$$\Delta_u = \frac{\phi_{cr}}{3} \cdot \left(3 \frac{EI\kappa}{AG} + H^2 \right) + \tan \theta \cdot H_{efectivo} \quad (6.7)$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{w}{l_w} \quad (6.8)$$

Donde ϕ_{cr} es la curvatura asociada al primer agrietamiento, w es el ancho de grieta, l_w es la longitud de la sección del muro y $H_{efectivo}$ es la altura de aplicación de la carga menos la longitud de los anclajes en los muros.

Para calcular el ancho de grieta se utiliza la expresión utilizada por RILEM TC 162-TDF (2000) la cual viene dada por la Ecuación (6.9):

$$w = \varepsilon_{t,max} \cdot (l_w - kd) \quad (6.9)$$

Donde $\varepsilon_{t,max}$ es la deformación en la fibra más traccionada, l_w es la longitud de la sección y kd es la distancia al eje neutro.

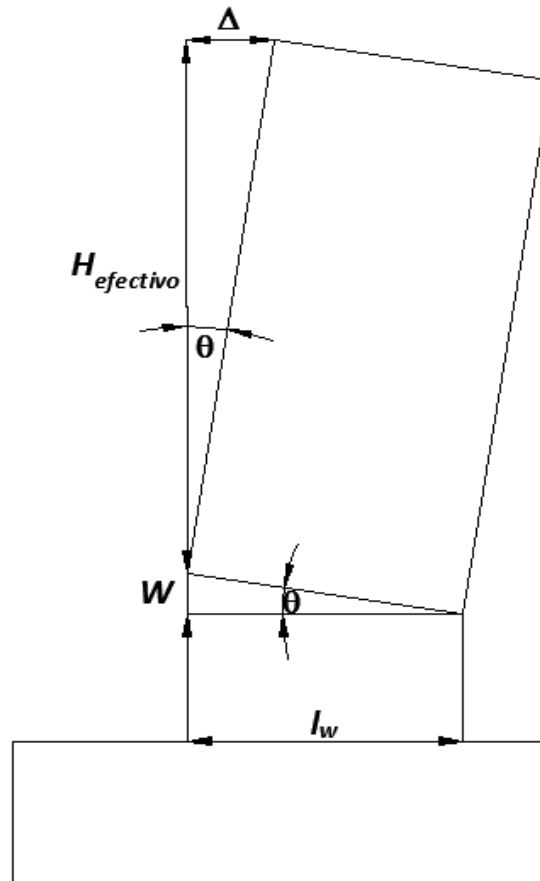


Figura 6.9. Desplazamiento de cuerpo rígido posterior al primer agrietamiento

Finalmente, la carga lateral se obtiene dividiendo el momento resultante en la altura efectiva, la cual se considera como 181 [cm], la carga lateral viene dada por la Ecuación(6.10):

$$V_f = \frac{M_n}{H_{efectivo}} \quad (6.10)$$

En la Tabla 6.9 se puede observar el valor de la fuerza lateral medida y calculada para los distintos especímenes. El modelo de Shi posee es más adecuado para los muros con fibras de acero en términos de resistencia, teniendo un error del 11.7% con el muro con fibras de acero cíclico (FC2-S3) en sentido positivo. Mientras que el modelo de Kazmi & Xu es más adecuado para los muros con fibras de polipropileno, teniendo un error del 2.4% con el muro con fibras de polipropileno cíclico (FP2-S3) en el sentido positivo.

En la Tabla 6.10 se aprecian los valores de los desplazamientos laterales asociados a la resistencia máxima, de manera análoga a lo ocurrido con la curvatura medida y calculada, se aprecia que los valores calculados son menores que los experimentales, lo que indica que existe una componente de deformación que no se está considerando. Finalmente, en la Figura 6.10 Y Figura 6.11 se observan las curvas Fuerza-Desplazamiento para los muros con fibras de acero y polipropileno respectivamente.

Tabla 6.9. Fuerza lateral medida y calculada

Fuerza [T]						
Muro	Exp	Mod Shi	Shi&Sing	Kazmi&Xu	Kazmi&Xu	Abadel&Deng
FP1-S3	2.61	-	-	-	3.81	5.13
FP2-S3(+)	3.72	-	-	-	3.81	5.13
FP2-S3(-)	3.02	-	-	-	3.81	5.13
FC1-S3	4.30	2.82	2.90	4.14	-	-
FC2-S3(+)	2.36	2.82	2.90	4.14	-	-
FC2-S3(-)	2.49	2.82	2.90	4.14	-	-

Tabla 6.10. Desplazamiento lateral medido y calculado

Desplazamiento [mm]						
Muro	Exp	Mod Shi	Shi&Sing	Kazmi&Xu	Kazmi&Xu	Abadel&Deng
FP1-S3	1.86	-	-	-	1.13	1.04
FP2-S3(+)	3.89	-	-	-	1.13	1.04
FP2-S3(-)	2.46	-	-	-	1.13	1.04
FC1-S3	3.50	0.82	0.86	0.95	-	-
FC2-S3(+)	2.69	0.82	0.86	0.95	-	-
FC2-S3(-)	2.46	0.82	0.86	0.95	-	-

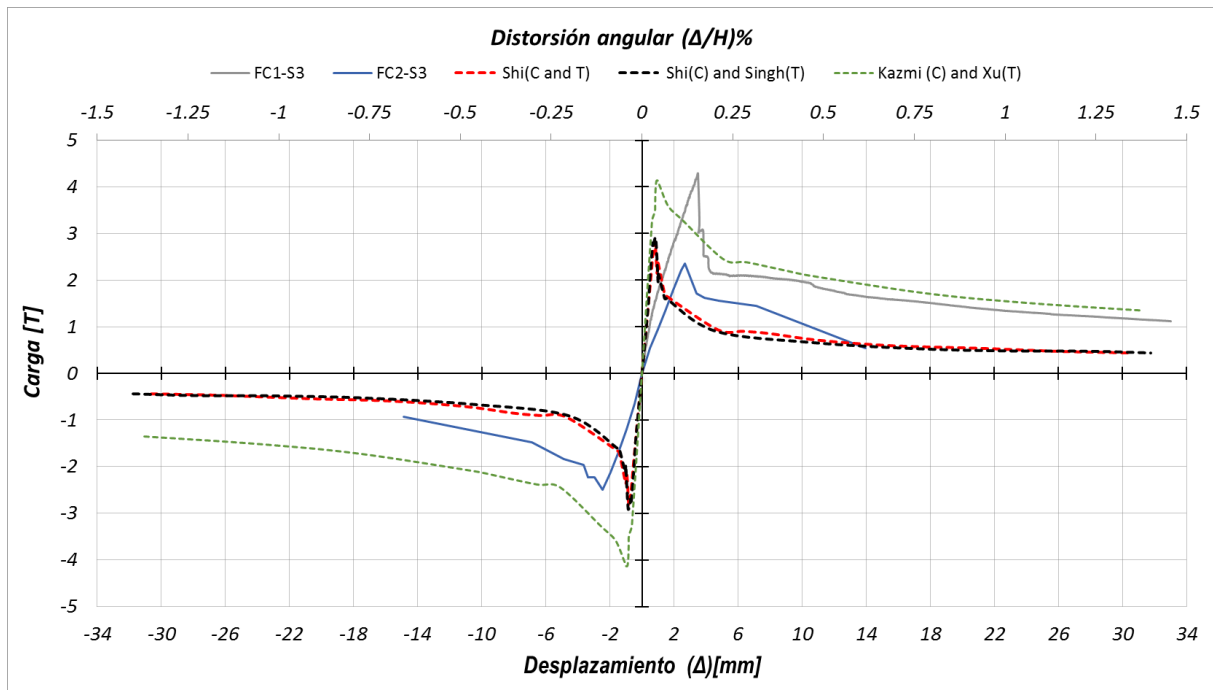


Figura 6.10. Curvas Fuerza-Desplazamiento teóricas y experimentales para muros con fibras de acero

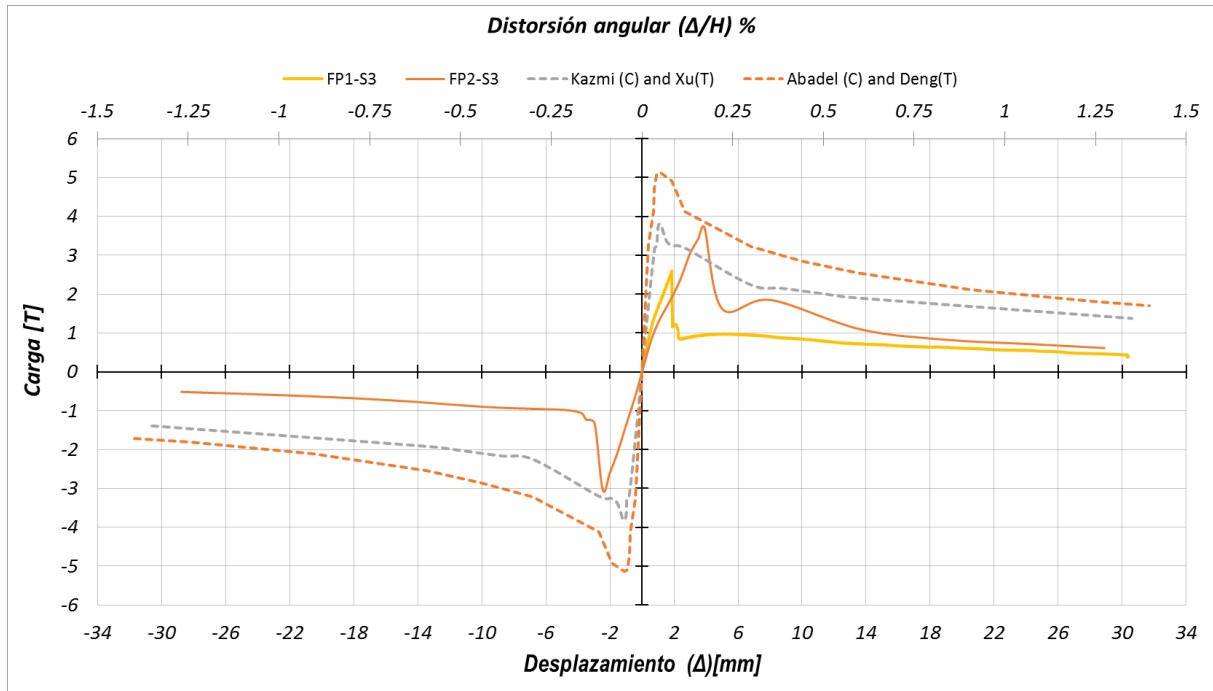


Figura 6.11. Curvas Fuerza-Desplazamiento teóricas y experimentales para muros con fibras de polipropileno

Desplazamiento modelo ACI 544.4R-18

En la Tabla 6.11 se puede observar los valores asociados al peak de resistencia de la fuerza y desplazamiento medido y calculado a partir del modelo paramétrico del ACI 544.4R-18 (2018), en el cual se ocupa el valor de μ igual a 0.4 y de ϵ_{tu} igual a 0.7‰ previamente definidos en la sección 6.3.2. En términos de fuerza lateral, el modelo tiene un resultado similar al del muro con fibras de polipropileno cíclico (FP2-S3) especialmente en el sentido positivo, con un error del 11.4%. El desplazamiento calculado con el ACI 544.4R-18 (2018), es mayor que el obtenido con los anteriores modelos, pero sigue siendo menor que los resultados experimentales.

En la Figura 6.12 se puede observar la curva Fuerza-Desplazamiento lateral de los especímenes ensayados y el modelo paramétrico. Se aprecia que la forma de la curva es similar a la de los resultados experimentales, mostrando un comportamiento de ablandamiento por deformación al igual que los especímenes ensayados. Cabe destacar que los resultados obtenidos con el modelo paramétrico son representativos solo para los especímenes ensayados. Se requiere de una mayor cantidad de antecedentes para ajustar de mejor manera los parámetros calculados.

Tabla 6.11. Fuerza y desplazamiento lateral medido y calculado modelo ACI 544.4R-18

Muro	$V_{cr}[T]$	$V[T]$ ACI 544.4R-18	$\Delta_{cr}[mm]$	$\Delta[mm]$ ACI 544.4R-18
FP1-S3	2.61	3.34	1.86	1.44
FP2-S3(+)	3.72	3.34	3.89	1.44
FP2-S3(-)	3.02	3.34	2.46	1.44
FC1-S3	4.30	3.34	3.50	1.44
FC2-S3(+)	2.36	3.34	2.69	1.44
FC2-S3(-)	2.49	3.34	2.46	1.44

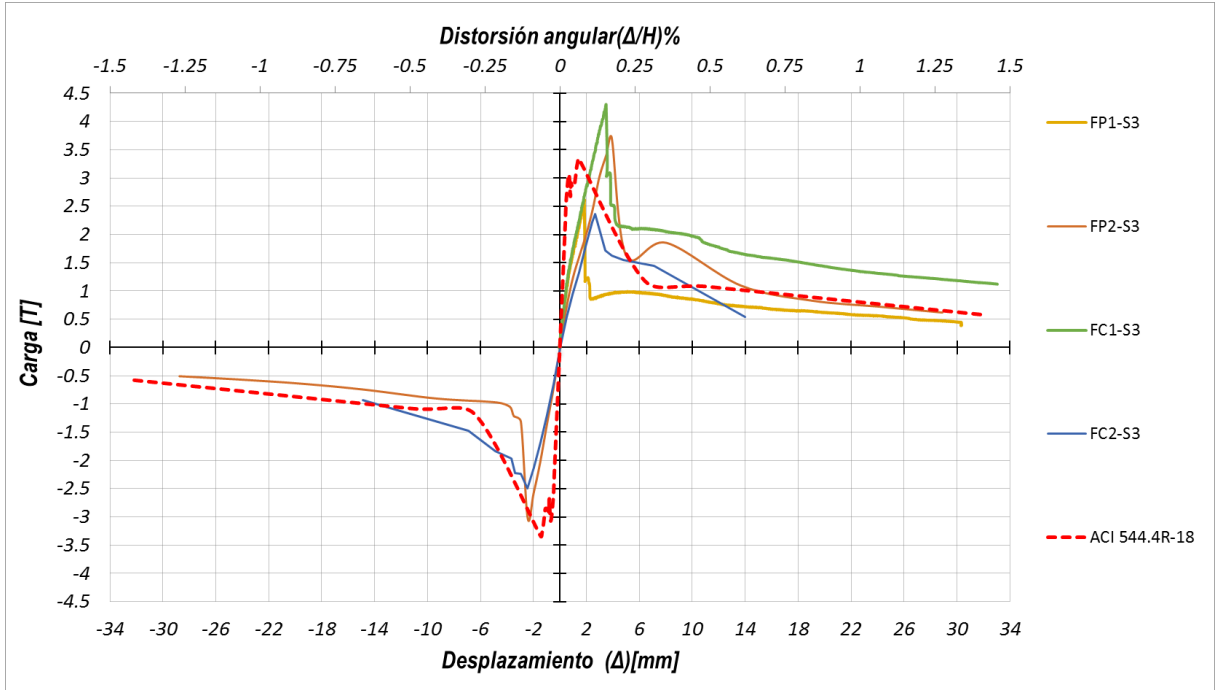


Figura 6.12. Comparación entre curvas experimentales y modelo ACI 544.4R-18

6.5 Resistencia de corte

Para la resistencia a corte de los muros ICF reforzados con fibra se simula una fisura de corte diagonal teórica de 45 grados en la sección, la cual se representa en la Figura 6.13. La resistencia a corte V_c que aporta el hormigón viene dada por la expresión del ACI 318–19.

$$V_c = A_{cv} \alpha_c \sqrt{f'_c} \quad (6.11)$$

Donde f'_c es la resistencia característica del hormigón en $[\text{kgf}/\text{cm}^2]$, A_{cv} es área de la sección transversal de interés en $[\text{cm}^2]$ y α_c es un factor que depende de la esbeltez del muro, que en este caso es igual a 0.53.

Para la resistencia a corte que aportan las fibras de acero y polipropileno se considera la expresión de Mari` Bernat et al.(2020). En primera instancia se determina la resistencia a tracción directa del hormigón, el cual los autores la definen como:

$$f_{ct} = 1.41 \sqrt{f_c'^{2/3}} \quad (6.12)$$

Donde f_{ct} es la resistencia a tensión directa del hormigón en $[\text{kgf}/\text{cm}^2]$ y f'_c es la resistencia a compresión del hormigón en $[\text{kgf}/\text{cm}^2]$.

Luego se determina el factor de fibras el cual viene dado por la Ecuación(6.13):

$$F_t = \beta_\tau V_f \frac{l_f}{d_f} \quad (6.13)$$

$$\beta_\tau = \frac{\tau_f}{f_{ct}} \quad (6.14)$$

Donde β_τ es un factor de unión de fibras, V_f es el volumen de fibras, l_f/d_f es la esbeltez de la fibras y τ_f es el esfuerzo cortante medio de la fibras el cual se puede aproximar $\tau_f = 2.5 f_{ct}$.

Para obtener la resistencia a corte que aportan las fibras, previamente se debe definir la resistencia ultima a tracción de las fibras la cual viene dada por la Ecuación (6.15):

$$\sigma_{tu} = 2\eta_o\eta_1 F_{\tau} f_{ct} \quad (6.15)$$

$$\eta_1 = \begin{cases} 0.5 & \text{si } l_f \leq l_c \\ 1 - \frac{l_c}{2l_f} & \text{si } l_f > l_c \end{cases} \text{ con } l_c = \frac{\sigma_{sy} d_f}{2\tau_f} \quad (6.16)$$

Donde σ_{tu} es la resistencia ultima a tracción de las fibras en [kgf/cm²], η_o es un factor de orientación de la fibras que es igual a 0.405, η_1 es el factor de eficiencia de la longitud de las fibras, l_f es la longitud de las fibras en [cm], l_c es la longitud critica de las fibras en [cm] y σ_{sy} es limite elastico de las fibras en [kgf/cm²].

Finalmente la resistencia a corte V_{cf} aportada por las fibras viene dada por la Ecuación(6.17):

$$V_{cf} = 0.85\sigma_{tu}bd \quad (6.17)$$

Donde b es el ancho de la sección en [cm] y d se puede aproximar a la longitud de cada nucleo vertical en [cm].

Finalmente la resistencia nominal de corte viene dada por:

$$V_n = \sum V_c + \sum V_{cf} \quad (6.18)$$

Donde V_n es la resistencia nominal de la sección, $\sum V_c$ y $\sum V_{cf}$ es la resistencia del hormigón y de las fibras aportada por todos los núcleos verticales.

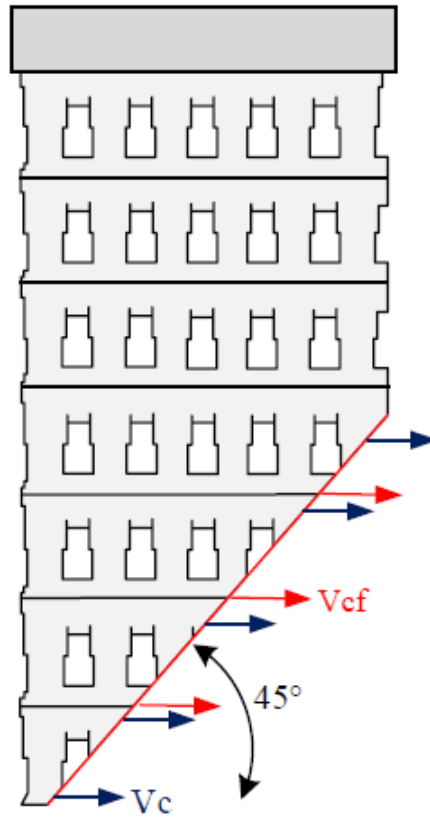


Figura 6.13. Modelo de resistencia a corte. (adaptada de López et al.,2021)

En Tabla 6.12 se puede observar que la resistencia a corte con aporte de las fibras (V_n) es bastante mayor que el valor de resistencia de agrietamiento en la sección crítica (V_{cr}). Incluso si no hay aporte de las fibras a la resistencia de corte, el hormigón es capaz de aportar la resistencia suficiente para evitar la falla por corte.

Todos los muros, posterior a la caída de resistencia, quedaron con un núcleo vertical no agrietado, a excepción del muro FC1-S3 que quedó con dos núcleos verticales no agrietados. Al comparar el valor de resistencia residual con la resistencia a corte de los núcleos verticales no agrietados, se puede apreciar que esta última es mucho mayor (ver Tabla 6.12 y bitácoras especímenes ensayados), lo que confirma la falla en flexión de los especímenes.

Debido a que el modo de falla observado en la sección 5.2 es por flexión, no se puede realizar un análisis más riguroso con respecto a la resistencia calculada con el modelo implementado, pero sirve como referencia, de que la resistencia a corte de los muros es mayor que la medida.

Tabla 6.12. Resistencia a corte especímenes ensayados

Muro	V_c [T]	ΣV_c [T]	V_{cf} [T]	ΣV_{cf} [T]	V_n [T]	V_{cr} [T]
FP1-S3	2.20	8.79	2.02	8.06	16.86	2.61
FP2-S3(+)	2.19	8.74	1.99	7.96	16.70	3.72
FP2-S3(-)	2.19	8.74	1.99	7.96	16.70	3.02
FC1-S3	2.26	9.04	1.96	7.84	16.89	4.30
FC2-S3(+)	2.26	9.04	1.96	7.84	16.89	2.36
FC2-S3(-)	2.26	9.04	1.96	7.84	16.89	2.49

Capítulo 7

7 Factibilidad de utilizar muros ICF reforzados con fibras

7.1 General

En el presente capítulo se busca evaluar la factibilidad de utilizar los muros ICF reforzados con fibras en edificaciones de baja altura sometidas a bajas o nulas demandas de deformaciones no lineales.

Para ello se compara la respuesta entre los muros ICF de este estudio con muros ICF que poseen refuerzo convencional, ya que existe información disponible en la literatura sobre el comportamiento de estos últimos. La comparación se hará en términos del modo de falla observado, curvas carga-desplazamiento, rigidez y comportamiento cíclico.

Finalmente se compara la respuesta de los muros ICF de este estudio con la de muros de albañilería confinada ensayados en nuestro país, en términos de resistencia y capacidad de deformación.

7.2 Comparación de respuesta con muros ICF con refuerzo convencional

Lopez et al. (2021) reportan el comportamiento en el plano de diez muros SGICF, ensayados a carga monotónica y cíclica en Laboratorio de Obras Civiles de la USM. Los especímenes fueron diseñados y detallados para obtener una respuesta en flexión. De estos muros, cuatro tienen sección en forma de T y seis son de sección rectangular. La respuesta de los muros ICF en estudio se compara en términos conceptuales, con los resultados de los ensayos de los muros rectangulares.

Los especímenes de sección rectangular tienen dimensiones nominales de 1200 [mm] de largo, 200 [mm] de espesor y 2140 [mm] de altura. Las propiedades del hormigón y detalle del refuerzo longitudinal y transversal se muestran en la Tabla 7.1, mientras que en la Figura 7.1 se muestra un esquema de los especímenes ensayados.

Tabla 7.1. Características muros sección rectangular (adaptado de Lopez et al.,2021)

Muro	Armadura longitudinal de borde	Armadura longitudinal del alma	Armadura transversal (por vigueta)	f'_c [MPa]	Tipo de ensayo
R1	1 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 8	27.2	Cíclico
R2	1 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 8	26.0	Monotónico
R4	1 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 8	27.7	Monotónico
R5	1 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 8	26.6	Cíclico
R6	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 8+ ϕ 8 hoop	25.1	Cíclico
R7	2 ϕ 16	2 ϕ 16	ϕ 8+ ϕ 8 stirrup	25.8	Cíclico

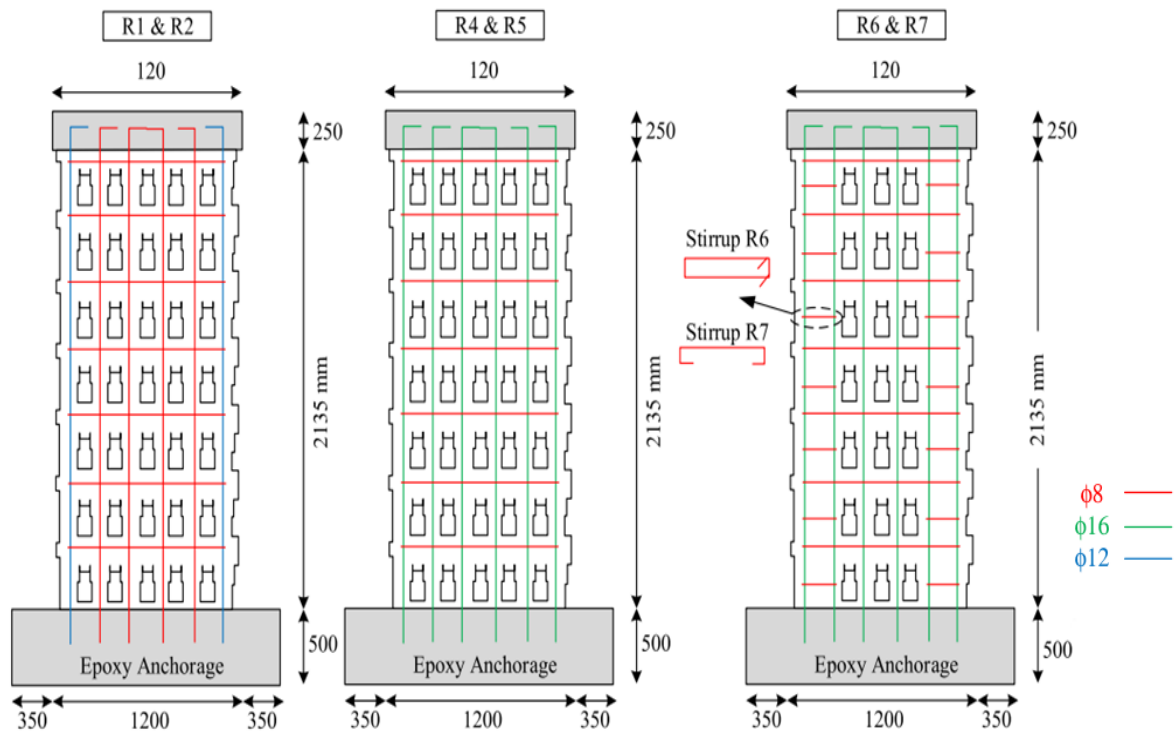


Figura 7.1. Especímenes sección rectangular (Lopez et al.,2021)

7.2.1 Modo de falla

En los ensayos monotónicos el espécimen R1 presentó un patrón de falla dominado por flexión, mostrando muchas grietas horizontales en la zona traccionada, las cuales se van extendiendo diagonalmente hacia el lado comprimido, ocurriendo a su vez aplastamiento del hormigón en esa zona. El espécimen R4 mostro una falla dominada por corte debido a su cuantía de acero superior, mostrando grietas diagonales a través del alma. Por lo que la comparación con los resultados experimentales de este estudio se hará con el muro R2, el cual se muestra en la Figura 7.2.

El patrón de agrietamiento del muro R2 se caracteriza por el desarrollo de grietas horizontales en los núcleos verticales de la base la cual corresponde a la sección crítica del muro. Esta respuesta es análoga a la observada para los muros FC1-S3 y FP1-S3 de este estudio (ver Figura 4.23 y Figura 4.35), los que mostraron el mismo patrón de agrietamiento en la sección crítica. La diferencia radica que el muro R2 no concentra el daño en esa zona, propagando las grietas horizontales a los núcleos verticales de los niveles superiores en menor medida, lo que se asemeja a un muro convencional.

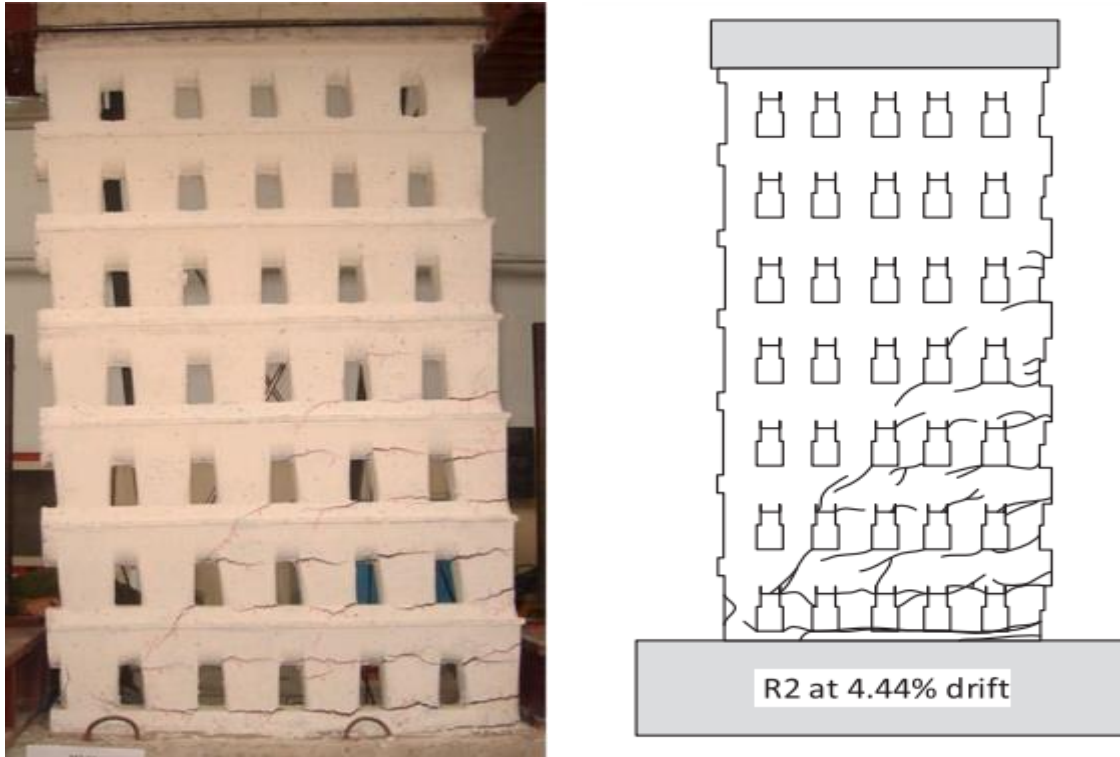


Figura 7.2. Patrón de agrietamiento muro R2

En los ensayos cíclicos los especímenes R1, R5, R6 y R7 fallaron por flexión, mostrando grietas horizontales en los extremos traccionados, las cuales se fueron propagando de manera diagonal hacia el alma de la sección.

El patrón de grietas horizontales se concentra en mayor medida en la base (sección crítica). A medida que aumenta la altura de la sección, el patrón de grietas se mantiene con un espesor menor, además de generarse diferentes grietas diagonales en las viguetas de los distintos niveles. El muro FP2-S3 (ver Figura 4.29) presenta un patrón de grietas similar que se caracteriza por una única grieta horizontal en los pilares externos (altura sección crítica), la cual se propaga de manera diagonal a las viguetas interiores. Mientras que el muro FC2-S3 (ver Figura 4.42) presenta solo grietas horizontales con una leve inclinación en la sección crítica. Nuevamente la principal diferencia radica en que las grietas de los muros ICF reforzados de manera convencional no tienen el daño concentrado en la sección crítica, propagándose hacia los elementos superiores, mientras que los muros ICF reforzados con fibras de este estudio, si presentan el daño concentrado a la altura de la sección crítica. En la Figura 7.3 y Figura 7.4 se muestran el patrón de agrietamiento de los muros R1 y R6 ensayados de manera cíclica.

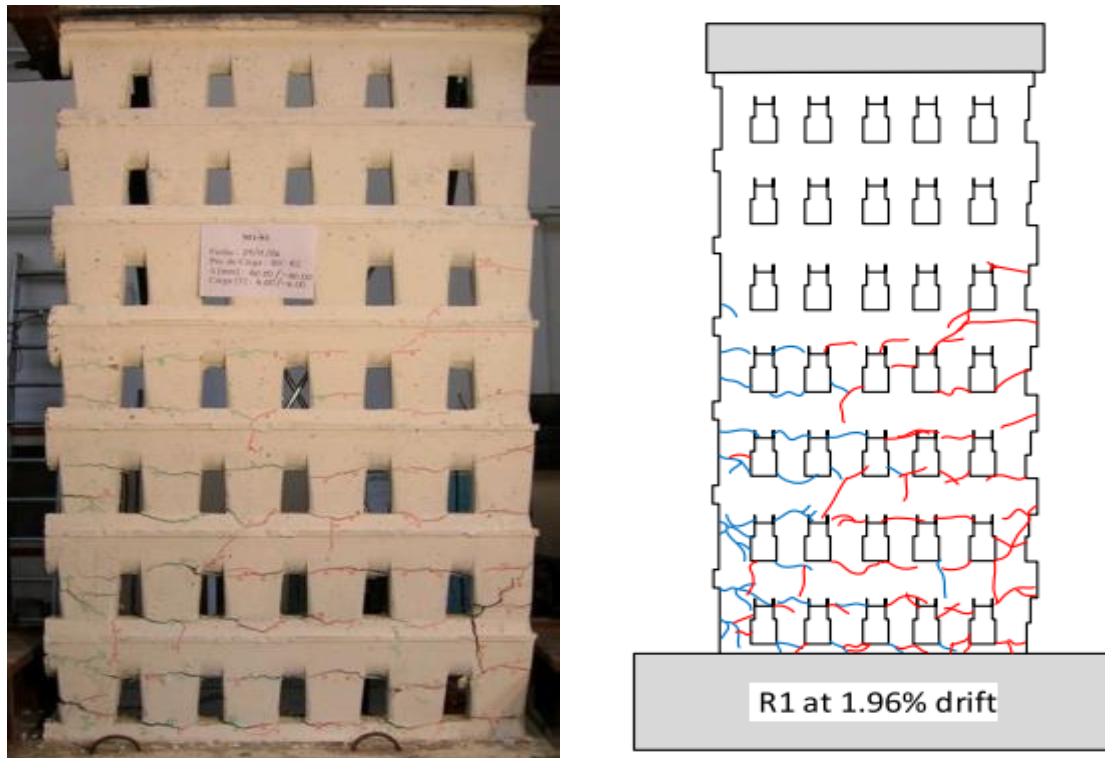


Figura 7.3. Patrón de agrietamiento muro R1

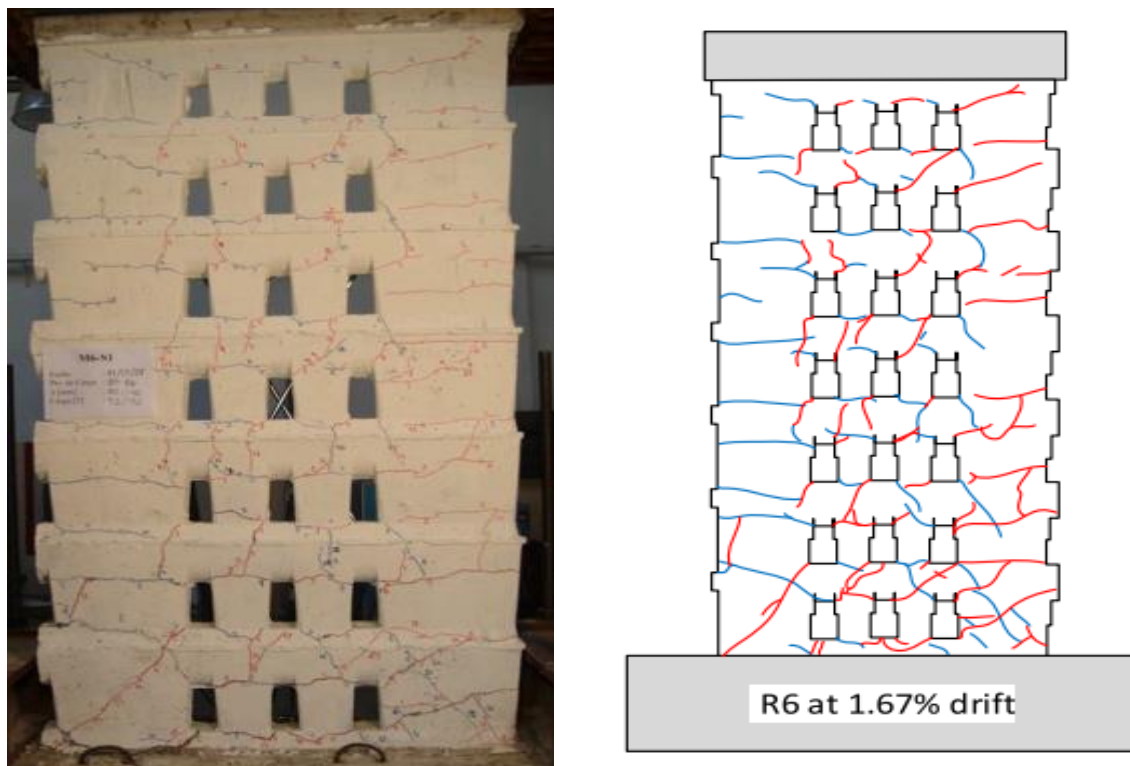


Figura 7.4. Patrón de agrietamiento muro R6

7.2.2 Curvas carga-desplazamiento

La curva carga-desplazamiento del ensayo monotónico asociado al muro R2 presenta un comportamiento lineal elástico hasta el agrietamiento de la sección, posteriormente la curva mantiene un comportamiento con una pendiente similar hasta la fluencia del refuerzo longitudinal. En el rango inelástico se puede apreciar una leve ganancia de resistencia a medida que aumentan los desplazamientos mostrando una alta ductilidad. La falla se caracterizó por el aplastamiento del hormigón en la zona comprimida del muro en la base y la inestabilidad fuera del plano. Las curvas de los muros FP1-S3 y FC2-S3 (ver Figura 4.19 y Figura 4.30) poseen un comportamiento lineal elástico previo al agrietamiento de la sección al igual que el muro R2, luego cuando ocurre el agrietamiento de la sección crítica la curva pierde resistencia de manera abrupta, quedando solo con la resistencia residual que aportan las fibras. Siendo un comportamiento diferente al de los muros ICF reforzados de manera convencional (ver Figura 7.5).

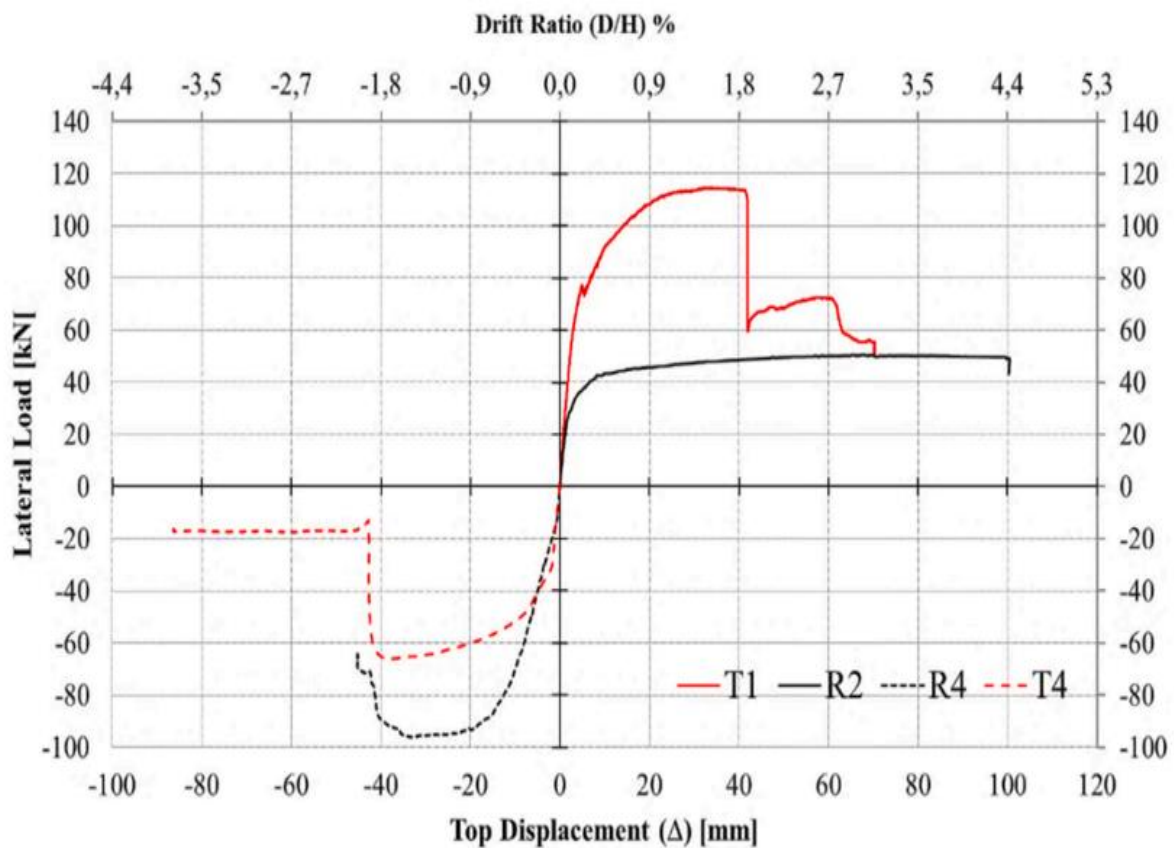


Figura 7.5. Curvas fuerza-desplazamiento ensayo monotónico muros ICF con refuerzo convencional (Lopez et al.,2021)

Las curvas carga-desplazamiento de los ensayos cíclicos asociados a los muros de sección rectangular, muestran una respuesta más estable a medida que aumentan las series de desplazamiento lo cual se muestra en Figura 7.6, obteniendo una degradación de resistencia mucho más controlada en el rango no lineal. Dicho fenómeno no ocurre en los muros ICF reforzados con fibra de este estudio, donde posterior al agrietamiento de la sección crítica, existe una degradación de la resistencia notoria a medida que aumentan las series de desplazamiento (ver Figura 4.24 y Figura 4.36). Además, los muros ICF de este estudio presentan una degradación de resistencia en el ciclo, fenómeno que no ocurre en los muros ICF reforzados de manera convencional.

La comparación de la respuesta entre ambos tipos de muro es similar previo al agrietamiento. Posterior a este evento, los muros ICF reforzados de manera convencional presentan una respuesta más estable y controlada con respecto a los muros ICF reforzados con fibras.

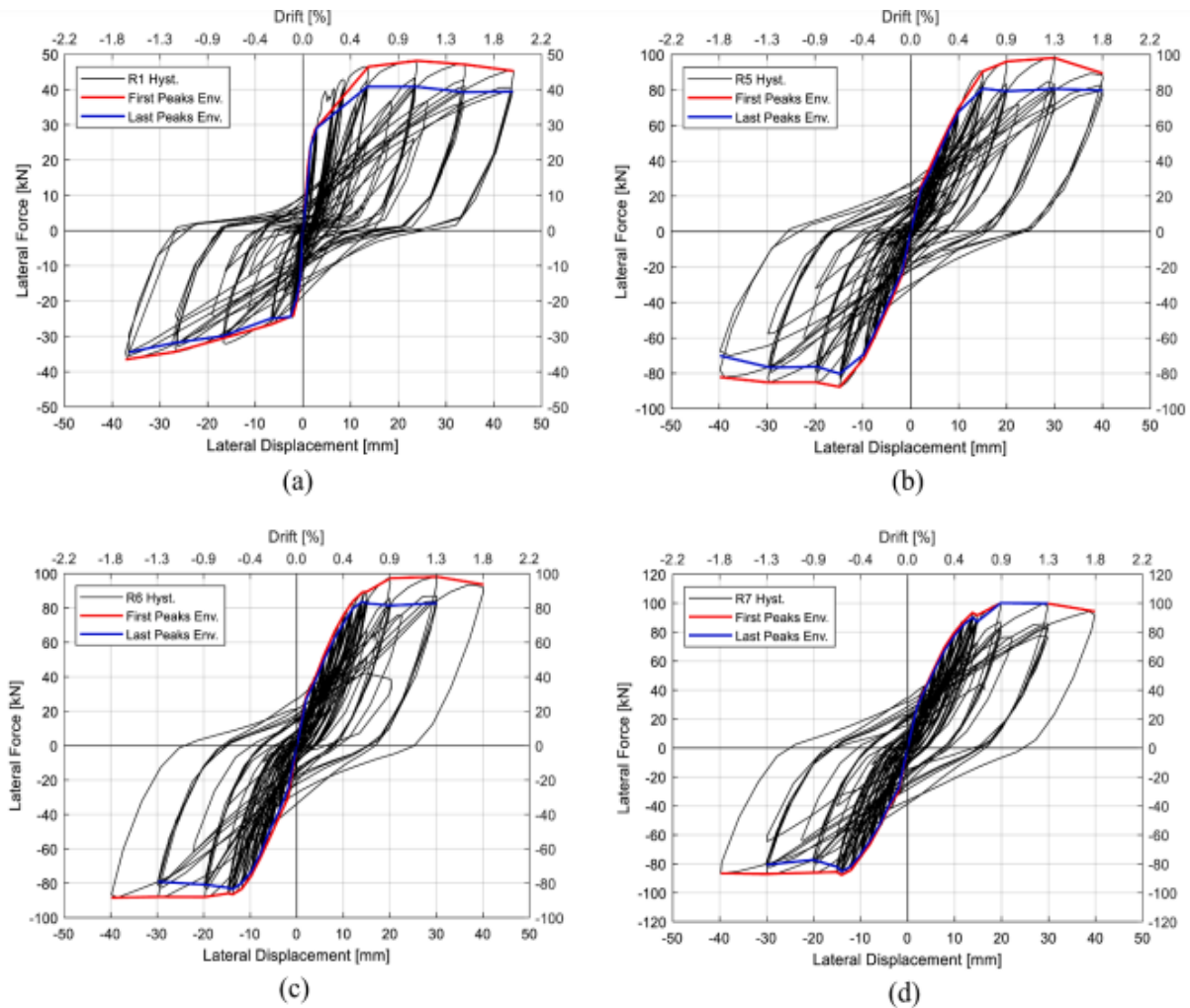


Figura 7.6. Curvas fuerza-desplazamiento ensayo cíclico muros ICF con refuerzo convencional (López et al.,2021)

7.2.3 Rigidez

En la Figura 7.7 se puede apreciar la relación entre la rigidez secante inicial y la rigidez secante calculada para cada ciclo para el nivel máximo de deriva en el estudio de López et al. (2021). Respecto a los muros de sección rectangular (R1,R5,R6 y R7) la rigidez se degrada rápidamente después de los primeros ciclos debido al agrietamiento del hormigón. En términos generales se nota una respuesta estable con una tendencia hiperbólica, relativamente simétrica incluso para altos valores de desplazamiento. Respecto a la curva de rigidez de los muros ICF reforzados con fibra (ver de Figura 5.5 a Figura 5.8) tienen una degradación de la rigidez similar cuando ocurre el agrietamiento de la sección, la simetría de la curva de rigidez en los ensayos cíclicos (FP2-S3 y FC2-S3) es un poco menos notoria debido principalmente al repunte de rigidez previo al agrietamiento en el sentido positivo de los muros. La forma de la curva en los muros ICF reforzados con fibra sigue una tendencia asintótica cuando ocurre el agrietamiento de la sección, la cual no ocurre en los muros ICF reforzado de manera convencional.

En términos generales la pérdida de rigidez es un poco más estable y menos abrupta en los muros ICF reforzados de manera convencional en comparación a los muros ICF reforzados con fibra.

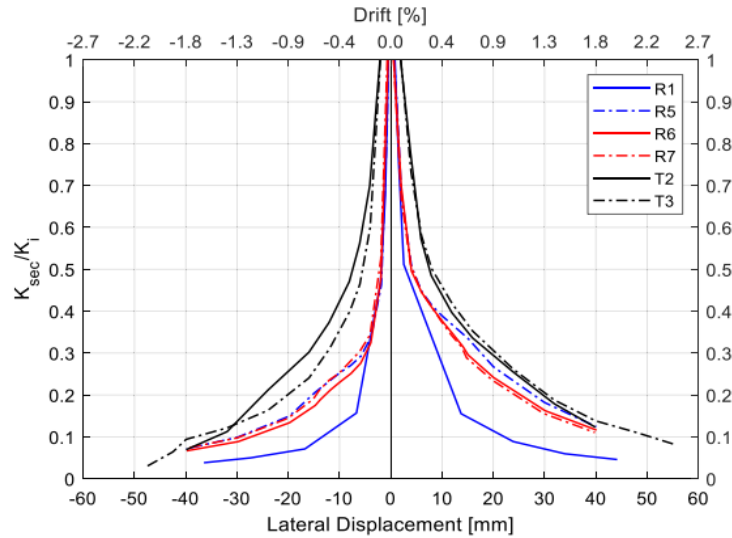


Figura 7.7. Degradación de la rigidez lateral (López et al.,2021)

7.2.4 Comportamiento cíclico

La Figura 7.6 muestra con una línea roja la envolvente los primeros ciclos, mientras que la línea azul muestra la envolvente asociada a los últimos ciclos. Se puede apreciar que existe pequeñas reducciones de resistencia en los muros de sección rectangular, dado que ambas envolventes están bastante próximas entre sí. Fenómeno similar se observa en el sentido negativo de los muros FP2-S3 y FC2-S3 (ver Figura 5.2 y Figura 5.3), caso distinto ocurre en el sentido positivo dado que para un desplazamiento de 10 [mm] ocurre grandes pérdidas de resistencia. Por otro lado, en la Figura 7.8 se muestra la energía disipada normalizada para los últimos ciclos (E_{LC}) dividida por la energía disipada normalizada para los primeros ciclos (E_{FC}), se puede apreciar en términos generales que la disipación de energía de los primeros ciclos es mucho mayor que la de los últimos ciclos, fenómeno similar ocurre en los muros ICF de este estudio (ver de Figura 5.10 a Figura 5.17)

Finalmente, los muros ICF convencionales y los reforzados con fibras tienen características similares en términos del comportamiento de disipar energía, la principal diferencia radica en que los muros ICF pueden disipar una mayor cantidad de energía, debido a que puede alcanzar mayores desplazamientos e incursionar por más tiempo en el rango no lineal.

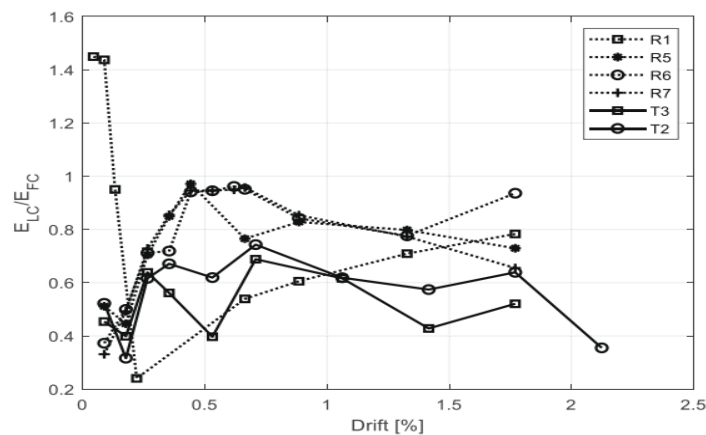


Figura 7.8. Disipación de energía especímenes ensayados por López et al. (2021)

7.3 Comparación de la respuesta con muros de albañilería

La comparación entre los muros de albañilería confinada y los muros ICF reforzados con fibra se realiza en términos de la capacidad máxima de carga. La resistencia lateral de los muros de albañilería se determina a partir de la expresión del esfuerzo de corte admisible de la sección 6.2 de la NCh 2123 of 1997 (modificada en 2003), valor que se amplifica por un factor de 2.64 según se indica en el trabajo realizado por Schmidt (2002), en el cual se compara la tensión máxima obtenida de ensayos experimentales realizados a muros de albañilería y la tensión admisible de la NCh 2123 ($\tau_{\max}/\tau_{\text{adm}}$). Cabe destacar que para obtener el valor del factor antes señalado se consideran solo los muros que poseen esbeltez igual o mayor que dos. La carga lateral admisible viene dada por la Ecuación (7.1).

$$V_a = (0.23\tau_m + 0.12\sigma_o) A_m \quad (7.1)$$

Donde: τ_m es la resistencia básica de corte de la albañilería medida sobre el área bruta, σ_o es la tensión media de compresión producida por el esfuerzo axial que actúa sobre la sección y A_m es el área bruta de la sección transversal del muro, incluido los pilares (no se debe usar sección transformada). En ningún caso V_a será mayor que $0.35 \cdot \tau_m \cdot A_m$.

Para determinar el valor de la resistencia básica de corte (τ_m) se deben realizar ensayos a muretes cuadrados de albañilería los cuales se someten a compresión diagonal. De manera alternativa la norma permite utilizar valores indicativos según la clase de material, estos se muestran en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2. Valores indicativos de la resistencia básica de corte (NCh 2123 of 1997(2003))

Tipo de unidad		Grado del mortero (según NCh 2256/1)	Resistencia básica de corte τ_m [Mpa]
Clase	F_p [Mpa]		
MqM	15	M 15	0.6
MqP	11	M 10	0.5
MqH	11	M 10	0.5
Artesanal	4	M 5	0.25
Bloque	5	M 10	0.3
Bloque	4	M 10	0.2

Para efectos de este análisis se escoge la clase “MqM” la cual corresponde a un ladrillo cerámico hecho a máquina con huecos verticales perpendiculares a la cara del apoyo de la unidad, debido a que tiene el valor más alto de resistencia básica de corte.

En la Tabla 7.3 se muestran los resultados de la resistencia lateral del muro de albañilería con área y carga axial equivalente a los muros ICF reforzados con fibra en estudio.

Tabla 7.3. Resistencia lateral muro de albañilería

Parámetro	Valor	Unidad
τ_m	6.12	[kgf/cm ²]
N_{axial}	1.07	[T]
A_m	271.25	[cm ²]
σ_o	3.94	[kgf/cm ²]
V_a	0.51	[T]
$V_{nominal}$	1.35	[T]

Para la capacidad de deformación del muro de albañilería, Astroza & Schmidt (2004) consideran los siguientes estados limites:

- Último nominal (ELU): Estado más allá del cual no queda asegurado que no se producirá el colapso. Para efectos prácticos se considera que en este estado se alcanza cuando el muro experimenta un deterioro del 20% de la fuerza máxima.
- Resistencia (ELDC): Estado en el cual el muro alcanza una máxima capacidad de carga. El muro presenta un daño importante, pero tiene un margen razonable de seguridad.
- Daño controlado (ELDC): Estado en el cual se presenta la formación de un patrón estable de agrietamiento diagonal.
- Operacional (ELO): Estado en el cual se presenta el inicio del agrietamiento diagonal. El daño del muro es muy limitado.
- Servicio (ELS): Estado en el cual se presenta el inicio de agrietamiento visible del muro y corresponde al nivel donde se produce el término del rango elástico de la respuesta del muro.

En la Figura 7.9 se presenta una curva de histéresis de un muro de albañilería confinado, donde se destacan cada uno de los estados limites, mientras que en la Figura 7.10 se muestra el estado de daño para cuatro de estos estados límites.

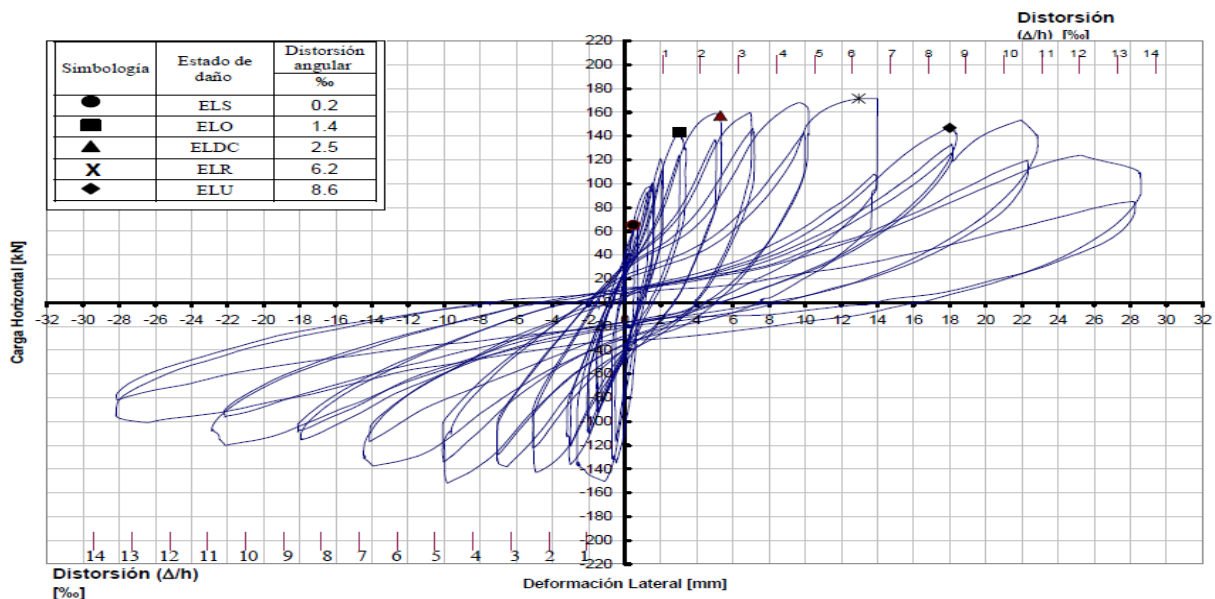


Figura 7.9. Identificación de los estados limites en la curva de histéresis de un muro de albañilería confinada (Astroza & Schmidt, 2004)

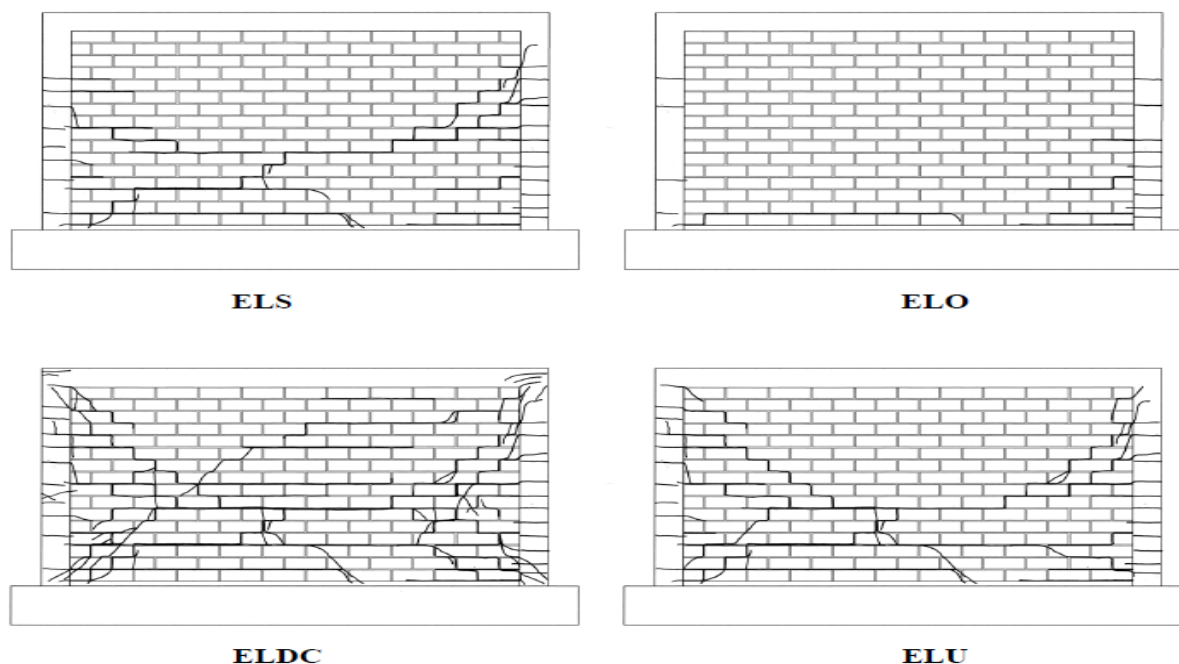


Figura 7.10. Estados de daño para los estados limites ELS, ELO, ELDC y ELU (Astroza & Schmidt, 2004)

Los autores afirman que los muros de albañilería confinada tienen una falla dominada por corte, lo cual se puede verificar en la Figura 7.10.

Con la base de datos que poseen los autores, proponen un valor de distorsión angular en función del tipo de unidad (material), estado limite y fracción defectuosa la cual se muestra en la Tabla 7.4.

Tabla 7.4. Distorsiones angulares considerando el efecto del tipo de unidad (Astroza & Schmidt, 2004)

Estado límite de diseño	Distorsión(%)								
	Ladrillo cerámico hecho a máquina			Ladrillo cerámico hecho a mano			Bloque de hormigón		
	Fracción defectuosa			Fracción defectuosa			Fracción defectuosa		
	10%	20%	50%	10%	20%	50%	10%	20%	50%
Estado límite de servicio	0.03	0.05	0.09	0.06	0.07	0.11	0.05	0.08	0.12
Estado límite de resistencia	0.15	0.17	0.24	0.17	0.24	0.40	0.37	0.41	0.49

Para efectos prácticos es recomendable utilizar valores de distorsión angular correspondientes a una fracción defectuosa del 20% (Astroza & Schmidt, 2004). En el análisis se considera el estado límite de resistencia (ELDC) y el tipo de unidad correspondiente al ladrillo cerámica hecho a máquina.

En la Tabla 7.5 se comparan los valores obtenidos de resistencia y distorsión angular de los muros ICF reforzados con fibra y el muro de albañilería con geometría y condiciones de carga equivalentes a los muros en estudio.

Tabla 7.5. Comparación entre muros ICF reforzados con fibra y muros de albañilería

Muro	Resistencia [T]	Distorsión angular(%)
FP1-S3	2.61	0.08
FP2-S3(+)	3.72	0.17
FP2-S3(-)	3.02	0.11
FC1-S3	4.3	0.16
FC2-S3(+)	2.36	0.12
FC2-S3(-)	2.49	0.11
Promedio muros ICF con fibra	3.08	0.13
Albañilería	1.35	0.17

Se puede apreciar que la resistencia de los muros de albañilería es un 56.2% menor a la resistencia promedio de los muros ICF con fibra, mientras que la capacidad de desplazamiento (distorsión angular) es mayor en los muros de albañilería en un 30.8% respecto a los muros ICF reforzados con fibra.

Respecto a los muros ICF de este estudio se aprecia claramente el efecto de no utilizar refuerzo convencional, debido a que este último da la capacidad a los muros ICF de tener una respuesta más estable en el rango no lineal. Además, el refuerzo convencional permite a los muros ICF llegar a valores más altos de resistencia, capacidad de deformación y disipación de energía. Siendo similar a la respuesta que entregan los muros convencionales los cuales están sometidos a altas demandas de resistencia y ductilidad.

Respecto a la comparación realizada entre los muros de albañilería confinada y los muros ICF de este estudio, se aprecia una mayor resistencia en estos últimos, lo cual es beneficioso en términos estructurales. Respecto a la capacidad de deformación, los muros ICF de este estudio presentan un valor promedio menor que los muros de albañilería confinada, pero dado que este tipo de sistemas está pensado para edificaciones residenciales de baja altura (1 a 2 pisos), las cuales están sometidas a bajas demandas de desplazamientos laterales y fuerzas sísmicas según Carrillo et al. (2017) y Carrillo & Alcocer (2012). Los muros ICF de este estudio serían una alternativa viable en este tipo de edificaciones.

Capítulo 8

8 Conclusiones y recomendaciones

8.1 Conclusiones

En el presente capítulo se presenta las conclusiones del análisis de la información experimental disponible de los ensayos de los muros ICF con hormigón reforzado con fibras, llevado a cabo en el Laboratorio de Control y Ensaye de Materiales (LEMCO) del Departamento de Obras Civiles de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Respecto al método constructivo utilizado en el laboratorio, hormigonado por hiladas de los paneles, mostró ser adecuado para este tipo de muros con los hormigones utilizados, ya que no se evidenció una falta de consolidación del hormigón con fibras en los especímenes ensayados, a diferencia de lo reportado por otros autores.

Los muros ensayados presentaron un modo de falla dominado por flexión, con alguna influencia de corte en el caso del muro FP2-S3. El modo de falla se caracterizó por la aparición de una grieta horizontal en sus extremos, a la altura donde terminan los anclajes a la fundación, la cual se propagó predominantemente en la misma dirección hacia los núcleos internos, concentrándose todo el daño en dicha zona. La resistencia a carga lateral de los muros quedó definida por este evento, posterior el cual se apreció una clara degradación de la resistencia y rigidez.

La respuesta observada de los muros refleja claramente el comportamiento de ablandamiento por deformación típico de los hormigones con moderadas a bajas cuantías de fibras, en los cuales la resistencia a tracción post-agrietamiento provista por las fibras es menor que la resistencia a tracción del hormigón previa al agrietamiento. Estos resultados indican que la cuantía de fibras es el parámetro fundamental que define el modo de comportamiento del panel.

La respuesta observada en los ensayos indica que, para muros de estas características, es posible obtener un modo de comportamiento dominado por flexión, en que la resistencia queda definida por el agrietamiento de la sección crítica, la que queda definida por la disposición de las barras de anclaje, logrando así evitar que ocurra en la base donde no hay continuidad de las fibras. El análisis de la resistencia de corte muestra que efectivamente la capacidad de corte es bastante mayor que la de flexión. No obstante, al quedar la capacidad de estos muros reforzados con fibras definida por la resistencia de agrietamiento, la capacidad de deformación es bastante baja, lo cual los diferencia de los muros ICF reforzados de manera convencional, los que presentan una respuesta más estable, con capacidades de deformaciones no-lineales y de disipación de energía apreciables.

Respecto a los modelos analíticos de predicción del comportamiento, entregan resultados bastante buenos para la resistencia, en particular la expresión de Navier y los modelos momento-curvatura implementados con los modelos de Shi et al. (2020) para hormigón reforzado con fibras de acero y de Kazmi & Xu para hormigón reforzado con fibras de polipropileno. Ninguno de los modelos estudiados predijo de buena forma las deformaciones, entregando valores bastante menores que los experimentales, lo cual indica que existe la necesidad de investigar más en este tema.

Los resultados obtenidos indican que los muros ICF, contruidos con hormigón reforzado solo con fibras, son una alternativa viable para la construcción de edificaciones de baja altura, uno o dos pisos, las que estarán sometidas a demandas muy bajas o inexistentes de deformaciones no lineales durante un sismo. Esto se corrobora al comparar sus capacidades con las de muros de albañilería confinada típica del país. Además, sumando sus propiedades térmicas, aislantes y rápido proceso constructivo, lo hacen una alternativa factible tanto económica como estructural para suplir el déficit habitacional existente en nuestro país.

8.2 Recomendaciones

Dado que se ha comprobado que los muros ensayados tienen una limitada capacidad de deformación debido al comportamiento de ablandamiento por deformación que ocurre inmediatamente posterior al agrietamiento, se hace necesario investigar en formas de disminuir esta falencia.

En primer lugar, se debería estudiar el efecto de usar hormigones con mayores cuantías de fibras, a fin de evaluar si la eliminación del efecto de ablandamiento por deformación en el hormigón se refleja en el comportamiento del muro y es capaz de mantener una resistencia remanente útil en el rango post-agrietamiento.

En segundo lugar, sería recomendable investigar sobre la disposición y cuantía de los anclajes de barras de refuerzo convencional del muro en la fundación, con el objetivo de evaluar la posibilidad de acercar la sección crítica a la base y de modificar el patrón de agrietamiento lo cual se esperaba que mejorara la capacidad de deformación de los muros

Referencias

- ASTM A820/A820M. (2022). *Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete*. ASTM International (American Society of Testing and Materials).
- Abadel, A., Abbas, H., Almusallam, T., Al-Salloum, Y., & Siddiqui, N. (2016). Mechanical properties of hybrid fibre-reinforced concrete—analytical modelling and experimental behaviour. *Magazine of Concrete Research*, 68(16), 823-843. <http://dx.doi.org/10.1680/jmacr.15.00276>
- ACI 318 - 19. (2019). *Building Code Requirements or Structural Concrete*. American Concrete Institute.
- ACI 544.4R-18, A. (2018). *Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete*. American Concrete Institute.
- ACI PRC-544.1R-96, A. (1996). *Report on Fiber Reinforced Concrete (Reapproved 2009)*. American Concrete Institute.
- Anejo 14 EHE. (2008). *Recomendaciones para la utilización de hormigón con fibra*.
- ASTM C1609/C1609M. (2019). *Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)*. ASTM International (American Society of Testing and Materials).
- ASTM D7508/7508M. (2020). *Standard Specification for Polyolefin Chopped Strands for Use in Concrete*. ASTM International (American Society of Testing and Materials).
- Astroza , M., & Schmidt, A. (2004). Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño. *Revista de Ingeniería Sísmica*(70), 59-75. <http://doi.org/10.18867/ris.70.51>
- Babaei, A., Mortezaei, A., & Salehian, H. (2020). Experimental study on seismic performance of steel fiber reinforced concrete wall piers. *Structural Concrete*, 22(3), 1363-1377. <http://doi.org/10.1002/suco.202000104>
- Bazález, R. (2012). *Comportamiento en el plano de muros Insulated Concrete Forms (ICF) y aplicación en viviendas residenciales*. [Tesis de Postgrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. <https://repositorio-usm-cl.usm.idm.oclc.org/handle/11673/6271>
- BS EN 14651:2005. (2005). *Test and Desing Methods for Steel Fiber-Reinforced concrete*. British Standards Institution.
- Carrillo, J., & Alcocer, S. (2012). Seismic performance of concrete walls for housing subjected to shaking table excitations. *Engineering Structures*, 41, 98-107. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.025>
- Carrillo, J., Pincheira, J., & Alcocer, S. (2017). Behavior of low-rise, steel fiber-reinforced concrete thin walls under. *Engineering Structures*, 138, 146-158. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.017>
- Choun, Y.-S., & Hahm, D. (2012). Hysteretic Evaluation of Seismic Performance of Normal- and Fiber-Reinforced Concrete Shear Walls.
- Choun, Y.-S., Lee, J., & Jeon, J. (2013). Evaluation of Shear Resisting Capacity of a Conventional Reinforced Concrete Wall. *Journal of the Korean Society of Hazard Mitigation*, 13(3), 1-8. <http://doi.org/10.9798/KOSHAM.2013.13.3.001>
- Correal, J., Carrillo, J., Reyes, J., Renjifo, A., & Herrán, C. (2022). Cyclic tests of full-scale fiber-reinforced concrete (FRC) walls with steel and hybrid fibers for low-rise buildings. *Engineering Structures*, 256, 113952. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.113952>

- Correal, J., Reyes, J., Carrillo, J., & Castellanos, D. (January de 2017). Experimental study on seismic behavior of fiber-reinforced concrete structural walls for low-rise buildings. *In 16th World Conference on Earthquake Engineering*, 9-13. <https://www.researchgate.net/publication/316630866>
- Dazio, A., Buzzini, D., & Trüb, M. (2008). Nonlinear cyclic behaviour of hybrid fibre concrete structural walls. *Engineering Structures*, 30(11), 3141-3150. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.03.018>
- Deng, F., Chi, Y., Xu, L., Huang, L., & Hu, X. (2021). Constitutive behavior of hybrid fiber reinforced concrete subject to uniaxial cyclic tension: Experimental study and analytical modeling. *Construction and Building Materials*, 295, 123650. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123650>
- Dusicka, P., & Werner, C. (2012). Potential Strategies for Improving Cyclic Performance of Screen Grid Insulated Concrete Form Walls. *In 15th World Conference for Earthquake Engineering*.
- Hsu, L. S., & Hsu, C. T. (1994). Compression, Stress-Strain Behavior of Steel-Fiber High-Strength Concrete under. *Structural Journal*, 91(4), 448-457. <https://doi.org/10.14359/4152>
- Kazmi, S., Munir, M., Wu, Y.-F., Patnaikuni, I., Zhou, Y., & Xing, F. (2019). Axial stress-strain behavior of macro-synthetic fiber reinforced recycled. *Cement and Concrete Composites*, 97, 341-356. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.01.005>
- Latifi, M., Biricik, O., & Mardani Aghabaglou, A. (2022). Effect of the addition of polypropylene fiber on concrete properties. *Journal of Adhesion Science and Technology*, 36(4), 345-369. <https://doi.org/10.1080/01694243.2021.1922221>
- Lopez, A., Bazaez, R., Leiva, G., Loyola, R., & Gómez, M. (2021). Experimental study of in-plane flexural behavior of screen-grid insulated concrete form rectangular and T-shaped walls. *Engineering Structures*, 247, 113128. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113128>
- Mari` Bernat, A., Spinella, N., Recupero, A., & Cladera, A. (2020). Mechanical model for the shear strength of steel fiber reinforced concrete (SFRC) beams without stirrups. *Materials and Structures*, 53, 1-20. <https://doi.org/10.1617/s11527-020-01461-4>
- Mohammed1&2, A., & Dusicka, P. (2018). SHAKE TABLE EVALUATION OF SCREEN GRID CORE INSULATED CONCRETE FORM WALLS.
- NCh 2123 of 1997(2003). *Albañilería confinada- Requisito de diseño y cálculo*.
- Parra-Montesinos, G., Canbolat, B., & Jeyaraman, G. (2006). Relaxation of confinement reinforcement requirements in structural walls through the use of fiber reinforced cement composites. *In 8th National Conference on Earthquake Engineering*.
- Proyecto FONDEF D08I1165. (2010-2012). Sistemas ICF: una solución sismorresistente y funcional para edificaciones de baja y media altura.
- RILEM TC 162-TDF. (2003). *Test and design methods for steel fibre reinforced concrete'-sigma-epsilon-design method-Final Recommendation*. <https://doi.org/10.1617/14007>
- Schmidt Alvarado, A. A. (2002). *Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada, antecedentes experimentales*. Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas departamento de ingeniería civil.
- Seo, M.-S., Kim, H.-S., Truong, G., & Choi, K.-K. (2017). Seismic behaviors of thin slender structural walls reinforced with amorphous metallic fibers. *Engineering Structures*, 152, 102-115. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.004>

- Shi, X., Park, P., Rew, Y., Huang, K., & Sim, C. (2020). Constitutive behaviors of steel fiber reinforced concrete under uniaxial compression and tension. *Construction and Building Materials*, 233. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117316>
- Singh, H. (2016). *Steel fiber concrete: behavior, modelling and design*. Springer.
- Xu, L., Chi, Y., & Huang, L. (2016). Tensile Behavior of Steel-Polypropylene Hybrid Fiber-Reinforced Concrete. *ACI Materials Journal*, 113(2), 219-229. <https://doi.org/10.14359/51688641>