



**UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**RECOMENDACIONES PARA EL USO DE FIBRAS COMO REEMPLAZO PARCIAL  
DE ARMADURA EN CASAS DE HORMIGÓN**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**MATÍAS SIMÓN TORREALBA BULLER**

**PROFESOR GUÍA:**

AUGUSTO HOLMBERG FUENZALIDA

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN**

LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

FERNANDO YÁÑEZ INOSTROZA

SANTIAGO DE CHILE

2017

RESUMEN DE LA MEMORIA  
PARA OPTAR AL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL  
POR: MATÍAS TORREALBA B.  
FECHA: 19/04/2017  
PROF GUÍA: Sr. AUGUSTO  
HOLMBERG F.

## “RECOMENDACIONES PARA EL USO DE FIBRAS COMO REEMPLAZO PARCIAL DE ARMADURA EN CASAS DE HORMIGÓN”

Un problema que afecta al mejoramiento de la productividad en la construcción con hormigón armado convencional es la necesidad de contar con mano de obra especializada para la colocación de la armadura (enfierradores). Por este motivo el uso de fibras como reemplazo de armadura convencional se presenta como una muy buena alternativa en viviendas de baja altura.

La construcción basada en muros de hormigón armado es actualmente una de las más usadas en viviendas. Estas estructuras se caracterizan por tener demandas relativamente bajas en cuanto a esfuerzos y desplazamientos, por lo que el refuerzo de los muros y losas queda controlado por las cuantías mínimas. Dadas las bajas solicitaciones a las que son sometidas estas estructuras, el material presenta una sobre resistencia.

El objetivo de este trabajo es entregar recomendaciones para el reemplazo de refuerzo convencional (mallas y/o barras) por fibras de acero, vidrio o polipropileno en viviendas de hormigón armado. Este reemplazo se considera tanto para muros como para losas. Para ello, se realiza una revisión de la literatura (normativas, códigos de diseño e investigaciones del hormigón reforzado con fibras) para establecer las capacidades teóricas al corte y flexión del hormigón con fibras. Posteriormente, se realiza el diseño de los elementos de una vivienda prototipo y se dan recomendaciones constructivas para la solución de hormigón reforzado con fibras.

Finalmente se realiza una comparación técnico-económica entre la vivienda reforzada con fibras y una vivienda con refuerzo convencional para concluir analizando los beneficios de esta solución.

# TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN .....	1
1.1	Motivación .....	1
1.2	Objetivos .....	1
1.3	Metodología .....	2
1.4	Alcances por Capítulo.....	2
2	PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS .....	4
2.1	Introducción .....	4
2.2	Materiales Constituyentes del HRF .....	4
2.2.1	Matriz de Hormigón.....	4
2.2.2	Fibras .....	5
2.3	Propiedades Mecánicas Típicas del HRF .....	8
2.3.1	Resistencia a la Tracción Directa .....	8
2.3.2	Resistencia a la Tracción Indirecta mediante ensayo de hendimiento. ....	9
2.3.3	Resistencia a la Tracción Indirecta mediante ensayo de doble hendimiento. ....	10
2.3.4	Ensayo de Tracción por Flexión. ....	10
2.3.5	Absorción de Energía .....	12
2.4	Aplicaciones del HRF .....	13
2.4.1	Shotcrete .....	13
2.4.2	Pavimentos. ....	13
2.4.3	Prefabricados.....	14
2.4.4	Elementos Estructurales.....	14
3	CAPACIDAD MECÁNICA EN VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS.....	15
3.1	Introducción .....	15
3.2	Ensayo de Flexión realizado por Londhe en 2010 <sup>[17]</sup> .....	15
3.2.1	Programa Experimental.....	15
3.2.2	Propiedades Mecánicas.....	15
3.2.3	Resultados y Discusión del Ensayo .....	16
3.2.4	Comentarios y Conclusiones del Ensayo .....	16
3.3	Estudios de Rosenbuch y Teutsch (Rilem) del año 2003 <sup>[20]</sup> .....	17
3.3.1	Resultados y Discusión del Ensayo .....	17
3.3.2	Comentarios y Conclusiones del Ensayo .....	18

3.3	Ensayo de Vecchio [18].....	19
3.3.1	Programa Experimental.....	19
3.3.2	Comentarios y Conclusiones del Ensayo. ....	21
4	CAPACIDAD AL CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS .....	23
4.1	Introducción .....	23
4.2	Ensayo de Muros de Hormigón Reforzado con Fibras de Carrillo y Alcocer (2011) [23] .....	23
4.2.1	Descripción del Estudio .....	23
4.2.2	Propiedades Mecánicas de los Materiales .....	25
4.2.3	Configuración e Instrumentación del Ensayo .....	26
4.2.4	Resultados y Discusión del Ensayo .....	28
5	CRITERIOS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS .....	32
5.1	Introducción .....	32
5.2	Diseño a Flexión .....	32
5.2.1	Recomendaciones Rilem [13].....	32
5.2.2	Recomendaciones ACI .....	36
5.3	Diseño al Corte .....	38
5.3.1	Recomendación de Diseño Rilem (2003) [13].....	38
5.3.2	Recomendación del <i>fib</i> 2010 [27] .....	40
5.3.3	Recomendaciones ACI [8].....	43
5.3.4	Comparación de las ecuaciones con ensayos experimentales.....	46
5.4	Cuantía Mínima de Fibras. ....	48
5.4.1	Criterio ACI.....	49
5.4.2	Criterio <i>fib</i> Model Code 2010 .....	49
5.4.3	Certificación CE.....	52
5.4.4	Relación entre resistencia residual característica y media.....	52
6	CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA MUROS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS .....	54
6.1	Introducción .....	54
6.2	Ensayo de muros de hormigón armado convencional (Carrillo y Alcocer 2010) [40]. ....	54
6.2.1	Descripción del Estudio .....	54
6.2.2	Resultados y Discusión del Ensayo .....	57
6.3	Ensayo de Muros de Albañilería Estructural contruidos con bloques de hormigón y cuantía reducida de refuerzos (Astroza, Sierra y Ogaz 2005) [43] .....	59
6.3.1	Descripción del Estudio .....	59
6.3.2	Resultados y Discusión del Ensayo .....	61
6.3.3	Comentarios y Conclusiones del Ensayo .....	64

6.4	Comparación del comportamiento del HRF con Hormigón armado convencional y albañilería.	64
7	PROPUESTA DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN PARA EL REEMPLAZO DE BARRAS Y MALLAS POR FIBRAS	72
7.1	Introducción .....	72
7.2	Determinación de la cuantía mínima de fibras. ....	72
7.3	Resistencia al corte.....	76
7.4	Resistencia a Flexión .....	77
7.5	Métodos Constructivos: Continuidad en Elementos .....	77
8	APLICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO .....	79
8.1	Introducción .....	79
8.2	Descripción del Proyecto.....	79
	8.2.1 Bases del Diseño .....	80
8.3	Resultados del Análisis .....	83
8.4	Resultados diseño tradicional .....	84
	8.4.1 Muro del Eje E de primer y segundo piso. ....	84
	8.4.2 Losas .....	86
8.5	Diseño con fibras.....	88
	8.5.1 Muro con fibras del primer y segundo piso en el eje E. ....	88
	8.5.2 Diseño de Losa con Fibras.....	91
9	COMPARACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA .....	95
9.1	Introducción .....	95
9.2	Análisis cualitativo de las diferencias técnicas.....	95
	9.2.1 Comportamiento y Patrones de Fisuración .....	95
	9.2.2 Constructabilidad: Juntas de Hormigonado y Continuidad .....	96
9.3	Costo de Materiales .....	97
10	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES .....	100
	BIBLIOGRAFÍA.....	103

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Efecto del tamaño máximo del árido en la distribución de fibras (Hannant, 1978) [2].	4
Figura 2-2: Fibras de Acero (ACI 544 1R-96) [6].	5
Figura 2-3: Fibra Dramix 3D.	6
Figura 2-4: Fibras de Vidrio.	7
Figura 2-5: Fibra Sintética.	8
Figura 2-6: Fibra Natural.	8
Figura 2-7: Curva Tensión – Deformación en morteros a tracción directa (1,73 % de fibras en volumen) [9].	9
Figura 2-8: Ensayo cilíndrico ASTM C 496 [10].	9
Figura 2-9: Ensayo de doble punzonamiento [11].	10
Figura 2-10: Esquema del ensayo, actual norma europea EN14651 [14].	11
Figura 2-11: Curva carga – apertura de fisura en HRF [14].	11
Figura 2-12: Configuración ensayo ASTM C1018 [15].	12
Figura 2-13: Características más importantes en la curva carga – deflexión, ASTM C1018 [15].	12
Figura 2-14: Condominio Jardines del Sol, Reñaca, [16].	14
Figura 3-1: Esquema Ensayo realizado por Londhe en 2010 [17].	15
Figura 3-2: Panel de Corte [18].	20
Figura 3-3: Modo de falla de los dos paneles de HRFA [18].	21
Figura 4-1: Esquema de Muros Ensayados [23].	24
Figura 4-2: Esquema de Armadura de todos los muros [23].	25
Figura 4-3: Esquema Ensayo [23].	27
Figura 4-4: Patrón de fisuración en muros con fibras 1F en el corte máximo [23]. Cuantía de fibras: 45, 60 y 75 kg/m <sup>3</sup> respectivamente.	28
Figura 4-5: Patrón de fisuración en muros con fibras 2F en el corte máximo [23]. Cuantía de fibras: 45, 60 y 75 kg/m <sup>3</sup> respectivamente.	28
Figura 4-6: Falla de los muros tipo 2F (d), (e) y (f) [23].	29
Figura 4-7: Curva de Histéresis en muros MC1F75, MC2F75, MC1F100 y MC2F100 [23].	30
Figura 4-8: Curva de Histéresis en muros MC1F125 y MC2F125 [23].	30
Figura 5-1: Diagrama Tensión-Deformación de Rilem [13].	32
Figura 5-2: Distribución de Esfuerzos y Deformaciones en una sección rectangular [13].	33
Figura 5-3: Estado de Tensiones a una apertura de fisura de 0,5 mm [13].	34

Figura 5-4: Estado de Tensiones a una apertura de 3,5 mm [13].	35
Figura 5-5: Distribución asumida - Representación simplificada - Diagrama de Deformación [6].	37
Figura 5-6: Ley constitutiva lineal post – Fisuración [27].	41
Figura 5-7: Material con y sin endurecimiento post – fisuración. (a): Material con endurecimiento post fisuración. (b): Material sin endurecimiento post – fisuración.	42
Figura 5-8: Comparación Fib vs Rilem [33].	47
Figura 5-9: Comparación de ecuación de Sharma con datos experimentales [30].	48
Figura 5-10: Comparación de ecuación de Kwak, Eberhard, Woo-Suk Kim y Jubum Kim con datos experimentales [29].	48
Figura 5-11: Curva Tensión – Apertura de Fisura [27].	50
Figura 6-1: Geometría de los muros [40].	55
Figura 6-2: Muro con malla de alambre soldado (a) [40]. Muro con barras corrugadas (b) [40].	56
Figura 6-3: Curva en ensayo de carga lateral cíclica de Muros Cuadrados con Barras Corrugadas [40].	57
Figura 6-4: Curva en ensayo de carga lateral cíclica de muros cuadrados con mallas de alambre electro soldado [40].	58
Figura 6-5: Curva ensayo dinámico de muro reforzado con barras corrugadas [40].	58
Figura 6-6: Curva ensayo dinámico de muro reforzado con mallas [40].	59
Figura 6-7: Armadura en muro de albañilería confinada [43].	60
Figura 6-8: Armadura en muro de albañilería armada [43].	60
Figura 6-9: Curva Carga Horizontal – Deformación lateral (Albañilería confinado) [43].	62
Figura 6-10: Curva Carga Horizontal – Deformación lateral (Albañilería armado) [43].	62
Figura 6-11: Estado de Daño de albañilería confinada, Muro 1 [43].	64
Figura 6-12: Muro de hormigón armado convencional - Reforzado con barras corrugadas [40].	65
Figura 6-13: Curva Corte – Distorsión del hormigón armado convencional [40].	66
Figura 6-14: Muro de hormigón reforzado con fibras Dramix RC 65-35 [23].	66
Figura 6-15: Curva Corte – Distorsión del hormigón reforzado con fibras [23].	67
Figura 6-16: Muro de Albañilería Armada – Dos escalerillas [43].	68
Figura 6-17: Curva carga lateral – Deformación lateral de albañilería armada [43].	68
Figura 7-1: Curva Ensayo EN 14651 [14] para HRF con fibras de polipropileno.	73
Figura 7-2: Curvas del Ensayo EN 14651 [14] para HRF con fibras de vidrio.	74
Figura 7-3: Curva del Ensayo EN 14651 [14] para HRF con fibras de acero.	76
Figura 8-1: Vista Frontal Vivienda.	79
Figura 8-2: Esquema Muro.	84
Figura 8-3: Distribución de Esfuerzos en el muro fuera del plano.	85

Figura 8-4: Diseño Tradicional muro genérico. ....	86
Figura 8-5: Momentos negativos primer piso. ....	86
Figura 8-6: Momentos positivos primer piso. ....	87
Figura 8-7: Armadura negativa, Segundo piso. ....	88
Figura 8-8: Distribución de Esfuerzos en el muro fuera del plano. ....	89
Figura 8-9: Muro eje E con fibras. ....	91
Figura 8-10: Armadura Momento Positivo en x y en y. ....	92
Figura 8-11: Armadura Negativa momento en Y. ....	93
Figura 8-12: Armadura Negativa en X. ....	94
Figura 9-1: Fisuración en Muros con fibras Dramix RC 80-60 [23]. ....	95
Figura 9-2: Modo de Falla en muros de HRF [23]. ....	96
Figura 9-3: Barras en unión muro-fundación. ....	97

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1: Propiedades fibras de acero utilizadas en ensayo [17].	16
Tabla 3-2: Resultados Serie I [17].	16
Tabla 3-3: Resultados ensayo UBS [20].	18
Tabla 3-4: Resultados Ensayo KUL [20].	18
Tabla 3-5: Fibras usadas en el ensayo [18].	19
Tabla 3-6: Paneles Ensayados [18].	20
Tabla 4-1: Dosificación en Muros [23].	24
Tabla 4-2: Propiedades medias del SFRC [23] (compresión, tracción por hendimiento y flexión según ASTM C1609 [25]).	26
Tabla 4-3: PGA de los diferentes eventos [23].	27
Tabla 6-1: Niveles de Desempeño [40].	57
Tabla 6-2: Resistencias y Propiedades muros [43].	61
Tabla 6-3: Carga lateral alcanzada por muros [43].	63
Tabla 6-4: Niveles de distorsión angular y ancho fisuras [43].	63
Tabla 6-5: Registros utilizados en ensayo dinámico [40].	65
Tabla 6-6: Resistencia al corte - drift lateral de todos los muros estudiados.	69
Tabla 6-7: Factor R.	71
Tabla 7-1: Resultados Ensayo EN 14651 [14] para HRF con fibras de polipropileno.	73
Tabla 7-2: Resultados Ensayo EN 14651 [14] para HRF con fibras de vidrio.	74
Tabla 7-3: Resultados Ensayo EN 14651 [14] para HRF con fibras de acero.	75
Tabla 8-1: Parámetros del tipo de suelo considerado.	80
Tabla 8-2: Pesos Sísmicos.	83
Tabla 8-3: Períodos y factores de masa participantes.	83
Tabla 8-4: Coeficientes sísmicos.	83
Tabla 8-5: Fuerzas Sísmicas.	83
Tabla 8-6: Malla Central ACMA tipo C221.	84
Tabla 8-7: Largos armadura negativa.	88
Tabla 8-8: Diseño Losa con Fibras	94
Tabla 9-1: Costo de Materiales y Mano de Obra.	98

Tabla 9-2: Costo de Venta Vivienda considerando el estudio de evaluación de costos de viviendas de Carrillo [48].....	99
Tabla 10-1: Cuantía mínima de fibras. ....	101
Tabla 10-2: Costo Total de las diferentes soluciones.....	101

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 Motivación

El hormigón es uno de los materiales más usados en la construcción, pero a pesar de su importante resistencia a la compresión, presenta una baja resistencia a esfuerzos de tracción. Para superar esta deficiencia, se han empleado tradicionalmente barras de refuerzo, cables de pretensado y más recientemente fibras de diversos materiales.

Los puntos críticos de los proyectos de construcción en Chile se relacionan con el cumplimiento de plazos y costos y también con la disponibilidad de mano de obra especializada. Respecto a los plazos, los mandantes hoy en día son cada vez más exigentes debido a que su negocio está fuertemente controlado por los tiempos en que se construye. Para mejorar el desempeño de los proyectos en esta área, el sector de la construcción requiere aumentar la productividad en todas las partidas, lo que se está logrando con el pasar de los años. Sin embargo, de acuerdo a los estudios de productividad realizados por consultoras internacionales se está avanzando de forma muy lenta.

Un ejemplo de proceso intensivo en uso de tiempo y mano de obra especializada es la colocación de la enfierradura. Este proceso requiere tiempo y está limitado por la disponibilidad, costos y calificación de mano de obra disponible, por lo que se abre una oportunidad de mejora al considerar la opción de reducir del uso de barras al reemplazarlas por fibras.

El uso de fibras como reemplazo parcial de armadura convencional presenta como ventaja la capacidad de aumentar la velocidad de construcción de viviendas. Esto se traduce en una reducción de los plazos en la ejecución de la obra gruesa en casas debido al aumento de productividad que esto genera.

Otros beneficios que presentan las fibras en comparación con el uso de barras convencionales es un menor nivel de riesgo de accidentes, un menor nivel de desperdicios en obra y una mayor limpieza de la zona de trabajo.

Para proponer el uso de fibras como reemplazo de armadura tradicional, se deben establecer criterios de diseño de hormigón reforzado con fibras.

En este trabajo de título se dan recomendaciones de diseño de hormigón reforzado con fibras con reemplazo total o parcial de la enfierradura en casas. Para esto, se establecen criterios de diseño de hormigón reforzado basados en las disposiciones normativas existentes y los resultados de investigaciones recientes.

## 1.2 Objetivos

El objetivo principal de este trabajo de título es desarrollar una propuesta para el reemplazo, parcial o total, de barras y mallas de acero por fibras para muros y losas en

casas de hormigón. Esta propuesta incluye el diseño de una vivienda prototipo de hormigón reforzado con fibras.

Para cumplir con este objetivo general, es necesario abordar una serie de objetivos específicos:

- 1) Definir las principales características del HRF.
- 2) Describir los materiales componentes, propiedades mecánicas típicas y aplicaciones del HRF.
- 3) Proponer criterios para determinar la capacidad mecánica del HRF haciendo referencia a códigos de diseño internacionales.
- 4) Proponer criterios de diseño para elementos de HRF.
- 5) Determinar los parámetros de diseño para elementos de HRF.
- 6) Definir los detalles constructivos a considerar en una vivienda de HRF.
- 7) Aplicar los criterios de diseño a una vivienda prototipo.
- 8) Comparar en términos técnicos y económicos la solución de hormigón armado convencional y la propuesta con hormigón armado reforzado con fibras.

### 1.3 Metodología

Para lograr los objetivos anteriores esta memoria ha sido desarrollada de acuerdo a la siguiente metodología:

En primer lugar, a partir de una revisión de la literatura, se identifican las propiedades mecánicas típicas del HRF, sus componentes y principales características. También se analiza la normativa internacional, especialmente en lo referido a los ensayos para la caracterización de la capacidad del material frente a distintos esfuerzos y las ecuaciones de diseño del HRF.

Considerando los antecedentes anteriores, se definen los parámetros adecuados para el diseño de una vivienda prototipo tales como el factor de modificación de la respuesta ( $R$ ), la cuantía de fibras, y las capacidades al corte y flexión para tal cuantía.

Posteriormente, se desarrolla el diseño de una vivienda de hormigón reforzado con fibras y se indican recomendaciones constructivas para asegurar la continuidad estructural de la vivienda.

Finalmente, se realiza una comparación técnica y económica del hormigón armado convencional con el hormigón armado reforzado con fibras, para comentar y concluir al respecto.

### 1.4 Alcances por Capítulo

Capítulo 2: Principales Características del Hormigón Reforzado con Fibras.

En este capítulo se identifican las principales características del hormigón reforzado con fibras. Adicionalmente, se describen los materiales constituyentes del HRF (matriz de hormigón y fibras) y además se realiza una breve descripción de los ensayos más usados para caracterizar el material y se hace una revisión de las aplicaciones más comunes del HRF.

Capítulo 3: Capacidad Mecánica en Vigas de Hormigón Reforzado con Fibras.

En este capítulo se hace un análisis de los ensayos experimentales que han sido realizados para describir el comportamiento del HRF, especialmente aquellos relacionados con la capacidad al corte de vigas de hormigón reforzado con fibras.

#### Capítulo 4: Capacidad al corte en Muros de HRF.

En este capítulo se realiza un análisis de los muros de hormigón armado reforzado con fibras ensayados por Carrillo y Alcocer el año 2011 [23].

#### Capítulo 5: Criterios de Diseño para Elementos Reforzados con Fibras.

En este capítulo se estudian las ecuaciones de diseño recomendadas por diferentes instituciones para calcular la capacidad al corte y flexión del HRF. También se determina una cuantía mínima de fibras tal que éstas puedan colaborar estructuralmente.

#### Capítulo 6: Criterios de Diseño Sísmico de Secciones de HRF.

En este capítulo se analizan las propiedades de deformación al corte de diferentes materiales (Hormigón armado convencional y Albañilería). Posteriormente, se realiza una comparación entre el HRF y el hormigón armado convencional y albañilería para concluir y determinar el factor de modificación de la respuesta a ser utilizado en el diseño ( $R$ ).

#### Capítulo 7: Propuesta de Diseño para el Reemplazo de Barras y Mallas por fibras de Acero.

En este capítulo se realiza una propuesta para incluir las fibras como reemplazo de la armadura tradicional, la que incluye aspectos de diseño hasta la construcción de una vivienda. Los parámetros más importantes son la cuantía de fibras y sus capacidades al corte y flexión.

#### Capítulo 8: Aplicación de los Criterios de Diseño

En este capítulo se desarrolla el diseño de una losa y un muro de la vivienda prototipo con hormigón armado convencional y con hormigón reforzado con fibras.

#### Capítulo 9: Comparación Técnico Económica.

En este capítulo se realiza una comparación técnico-económica entre una vivienda diseñada con hormigón armado convencional y una vivienda diseñada con fibras.

#### Capítulo 10: Comentarios y Conclusiones.

En este capítulo se presentan las principales conclusiones del trabajo.

## 2 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

### 2.1 Introducción

En esta sección se describen las propiedades que debe tener el hormigón para su uso en un HRF, se realiza una revisión de los tipos de fibras más utilizados y de las principales aplicaciones del hormigón reforzado con fibras.

Adicionalmente, se revisan los ensayos más utilizados a nivel mundial para la caracterización del hormigón reforzado con fibras.

### 2.2 Materiales Constituyentes del HRF

Los HRF se definen como aquellos hormigones que incluyen en su composición fibras cortas, discretas y aleatoriamente distribuidas en su masa con el fin de conferirle ciertas propiedades específicas al hormigón. Esta modificación de las propiedades depende del tipo de fibras, de la cuantía, geometría, material y su orientación dentro de la matriz.

#### 2.2.1 Matriz de Hormigón

Los hormigones que se utilizan para confeccionar un HRF son similares a los hormigones estructurales usados normalmente. Sin embargo, en general se recomienda un tamaño máximo de árido inferior a 20 mm.

El tamaño máximo de los áridos se debe reducir para tener una mezcla más uniforme.

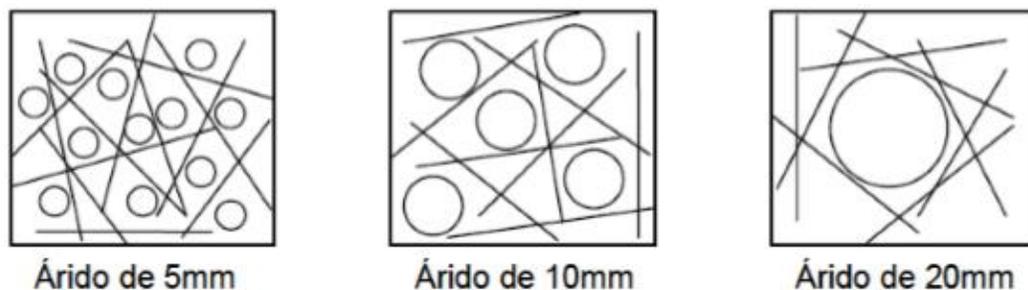


Figura 2-1: Efecto del tamaño máximo del árido en la distribución de fibras (Hannant, 1978) [2].

El cemento es un componente decisivo en la docilidad del material en estado fresco. Mientras mayor es el contenido de fibras y menor el tamaño máximo del árido, será necesario añadir una mayor cantidad de cemento con la finalidad de proporcionar más pasta.

Con respecto a los aditivos, es común que para un HRF se usen reductores de agua o súper plastificantes debido a que la adición de fibras al hormigón en altas proporciones puede disminuir la docilidad de la mezcla.

Según recomendaciones del ACI 544.3R-08 [3], cuando el HRF se encuentra en la etapa de colocación, se debe evitar la formación de pelotas de fibras en la mezcla, también conocidas como erizos. Esto se puede lograr adicionando las fibras a una mezcla ya fluida, dosificar los hormigones con suficiente contenido de árido fino, no emplear fibras muy esbeltas y evitar tiempos de transporte muy largos. En el caso que el transporte sea largo, se pueden adicionar las fibras en obra.

Otra recomendación del ACI 544.3R-08 [3] es que el asentamiento de cono de Abrams sea entre 50 y 75 mm mayor que el cono final deseado en el caso de un HRF.

### 2.2.2 Fibras

Las fibras se definen como un “filamento delgado y alargado en forma de paquetes, redes o filamentos de cualquier material natural o manufacturado que se puede distribuir en el hormigón” (ASTM C 1116, 1997) [4]. La longitud de ésta define si la fibra está clasificada como grapa o filamento. Los filamentos son fibras largas y/o continuas, en cambio las grapas son relativamente cortas.

Actualmente se tiene conocimiento de muchos tipos de fibras. Se mencionarán las que más se han utilizado y estudiado las últimas décadas, que son las fibras de acero, vidrio, sintéticas (polipropileno) y fibras naturales.

Las fibras pueden ser clasificadas en estructurales y no estructurales. Estas son estructurales si la contribución de las mismas puede ser considerada en el cálculo de la resistencia de la sección de hormigón. De lo contrario, estas serán consideradas no estructurales.

Los parámetros empleados para describir las fibras geoméricamente son principalmente la longitud de la fibra, el diámetro equivalente de la fibra, la esbeltez o relación de aspecto y el área de su sección transversal.

#### 2.2.2.1 Fibras de Acero

Estas fibras de acuerdo a ASTM A 820 [5] se clasifican según su fabricación:

- Tipo I: Alambre estirado en frío.
- Tipo II: Mediante el corte de láminas de acero
- Tipo III: Fusión Extraída.
- Tipo IV: Otras fibras.

Las fibras de acero pueden tener diferentes formas. A continuación se presentan las geometrías más comunes de las fibras de acero.

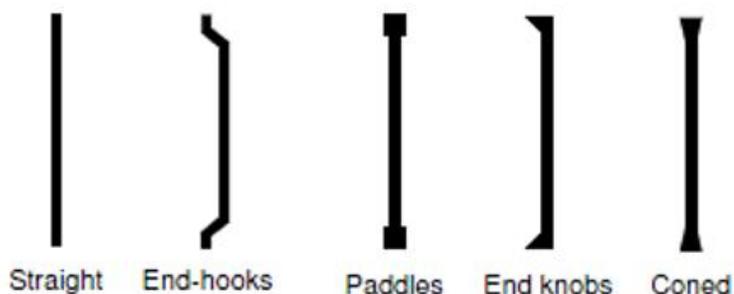


Figura 2-2: Fibras de Acero (ACI 544 1R-96) [6].

ASTM A 820 [5] establece requisitos de resistencias mínimas a tracción de las fibras de acero. La tensión de fluencia de estas fibras es de 345 MPa.

Por ejemplo, el fabricante de fibras de acero Bekaert, las fabrica mediante el método de alambre estirado en frío.

La resistencia a tracción de este tipo de fibras se encuentra en torno a los 1500 MPa. A modo de ejemplo, una fibra Dramix 3D posee una resistencia a tracción de

1225 MPa. La fibra de acero más común dada su geometría y forma es la fibra tipo Dramix, la cual se caracteriza por poseer ganchos en los extremos, lo que le confiere una mayor adherencia con la matriz de hormigón. Estas fibras se venden en sacos de 10 y 20 kg.



Figura 2-3: Fibra Dramix 3D.

Algunos de los usos que se le han dado a las fibras de acero son pavimentos, elementos pre fabricados, muros, losas y fundaciones.

#### 2.2.2.2 Fibras de Vidrio

Este tipo de fibras es de origen inorgánico (mineral) y es el resultado del “enfriado al estado sólido sin que se presente cristalización física como un líquido subenfriado, con estructura amorfa característica de los líquidos” (Toledo y Graindorge, 1993) [7].

Esta fibra se fabrica a partir de sílice ( $\text{SiO}_2$ ) fundida a altas temperaturas con boratos y fosfatos. Si bien es una sustancia amorfa, sus unidades moleculares tienen suficiente cohesión para presentar rigidez mecánica.

Según el ACI 544.1R-96 [6] existen diferentes tipos de vidrio con los que se fabrican fibras:

- Vidrio tipo E: Es el tipo de vidrio más utilizado en fibras, está compuesto por boro y silicio. La letra E proviene de eléctrico, puesto que esta fibra fue desarrollada inicialmente para aplicaciones eléctricas. Estas poseen como ventaja un reducido costo.
- Vidrio tipo A: Este tipo de vidrio es alcalino, la fórmula de éstos es la misma que ocupan los envases y vidrios de las ventanas. Está compuesto por silicio sódico cálcico.
- Vidrio tipo AR: Es el tipo de vidrio resistente a los ataques álcali-árido.

La resistencia a tracción de este material se encuentra entre los 1500 y 3500 MPa. Este valor depende del tipo de vidrio con el que se fabriquen las fibras. Un fabricante de este tipo de fibras es Owens Corning. Un ejemplo de este tipo de fibras es la Anti-Crak HP 67/36, cuya relación de aspecto es de 67 y longitud de 36 mm.

A continuación se tiene un esquema de fibras de vidrio:



Figura 2-4: Fibras de Vidrio.

Con respecto a las aplicaciones y usos de este tipo de fibras, estas han sido utilizadas en paneles de fachada de edificios, tuberías, pavimentos, elementos resistentes al fuego.

#### 2.2.2.3 Fibras Sintéticas

Éste tipo de fibras proviene de la industria petroquímica y textil, estas son derivadas de los polímeros orgánicos disponibles en la industria.

Las fibras más usadas en esta categoría son las de polipropileno, nylon y poliéster, que son principalmente utilizadas para reducir la fisuración por contracción del hormigón, aún cuando algunas de ellas tienen la capacidad de aportar resistencia estructural al hormigón. Estas fibras se caracterizan por ser incoloras y por distribuirse de forma uniforme en la mezcla de hormigón.

Uno de los principales aspectos a destacar es que los polímeros como el polipropileno, además de ser muy económicos con respecto a otras fibras como las de acero, son químicamente muy estables en el medio alcalino que supone el hormigón.

Según su proceso de fabricación se pueden clasificar en:

- Monofilamentos extruidos.
- Láminas fibriladas.

Según su tamaño se pueden clasificar en:

- Micro – Fibras:  $< 0,3$  mm de diámetro. Se emplean para reducir fisuración por retracción plástica del hormigón, especialmente en pavimentos.
- Macro – Fibras:  $\geq 0,3$  mm de diámetro. Pueden colaborar estructuralmente, siendo su longitud variable (de 20 mm a 60 mm), la cual debe guardar relación con el tamaño máximo de árido.

La resistencia a tracción de este tipo de fibras está entre los 630 y 700 MPa. Un fabricante de esta fibra es Elasto Plastic Concrete, cuya fibra más conocida es la Barchip. Por ejemplo, la fibra BarChip 48 posee una longitud de 48 mm.

Un esquema de estas fibras se puede apreciar a continuación:



*Figura 2-5: Fibra Sintética.*

Con respecto a la aplicación de este tipo de fibras, se conoce su uso en losas de escaleras, en pavimentos, en túneles y en Shotcrete.

#### *2.2.2.4 Fibras Naturales*

Este es el tipo de fibras que no ha sido procesada. Las más comunes son fibras de bambú, de madera y de vegetales. Estas se han utilizado en aplicaciones tales como techos, tanques de agua, entre otros.

Un esquema de estas fibras se puede apreciar a continuación:



*Figura 2-6: Fibra Natural.*

### *2.3 Propiedades Mecánicas Típicas del HRF*

En esta sección se hace referencia a los ensayos más utilizados para obtener las propiedades mecánicas que caracterizan el hormigón reforzado con fibras.

#### *2.3.1 Resistencia a la Tracción Directa*

La resistencia a tracción se puede determinar a partir de un ensayo de tracción directa. El ACI 544.4R-88 [8] indica que no existe ninguna metodología estandarizada para determinar la curva tensión – deformación del HRF en tracción directa. La curva que se confeccione depende del tamaño de la probeta, del método de ensayo, la rigidez

del equipo de carga, la calibración de los equipos de medición y también del tipo de fisuración que ocurra (simple o múltiple).

Un ejemplo de una curva típica de tensión – deformación se puede apreciar en la figura siguiente (Shah, 1978) [9].

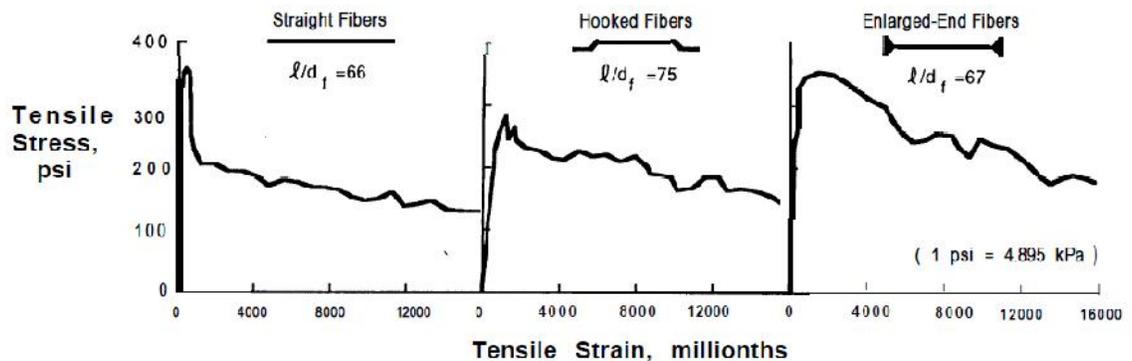


Figura 2-7: Curva Tensión – Deformación en morteros a tracción directa (1,73 % de fibras en volumen) [9].

La parte ascendente de la curva (hasta la primera fisura) es similar a la del hormigón sin refuerzo. La parte descendente de la curva depende de los parámetros que definen a las fibras tales como la forma, cuantía de fibras y relación de aspecto.

La resistencia a tracción directa en un HRF es similar a la del hormigón convencional (entre un 8% y 12% de la resistencia a compresión).

El ensayo de tracción directa presenta dificultades en su ejecución además de altas dispersiones en sus resultados.

### 2.3.2 Resistencia a la Tracción Indirecta mediante ensayo de hendimiento.

Existen ensayos para determinar la tracción de forma indirecta. Estos ensayos son de tracción por hendimiento.

Un ensayo para obtener la resistencia a tracción indirecta a través de probetas cilíndricas de hormigón se realiza a partir de la metodología ASTM C 496 [10]. La configuración del ensayo se puede apreciar en la siguiente figura:

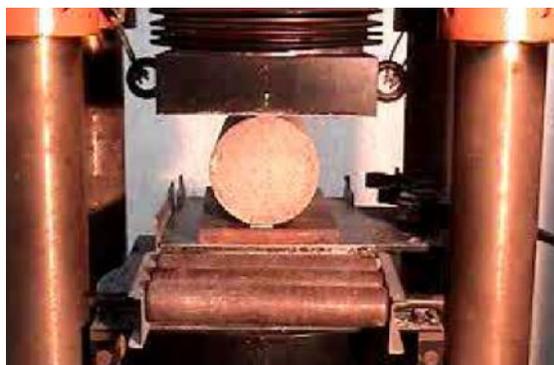


Figura 2-8: Ensayo cilíndrico ASTM C 496 [10].

Este ensayo ha sido utilizado en hormigones con fibras de polipropileno y acero.

El ensayo de simple hendimiento (también conocido como ensayo brasileño) presenta las siguientes desventajas:

- Inestabilidad bajo el control de desplazamiento.
- La considerable longitud de las probetas permite a la fisura iniciarse dentro de ella, dificultando la medición de la apertura de fisura y el control de estabilidad.

### 2.3.3 Resistencia a la Tracción Indirecta mediante ensayo de doble hendimiento.

La resistencia a tracción indirecta también puede ser obtenida a partir del ensayo de doble hendimiento también conocido ensayo de Barcelona (Aguado, 2005) [11], el cual posee ventajas frente a los otros ensayos existentes debido a su base en un ensayo de doble punzonamiento, el cual presenta una menor dispersión.

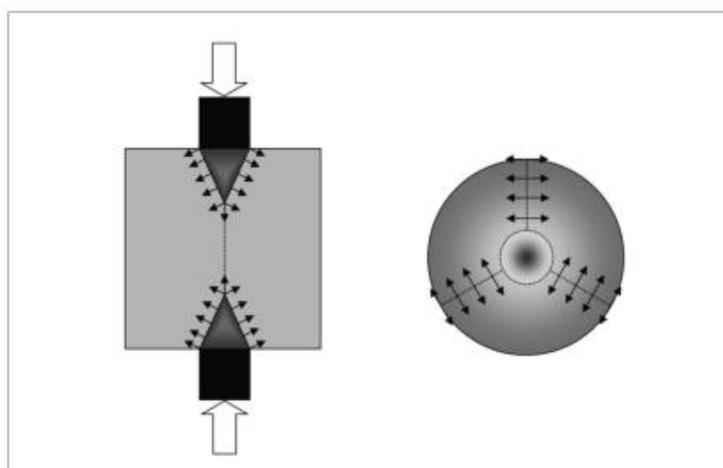


Figura 2-9: Ensayo de doble punzonamiento [11].

Considerando la alta variabilidad de los ensayos de flexión y sus inconvenientes experimentales, el ensayo de doble punzonamiento o ensayo de Barcelona, ha surgido como una alternativa bastante viable para caracterizar y controlar de modo sistemático la tenacidad de los HRF, lo que ha sido validado en extensas campañas experimentales, las que han demostrado la gran versatilidad que presenta este ensayo.

Este ensayo fue utilizado por di Prisco el año 2010 [12], para identificar el comportamiento post – fisuración a tracción uniaxial del HRF.

### 2.3.4 Ensayo de Tracción por Flexión.

El documento Rilem TC – 162 [13] propuso el año 2003 un ensayo de vigas con una carga en el centro de la luz, el cual es actualmente norma europea EN14651 [14].

El ensayo consiste en una viga simplemente apoyada sometida a flexión. Esta viga presenta una muesca en el centro de la luz, punto en el cual se mide el desplazamiento de apertura de fisura (CMOD).

Un esquema de este ensayo se puede ver en la siguiente figura:

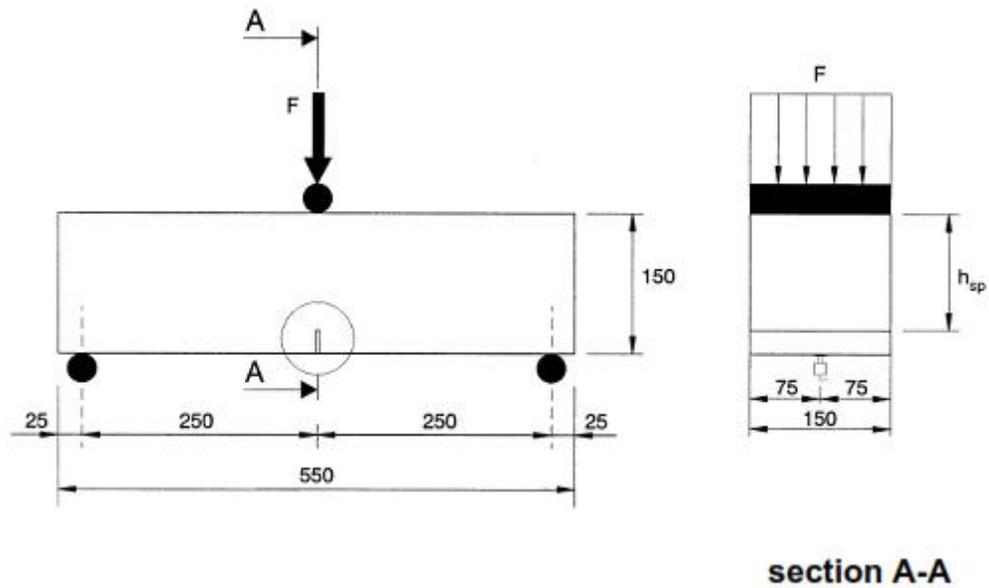


Figura 2-10: Esquema del ensayo, actual norma europea EN14651 [14].

A partir del ensayo, se puede obtener una curva de carga – apertura de fisura. A continuación se presenta un esquema de la curva:

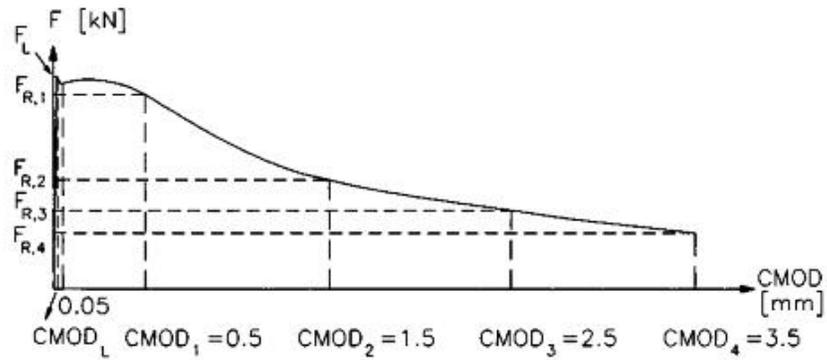


Figura 2-11: Curva carga – apertura de fisura en HRF [14].

La resistencia residual a tracción por flexión del HRF se obtiene con la siguiente expresión:

$$f_{R,i} = \frac{3 \cdot F_{R,i} \cdot L}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$$

Donde:

$F_{R,i}$ : Representa la carga de flexión a una apertura de fisura  $CMOD_i$  en [N].

$L$ : Largo del elemento [mm].

$b$ : Ancho del elemento [mm].

$h_{sp}$ : Altura de la viga [mm].

### 2.3.5 Absorción de Energía

Esta propiedad también conocida como Tenacidad se define como el área bajo la curva de un ensayo de flexión (carga - deflexión) y se entiende como la energía total absorbida por la matriz previo a la rotura del elemento según el ACI 544.1R-96 [6].

La tenacidad se puede obtener mediante la metodología ASTM C1018 [15]. Esta norma especifica el ensayo de flexión con carga a los tercios sobre probetas sin muesca.

La configuración del ensayo se puede apreciar en la siguiente figura:



Figura 2-12: Configuración ensayo ASTM C1018 [15].

Para obtener la tenacidad, se utilizan índices de tenacidad y de resistencia a la primera fisura. A continuación se presenta una curva típica en el ensayo de flexión descrito:

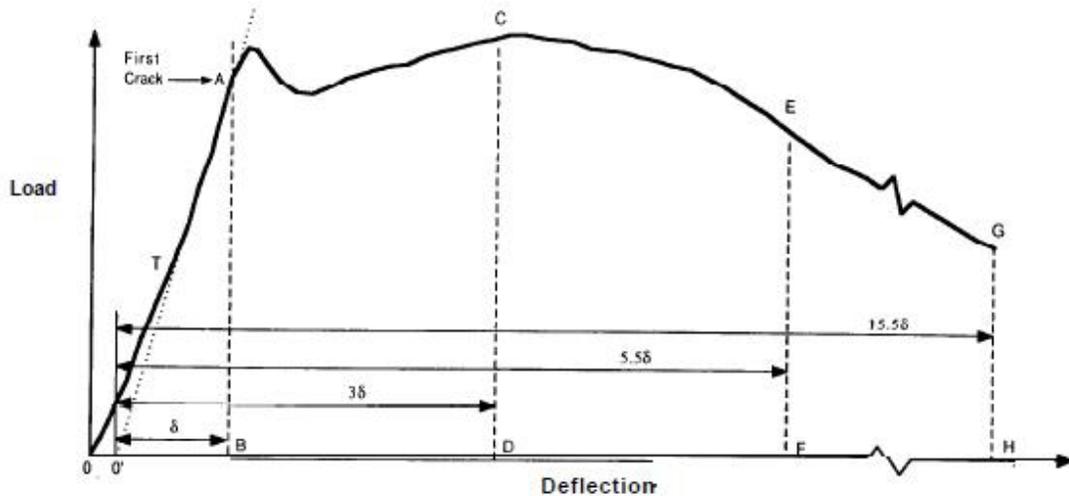


Figura 2-13: Características más importantes en la curva carga – deflexión, ASTM C1018 [15].

Los puntos más importantes en la curva son:

- El punto asociado a la primera fisura que aparece en la probeta, punto en el cual el material deja de tener un comportamiento lineal (Punto A).
- El segundo punto importante en la curva está asociado a la máxima carga que puede tomar la matriz (Resistencia Peak).
- El punto G de la curva está asociado a la resistencia última de la probeta, en este estado la viga falla.

El cálculo del área bajo la curva entre el origen y el punto G, determina la tenacidad del HRF en estudio.

## 2.4 Aplicaciones del HRF

El hormigón reforzado con fibras es un material que se presenta como una muy buena alternativa para la construcción de diferentes estructuras. Durante las últimas décadas, este material ha sido utilizado en diversas aplicaciones, aprovechando las ventajas técnicas que le otorgan las fibras al hormigón y el aumento de la productividad que esto genera en obra.

Este material puede ser usado tanto para fines estructurales como para no estructurales (asociados a control de fisuración).

Las fibras han sido utilizadas en todo tipo de obras civiles tales como pavimentos, puentes, embalses, viviendas, entre otros.

### 2.4.1 Shotcrete

La principal aplicación del hormigón reforzado con fibras es el shotcrete. En este caso, las fibras se usan para sustituir la malla de refuerzo.

El reemplazo de mallas por fibras genera ahorro de tiempos que están asociados a la colocación y fijación de las mallas. Además, permite un ahorro importante en la cantidad de hormigón lanzado debido a que pueden disminuirse los espesores del hormigón, lo que implica un ahorro en el costo por metro cuadrado del material colocado.

Aprovechando la capacidad de absorción de energía que presenta el HRF, la incorporación de fibras aumenta significativamente el valor de energía de rotura.

Las fibras se han utilizado en todo tipo de aplicaciones de Shotcrete: taludes, túneles, reparación, etc.

### 2.4.2 Pavimentos.

Los pavimentos y losas son elementos muy susceptibles a fisurarse durante las etapas de fraguado y endurecimiento, es por ello que se utilizan fibras para impedir que se propague la fisuración.

En pisos y pavimentos, las fibras reemplazan la malla electro soldada y/o barras colocadas en el centro del espesor. Las mallas se usan para resistir los esfuerzos secundarios. Sin embargo, su almacenamiento, transporte y colocación correcta es una fuente de dificultades en obra. Para resolver estas inconvenientes, las fibras reemplazan a la malla.

Las fibras previenen la aparición de fisuras en estado endurecido. Si la fisuración ocurre, impiden el incremento del ancho de la misma.

El HRF también ha sido utilizado para aumentar la capacidad de los pavimentos, lo que permite que la estructura continúe en servicio al aumentar su tenacidad. Esto multiplica la vida útil de la estructura, y es parte del uso estructural que se le ha dado al hormigón reforzado con fibras en esta aplicación.

### 2.4.3 Prefabricados

Para estructuras en base a prefabricados, las fibras son un elemento muy útil debido a que el transporte y colocación de estos hace que sean susceptibles a agrietamientos y descascaramientos. Las fibras permiten que el agrietamiento de los elementos se reduzca y si estos se fisuran, le permiten continuar funcionando correctamente.

Las aplicaciones más comunes en esta categoría son tuberías, vigas, pre losas, pilotes, postes, dovelas, etc.

### 2.4.4 Elementos Estructurales

El uso de hormigón reforzado con fibras en elementos estructurales tales como muros, losas y radieres es una alternativa que está siendo evaluada a nivel mundial.

En este trabajo de título, se propone el uso de HRF en elementos resistentes en una vivienda, en particular en muros y losas.

En Chile existen viviendas en las cuales se reemplazó parcialmente barras por fibras. Un ejemplo es el condominio "Jardines del Sol" en Reñaca, región de Valparaíso, en el cual se construyeron fundaciones, losas, muros y calles internas con fibras sintéticas (Barchip 48), de la empresa Elasto Plastic Concrete.



*Figura 2-14: Condominio Jardines del Sol, Reñaca, [16].*

### 3 CAPACIDAD MECÁNICA EN VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

#### 3.1 Introducción

En este capítulo se hace una revisión de las investigaciones (ensayos de vigas y paneles) que se han realizado para caracterizar el HRF.

En primer lugar, se hace referencia al ensayo de vigas realizado por R.S Londhe en India el año 2010 [17]. También se hace una revisión del ensayo realizado por Rosenbuch y Teutsch el año 2003 [20].

Finalmente, se hace referencia a los ensayos de paneles de corte realizados por Vecchio el año 2013 [18].

#### 3.2 Ensayo de Flexión realizado por Londhe en 2010 [17].

Este ensayo fue realizado por R.S Londhe en India el año 2010 [17] con el fin de investigar la capacidad al corte y ductilidad del HRF mediante ensayos de flexión.

El ensayo fue realizado a 20 vigas rectangulares de hormigón armado, todas simplemente apoyadas y con barras longitudinales. Las fibras utilizadas son de acero. Esta experiencia sirvió como base para el código IS 516 [19] de India.

##### 3.2.1 Programa Experimental

A continuación se puede apreciar un esquema del ensayo:

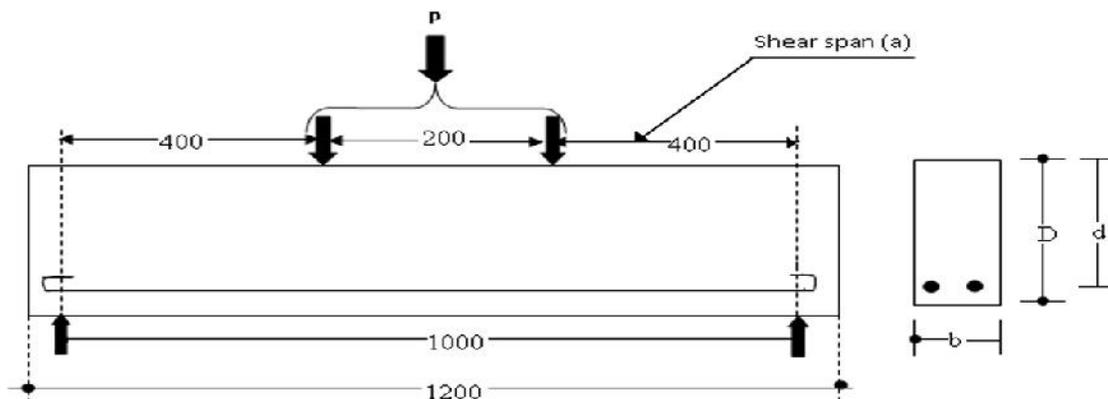


Figura 3-1: Esquema Ensayo realizado por Londhe en 2010 [17].

El ensayo se realizó variando diferentes factores: la cuantía de fibras, la cuantía longitudinal de acero y el contenido de cemento. Todas las vigas tienen un ancho de 100 mm y fueron reforzadas con barras longitudinales de acero a tracción pero sin armadura de acero transversal.

##### 3.2.2 Propiedades Mecánicas

Las propiedades de las fibras utilizadas son:

Tabla 3-1: Propiedades fibras de acero utilizadas en ensayo [17].

Propiedad	Unidad	Valor
Diámetro	[mm]	1
Longitud	[mm]	50,8
Relación de Aspecto	[-]	50
Resistencia a Tracción	[MPa]	828
Módulo E	[Gpa]	200
Gravedad Específica	[-]	7,8

### 3.2.3 Resultados y Discusión del Ensayo

- Resultados del ensayo de la Serie I: Efecto del volumen de fibra.

Las vigas de la Serie I tienen diferentes volúmenes de fibras, cuyo porcentaje varía entre un 0.5% y el 5% en volumen, lo que representa una dosificación de 39,4 Kg/m<sup>3</sup> y 394 Kg/m<sup>3</sup> respectivamente. El refuerzo longitudinal se mantiene constante y es de un 0,8% y la resistencia del hormigón en probeta cúbica es  $f_{cu} = 35 \text{ MPa}$ .

A continuación se presentan los resultados del ensayo de la serie I:

Tabla 3-2: Resultados Serie I [17].

Nombre Elemento	Fibras (%)	(%)	Capacidad [MPa]		Deflexión [mm]	Modo de Falla
			fcu	$\tau_{max}$		
I-1/3,2/0,8/0	0	0,8	39,18	1,15	0,9	Corte
I-1/3,2/0,8/0,5	0,5	0,8	41,05	1,22	1,3	Corte
I-1/3,2/0,8/1	1	0,8	42,52	1,48	1,38	Corte
I-1/3,2/0,8/1,5	1,5	0,8	43,22	1,64	1,4	Corte
I-1/3,2/0,8/2	2	0,8	44,04	1,69	1,45	Corte
I-1/3,2/0,8/2,5	2,5	0,8	45,63	1,71	1,55	Corte
I-1/3,2/0,8/3	3	0,8	46,11	1,72	2,1	Corte
I-1/3,2/0,8/3,5	3,5	0,8	47,15	1,74	2,3	Flexión
I-1/3,2/0,8/4	4	0,8	48,29	1,77	2,45	Flexión
I-1/3,2/0,8/4,5	4,5	0,8	49,74	1,82	3,1	Flexión
I-1/3,2/0,8/5	5	0,8	50,07	1,86	3,4	Flexión

### 3.2.4 Comentarios y Conclusiones del Ensayo

- La capacidad al corte aumenta con el aumento del porcentaje de fibras. Este incremento es aproximadamente uniforme. Para el mismo % de cemento, con el aumento del % de fibras de 0,5 a 5%, el corte máximo aumenta un 52%.

2. La deflexión de la viga aumenta con el % de fibras. Esto se debe a que al aumentar el contenido de fibra, el concreto toma un comportamiento más dúctil y por eso falla después de una gran deformación.

#### Comentarios:

- Algunas vigas fallaron por corte, es decir, una falla repentina (frágil) y otras vigas fallaron a flexión. En las vigas que fallaron por corte aparecieron fisuras de corte en la longitud de la viga y pequeñas fisuras de flexión en el centro de la viga.
- A medida que el porcentaje de fibras aumenta, el patrón de fisuras cambia desde una falla por corte a flexión.

#### 3.3 Estudios de Rosenbuch y Teutsch (Rilem) del año 2003 [20].

El año 2003, se realizaron ensayos en 3 laboratorios distintos con el fin de investigar la capacidad al corte del HRF, estos laboratorios están en las siguientes instituciones:

- Katholieke Universiteit Leuven (KUL).
- Technical University of Braunschweig (UBS).
- Universitat Polytechnica de Catalunya (UPC).

Estos estudios son ensayos de vigas de HRF simplemente apoyadas, utilizando la metodología del Rilem TC 162- TDF [13], descrita en la sección 2.3.4.

Lo que se varió en estos ensayos es la dosificación de fibras de acero (Dramix RC-65/60-BN), la cuantía longitudinal, el refuerzo transversal, la relación de aspecto ( $a/d$ ) y la sección de la viga.

Las dimensiones de la viga son  $h = 30 \text{ cm}$  y  $b_w = 20 \text{ cm}$ .

##### 3.3.1 Resultados y Discusión del Ensayo

Con respecto a los resultados de estos ensayos, se considerará como parámetro de análisis el valor de  $f_{eq3,m}$ , que corresponde a la capacidad a tracción residual (a una apertura de fisura de  $2,5 \text{ mm}$ ). Esta resistencia aumenta a medida que la cuantía de fibras aumenta.

Los resultados del ensayo son los siguientes:

Tabla 3-3: Resultados ensayo UBS [20].

Nombre Elemento	Propiedades del Material		Sistema		Refuerzo			Resultado	
	fcm (cúbica) [Mpa]	fy,w [Mpa]	a/d	L [m]	l (%)	w,y (%)	f [kg/m3]	feq3,m [Mpa]	
Serie 1 UBS	1.2/1	55	-	3,46	1,8	3,56	-	0	0
	1.2/2	58,67	-	3,46	1,8	3,56	-	20	1,49
	1.2/3	54,67	-	3,46	1,8	3,56	-	40	3,05
	1.2/4	60,33	-	3,46	1,8	3,56	-	60	4,85
	1.3/1	62,33	680	3,46	1,8	3,56	0,07	0	0
	1.3/2	62,67	680	3,46	1,8	3,56	0,07	20	1,49
	1.3/3	54,33	680	3,46	1,8	3,56	0,07	40	3,05
	1.3/4	63	680	3,46	1,8	3,56	0,07	60	4,85
	1.4/1	60,67	680	3,46	1,8	3,56	0,14	0	0
	1.4/2	61	680	3,46	1,8	3,56	0,14	20	1,49
	1.4/3	51,67	680	3,46	1,8	3,56	0,14	40	3,05
	1.4/4	63,33	680	3,46	1,8	3,56	0,14	60	4,85

Tabla 3-4: Resultados Ensayo KUL [20].

Nombre Elemento	Propiedades del Material		Sistema		Refuerzo			Resultado	
	fcm (cúbica) [Mpa]	fy,w [Mpa]	a/d	L [m]	l (%)	w,y (%)	f [kg/m3]	feq3,m [Mpa]	
Serie 2 KUL	2.2/1	51,04	-	1,54	2,3	1,81	-	0	0
	2.2/2	51,46	-	1,54	2,3	1,81	-	20	1,91
	2.2/3	50,37	-	1,54	2,3	1,81	-	60	5,6
	2.3/1	50,15	-	2,5	2,3	1,81	-	0	0
	2.3/2	50,05	-	2,5	2,3	1,81	-	20	1,35
	2.3/3	48,35	-	2,5	2,3	1,81	-	60	4,13
	2.4/1	50,15	-	2,5	2,3	1,81	-	0	0
	2.4/2	50,05	-	2,5	2,3	1,81	-	20	1,35
	2.4/3	48,35	-	2,5	2,3	1,81	-	60	4,13
	2.6/1	51,04	-	4,04	2,3	1,81	-	0	0
	2.6/2	51,46	-	4,04	2,3	1,81	-	20	1,91
	2.6/3	50,37	-	4,04	2,3	1,81	-	60	5,6

### 3.3.2 Comentarios y Conclusiones del Ensayo

- Un aumento de dosificación de fibras de 20 kg/m<sup>3</sup> a 60 kg/m<sup>3</sup> produce un aumento de la resistencia a tracción residual en promedio al triple del valor inicial.
- Se aprecia un mejor comportamiento al combinar refuerzo transversal con fibras.

### 3.3 Ensayo de Vecchio [18]

Este estudio fue realizado por David Carnovale y Frank J. Vecchio [18] el año 2013 y consiste principalmente en el análisis del efecto del tipo de fibras y el tipo de carga en el comportamiento al corte del HRF.

Se ensayaron paneles de hormigón armado convencional, hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) y con fibras de polipropileno (HRFPP). En los últimos dos casos, la armadura transversal es sustituida por fibras.

Las fibras utilizadas tienen las siguientes propiedades:

*Tabla 3-5: Fibras usadas en el ensayo [18].*

Fibra	$l_f$ [mm]	$d_f$ [mm]	$l_f/d_f$	$f_{uf}$ [MPa]	$E_f$ [Gpa]
RC 80/30 BP	30	0,38	79	2300	200
RC 80/50 BN	50	0,62	81	1050	200
MAC matrix	54	0,81	67	520	10

#### 3.3.1 Programa Experimental

La configuración tomada para el ensayo de corte son los paneles que utilizó Susetyo [21] el año 2009 en Canadá. Los resultados obtenidos por Susetyo fueron utilizados para compararlos con los obtenidos en este estudio.

Los paneles son de 890 x 890 x 70 mm y se someten a corte puro en el plano. El objetivo es comparar paneles reforzados convencionalmente con paneles reforzados con fibras de acero y polipropileno. Los paneles utilizados son los siguientes:

Tabla 3-6: Paneles Ensayados [18].

Nombre Panel	Tipo de Fibra	Vf (%)	Tipo de Carga
Ensayados por Carnovale y Vecchio [18]			
DC-P1	-	-	Cíclica Reversible
DC-P2	RC 80/30BP	1.0	Monótona
DC-P3	MAC matrix	2.0	Monótona
DC-P4	RC 80/30BP	1.0	Cíclica Reversible
DC-P5	MAC matrix	2.0	Cíclica Reversible
Ensayados por Sutseyo [21]			
C1C	-	-	Monótona
C1F1V1	RC 80/50BN	0.5	Monótona
C1F1V2	RC 80/50BN	1.0	Monótona
C1F1V3	RC 80/50BN	1.5	Monótona

A continuación se puede apreciar el panel de corte utilizado en el ensayo:

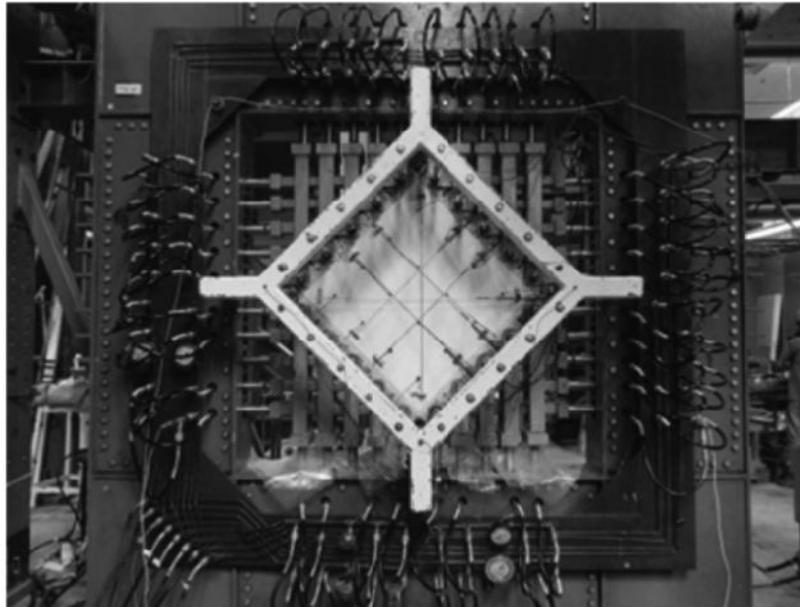


Figura 3-2: Panel de Corte [18].

Las cuantías de los ensayos son las siguientes:

1. La cuantía para el panel con armadura convencional es  $\rho_x = 3,31\%$  (longitudinal) y  $\rho_y = 0,42\%$  (transversal) .
2. La cuantía para los paneles con fibras de acero y polipropileno es  $\rho_x = 3,31\%$  (longitudinal) y  $\rho_y = 0$  (transversal).

Los paneles fueron sometidos a dos tipos de ensayos:

- a) Monótono, en el cual se aplica una carga continua en una sola dirección hasta que el panel falle.
- b) Cíclico invertido, el cual se realiza por fases. Primero se fija un corte al que se quiere llegar y se solicita el panel hasta que adquiera ese nivel de carga, luego se carga en el otro sentido y así sucesivamente.

Los modos de falla que se observaron en los paneles de HRFA se pueden apreciar a continuación:

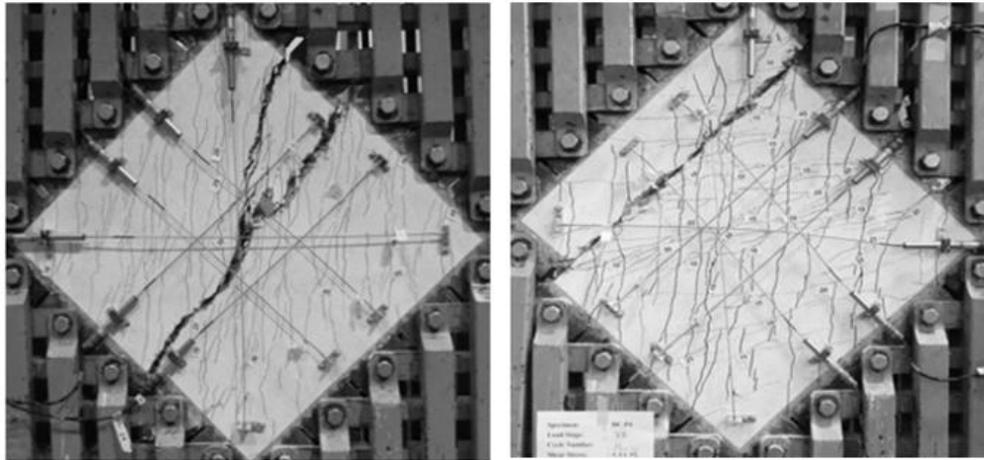


Figura 3-3: Modo de falla de los dos paneles de HRFA [18].

Los resultados del ensayo son los siguientes:

Nombre Panel	vcr [MPa]
Ensayados por Carnovale y Vecchio [18]	
DC-P1	1.43
DC-P2	2.60
DC-P3	2.20
DC-P4	2.60
DC-P5	2.23
Ensayados por Sutseyo [21]	
C1C	2.01
C1F1V1	2.09
C1F1V2	2.65
C1F1V3	1.83

### 3.3.2 Comentarios y Conclusiones del Ensayo.

#### Influencia del Tipo de Fibra:

1. La adición de un 1% (78,5 kg/m<sup>3</sup>) en volumen de fibras de acero funciona como un reemplazo de un 0,42% de armadura transversal. Esto en términos de resistencia máxima al corte, no de resistencia residual.
2. El volumen mínimo utilizado (0,5%) es suficiente en la obtención de una resistencia adecuada al corte.

#### Influencia del tipo de carga:

1. El desplazamiento último se redujo un 52% en el ensayo cíclico
2. El corte máximo obtenido en los paneles de HRFA es muy similar, mientras que la deformación para el ensayo de carga cíclica es de un 21% menor que la del ensayo monótono.
3. Los anchos de fisuras son muy similares para ambos tipos de carga.

#### Conclusiones Finales:

- 1) Las fibras cortas de acero entregan gran capacidad al corte. Al igual que las fibras más largas, pueden ser utilizadas para sustituir bajos porcentajes de armadura convencional transversal. Esto lo confirman las vigas ensayadas por Parra-Montesinos del año 2006 [22].
- 2) El reemplazo de armadura convencional por fibras es posible debido a las características de disipación de energía del HRF. Esto es una alternativa interesante para las zonas de unión viga-columna.
- 3) Se puede deducir que el ensayo que determina de forma más crítica el comportamiento del SFRC es el ensayo de carga cíclica.
- 4) En cuanto a las fibras de polipropileno, se concluye que éstas si le pueden atribuir al hormigón las mismas propiedades que las fibras de acero (beneficios en términos de resistencia residual post-fisuración y ductilidad a la tracción).
- 5) Para fibras de longitud equivalente, un 2% en volumen de fibras de polipropileno presenta una respuesta estructural similar a un 1% de fibras de acero.

## 4 CAPACIDAD AL CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

### 4.1 Introducción

El hormigón reforzado con fibras posee un comportamiento que lo presenta como una buena alternativa para la construcción de viviendas de baja altura en América Latina.

En la actualidad, existen pocos ensayos de muros de hormigón reforzado con fibras. El que se analiza en este Trabajo de Título es el realizado por Julián Carrillo y Sergio M. Alcocer el año 2011 [23].

### 4.2 Ensayo de Muros de Hormigón Reforzado con Fibras de Carrillo y Alcocer (2011) [23]

#### 4.2.1 Descripción del Estudio

Este ensayo se realizó con el fin de evaluar la contribución de las fibras de acero en la capacidad al corte y desplazamiento de muros de hormigón armado. Por otro lado, se utilizó para evaluar la posibilidad de reemplazar el refuerzo de corte en muros por fibras de acero.

En el estudio se ensayaron 6 muros de HRF en una mesa vibradora, todos con diferentes tipos de fibras y dosificaciones, las cuales se determinaron a partir de la dosificación mínima de fibras especificada por el ACI 318-11 [24], la cual es de  $60 \text{ kg/m}^3$ .

Para el estudio se tomó como referencia una casa prototipo y se ensayaron muros con dimensiones similares a la de los muros de ésta vivienda.

El prototipo de la estructura considerado en este estudio es una casa de 2 pisos construida con muros de hormigón armado en las dos direcciones principales. Los muros poseen un espesor de 100 mm y una altura de 2400 mm.

El ensayo se realizó a 6 muros de hormigón reforzado con fibras. Las fibras utilizadas corresponden a la Dramix RC-65/35-BN (1F) y la Dramix RC-80/60-BN (2F) con relaciones de aspecto de 64 y 80 respectivamente.

Las dosificaciones se determinaron a partir de lo establecido por el ACI 318 [24], esta dosificación es de  $60 \text{ kg/m}^3$  ( $D_{f\text{mín}}$ ), por lo que se trabajó con un 75%, 100% y 125% de este valor, lo que se traduce en dosificaciones de 45, 60 y  $75 \text{ kg/m}^3$  o volúmenes de 0,55%, 0,75% y 1% respectivamente.

Dado que las dimensiones de la mesa vibradora no coinciden con las de los muros de la vivienda prototipo, se ensayó un modelo a escala de los muros (80% de los muros de la vivienda).

En la siguiente tabla se pueden apreciar las principales propiedades de los 6 muros:

Tabla 4-1: Dosificación en Muros [23].

Número	Muro	Tipo de Fibra	Dosis [Kg/m <sup>3</sup> ]	Df <sub>mín</sub> [%]	V <sub>f</sub> [%]	e [mm]	L [mm]	H [mm]
1	MC1F75	1F	45	75	0,55	80	1920	1920
2	MC1F100	1F	60	100	0,75	81	1924	1921
3	MC1F125	1F	75	125	1	84	1925	1918
4	MC2F75	2F	45	75	0,55	82	1919	1925
5	MC2F100	2F	60	100	0,75	81	1917	1921
6	MC2F125	2F	75	125	1	81	1916	1920

A continuación se puede apreciar un esquema del muro:

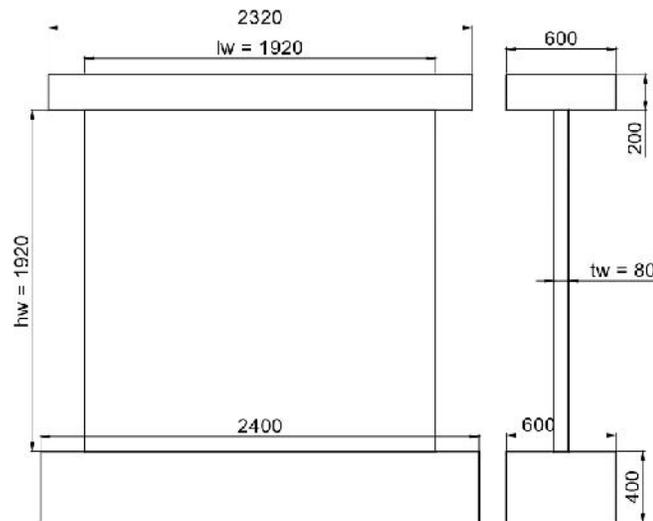


Figura 4-1: Esquema de Muros Ensayados [23].

En el prototipo de la casa todos los muros están conectados a una losa con el objetivo de restringir el giro en la parte superior del muro. El comportamiento de estos muros es principalmente dominado por las deformaciones al corte.

La armadura que se utilizó es de 6 barras estriadas de diámetro 16 mm y barras de 6 mm como estribos, espaciados a 180 mm. Esto se puede apreciar en la siguiente figura:

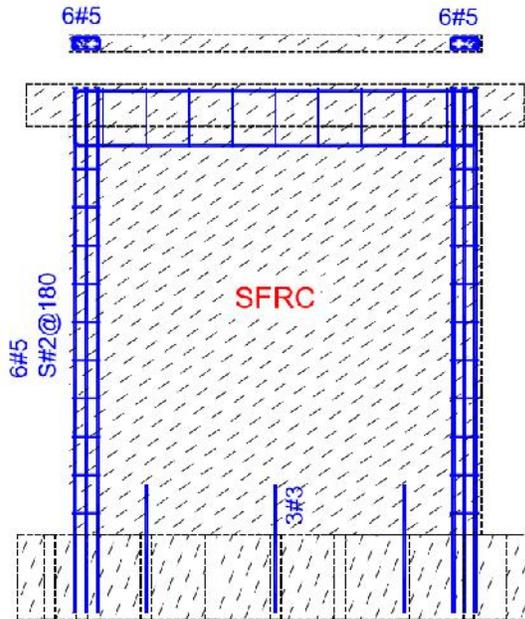


Figura 4-2: Esquema de Armadura de todos los muros [23].

#### 4.2.2 Propiedades Mecánicas de los Materiales

- Hormigón: El hormigón que se utilizó es un hormigón cuya resistencia a la compresión cilíndrica es de 25 MPa, la misma que en un muro típico de hormigón armado. El tamaño máximo de árido es de 10 mm.
- Fibras: Las fibras utilizadas son la Dramix RC-65/35-BN (1F) y la Dramix RC-80/60-BN (2F) con relaciones de aspecto de 64 y 80 respectivamente.

Las propiedades del HRF utilizado fueron obtenidas a partir de ensayos de compresión y tracción por hendimiento de cilindros estándar y de ensayos de flexo tracción de vigas simplemente apoyadas ensayadas a flexión (Norma ASTM C1609 [25]).

A continuación se muestra a modo de resumen las propiedades mecánicas del material usado en los muros. Notar que  $D_{fmin}$  representa el porcentaje de fibras con respecto a la cuantía mínima de ACI 318 [24] ( $60 \text{ kg/m}^3$ ):

Tabla 4-2: Propiedades medias del SFRC [23] (compresión, tracción por hendimiento y flexión según ASTM C1609 [25]).

Propiedad	Hormigón 1F				Hormigón 2F			
	Df <sub>mín</sub> [%]				Df <sub>mín</sub> [%]			
	0	75	100	125	0	75	100	125
Asentamiento de Cono [mm]	-	210	180	170	-	210	200	180
Dosis Fibra [Kg/m <sup>3</sup> ]	0	41,2	59,3	78,6	0	44,2	66,1	84
Resistencia a Compresión [Mpa]	-	22,2	21	20,3	35,6	31,1	30,8	30,7
Módulo E [Mpa]	-	9050	8508	8337	15857	10616	10615	12384
Resistencia en Hendimiento [Mpa]	2,29	2,47	2,32	2,63	2,13	3,6	4,27	4,4
Primera Resistencia Peak [Mpa]	4,04	3,19	3,69	3,35	3,99	3,49	4,03	4,37
Máxima resistencia a Flexión [Mpa]	4,04	3,23	3,69	3,96	3,99	3,49	4,42	5,41
Tenacidad [Joule]	16,5	52,2	64	76,1	12,3	59,2	87,1	109,6

#### 4.2.3 Configuración e Instrumentación del Ensayo

Para evaluar el desempeño de los muros, estos fueron sometidos a registros de aceleraciones reales y artificiales. Registros de diferentes niveles se utilizaron para inducir niveles importantes de daño en los muros.

El sismo de diseño utilizado es el registro de Caleta de Campos en México, el año 1997 (Mw= 7.1, CA-71) cuyo PGA es de 0,38g y se espera que este genere fisuras diagonales pero no daños mayores en los muros. Además, se modelaron y simularon otros dos eventos, uno con magnitud Mw 7.7 (CA-77) y otro con magnitud Mw 8.3 (CA-83).

Éstos dos últimos se simularon usando factores de escala para tiempo y aceleración, y se aplicaron a los modelos. Los muros fueron ensayados aumentando gradualmente la aceleración o PGA. Estos fueron ensayados sólo dentro del plano.

Es importante destacar que estos registros de aceleraciones son los mismos que utilizaron los autores en el estudio de muros armados convencionalmente (con barras estriadas y mallas electro soldadas) el año 2011 [1].

El PGA correspondiente a cada uno de los registros utilizados es el que se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 4-3: PGA de los diferentes eventos [23].

Etapa	Registro	PGA		Duración Total [s]
		%	g	
1	Ruido Blanco	-	0,01	120
2	CA - 71	50	0,19	29,5
3		100	0,38	
4	CA - 77	75	0,54	36,1
5		100	0,72	
6		75	0,98	
7	CA - 83	100	1,3	99,8
8		150	1,95	
9		200	2,6	
10	Ruido Blanco	-	0,01	120

El período fundamental de vibración del prototipo de 2 pisos fue estimado en 0,12 segundos. Tomando en cuenta los factores de escala y de similitud, los muros a ensayar fueron diseñados para tener un período de vibración de aproximadamente 0,1 segundos (0,12/1,25).

En la siguiente figura, se puede observar la configuración del ensayo:

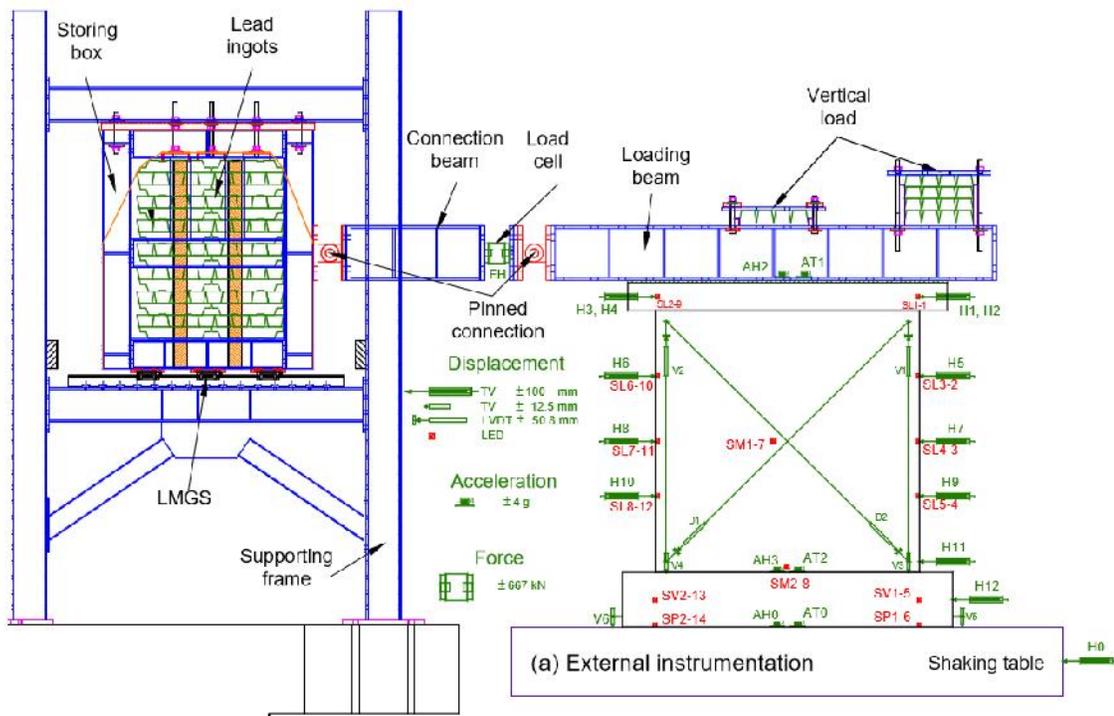


Figura 4-3: Esquema Ensayo [23].

Como se aprecia en la figura 4.3, el bloque de hormigón (peso dinámico) se introduce en una caja de acero, el que se encuentra soportado por un marco deslizable

de acero con muy poco roce. La viga que está sobre el muro conecta el muro con el peso dinámico.

Se aplicó una compresión uniforme de 0.25 MPa al muro y se mantuvo constante durante el ensayo. Este valor fue elegido porque representa un esfuerzo típico en el primer piso de la vivienda prototipo.

La medición de la respuesta de los muros se hizo mediante instrumentación tanto externa como interna.

La instrumentación externa se utiliza para medir la deformación por tracción en la superficie del muro y también para medir el desplazamiento, la aceleración y tener un control de la carga.

Por otro lado, la instrumentación interna se utiliza para medir la respuesta del refuerzo longitudinal.

#### 4.2.4 Resultados y Discusión del Ensayo

- Patrones de agrietamiento:

Los patrones de agrietamiento en el corte máximo se presentan en las figuras 4.4 y 4.5. También se presenta el drift lateral (R) obtenido en el corte peak. Este drift se obtuvo dividiendo el desplazamiento relativo entre el centro de la losa superior por la altura a la que el desplazamiento fue medido.

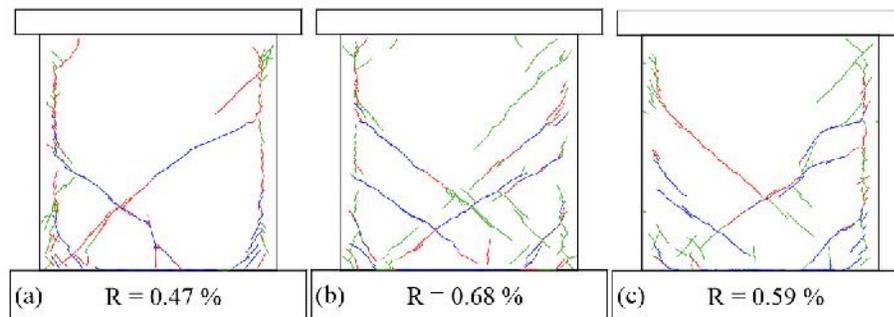


Figura 4-4: Patrón de fisuración en muros con fibras 1F en el corte máximo [23]. Cuantía de fibras: 45, 60 y 75 kg/m<sup>3</sup> respectivamente.

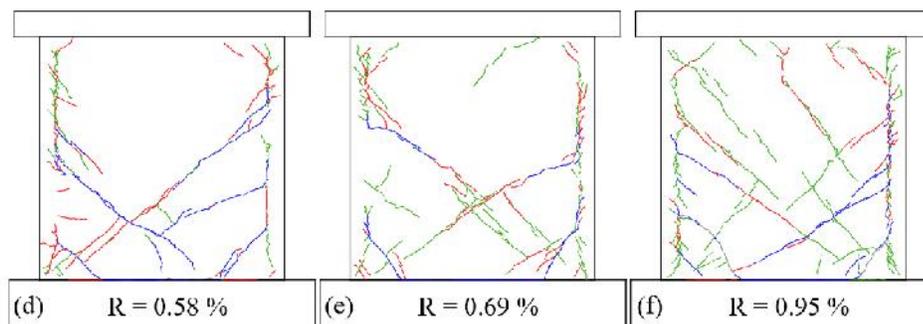


Figura 4-5: Patrón de fisuración en muros con fibras 2F en el corte máximo [23]. Cuantía de fibras: 45, 60 y 75 kg/m<sup>3</sup> respectivamente.

En la figura anterior se puede apreciar fallas por flexión en los elementos del borde. Aunque se detectó una grieta de deslizamiento en la unión del refuerzo

transversal con la viga de fundación, el ancho residual de estas fisuras se mantuvo constante durante todas las etapas del ensayo.

Como era de esperar, se observó un incremento en el número de fisuras diagonales de espesor pequeño a medida que la dosificación de fibras aumentaba.

Se puede apreciar una distribución más uniforme en las fisuras del muro que utiliza las fibras tipo 2F ( $l_f/d_f=80$ ) cuando se compara con el observado en muros de fibra tipo 1F ( $l_f/d_f=64$ ). Esto se asocia al mejor comportamiento al corte de fibras con una mayor relación de aspecto.

Los niveles de fisuración observados en estos muros presentan un número mayor de fisuras con una abertura menor si se compara con muros de hormigón armado convencionalmente (Carrillo y Alcocer 2011 [1]).

- Modo de falla observado:

Todos los muros que se ensayaron presentaron un tipo de agrietamiento diagonal. La falla fue repentina y se activa con la apertura brusca de una o dos fisuras mayores diagonales. Al final del ensayo, todos los muros se partían en dos o cuatro partes.

Esta apertura de las fisuras más grandes se debe al arrancamiento de las fibras a lo largo de las fisuras.

No se observó falla de las fibras, esto quiere decir que el comportamiento de las fibras de acero estaba controlado por el estiramiento de los ganchos que estas presentan en sus extremos.

Después de alcanzar la falla por corte, las fisuras inclinadas más grandes ingresaron en los elementos del borde del muro, causando la falla del hormigón como también la fluencia de las barras longitudinales cerca de la base del muro. A continuación se pueden apreciar los patrones de fisuración final de los muros tipo 2F:



Figura 4-6: Falla de los muros tipo 2F (d), (e) y (f) [23].

- Curva de histéresis:

A los muros ensayados también se les midió su respuesta de histéresis expresada en términos de un corte normalizado (dividido por la resistencia a tracción por hendimiento) y de un drift (R).

La carga lateral se obtiene a partir de los transductores de carga en la parte superior del muro, esta se dividió por el espesor del área gruesa para obtener un corte

promedio. Este corte promedio dividido por la resistencia a tracción indirecta del hormigón puro se utilizó para la confección de la curva de histéresis.

Las curvas de histéresis muestran el comportamiento de los muros de hormigón armado reforzado con fibras frente a esta sollicitación dinámica. Todos los muros fueron sometidos a 10 registros, los 8 descritos en la tabla 4-3 y dos repeticiones extra del sismo CA-83-200. Los resultados del ensayo se pueden apreciar en la siguiente figura:

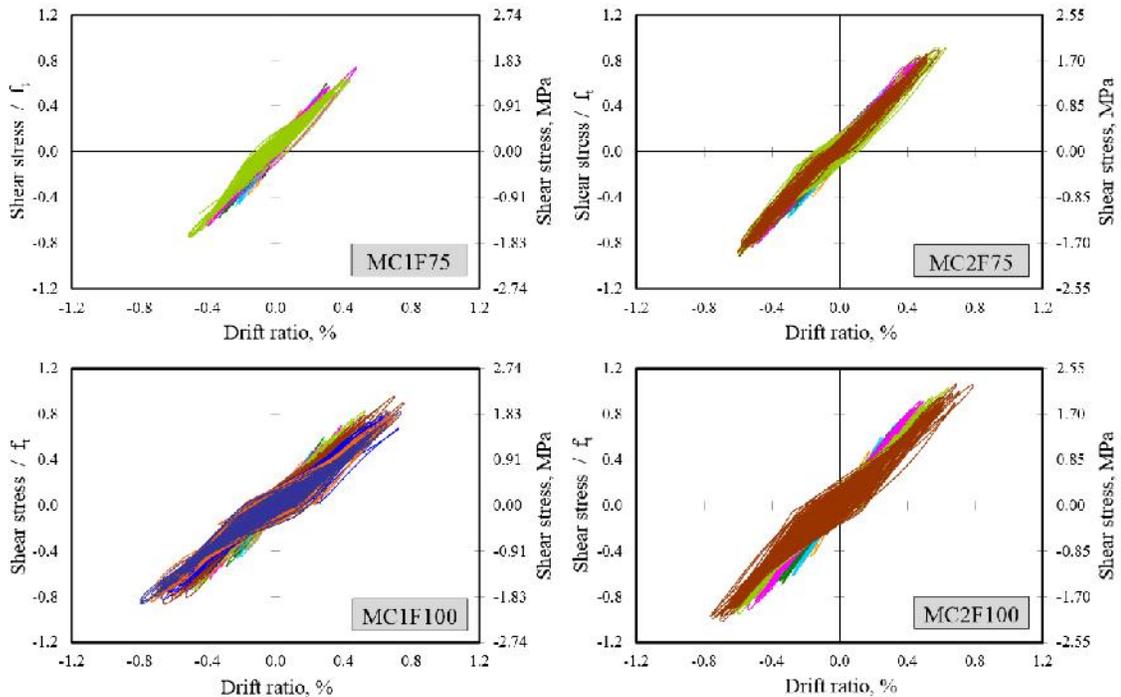


Figura 4-7: Curva de Histéresis en muros MC1F75, MC2F75, MC1F100 y MC2F100 [23].

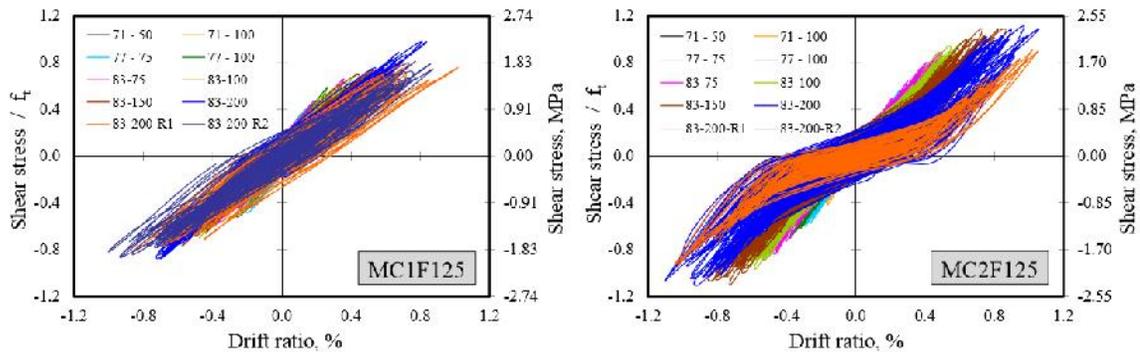


Figura 4-8: Curva de Histéresis en muros MC1F125 y MC2F125 [23].

Las curvas de histéresis se caracterizan por ser muy estrechas como lo es la mayoría de los muros de poca altura dominados por deformación al corte. Estas curvas se puede apreciar que son bastante estables y simétricas durante todo el ensayo hasta la falla. Además, estas curvas si bien son estrechas, lo son en menor medida que las del hormigón reforzado convencional, lo que se explica por el confinamiento que entregan las fibras a la matriz, esto entrega al hormigón una capacidad de disipación de energía. De todos modos, la porción inelástica de la curva está limitada, particularmente para los muros en los cuales la dosificación de fibras es menor a la cuantía mínima

especificada por el ACI 318 (60 kg/m<sup>3</sup>) [24]. Para estos muros, la capacidad en el desplazamiento último es cercano a la capacidad peak al corte, con valores de drift menores al 0,8%. En general, el comportamiento en histéresis de este tipo de muros con dosificación mínima ( $D_f < 60$  kg/m<sup>3</sup>) es similar al que se observa en muros con armadura convencional (Carrillo y Alcocer 2011 [1]).

Para los muros con un  $D_f > 75$  kg/m<sup>3</sup>, el valor del drift son cercanos al 1%. En todos los muros, el estado límite último está definido por un 80% de la resistencia peak al corte dado.

## 5 CRITERIOS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

### 5.1 Introducción

El Hormigón Reforzado con Fibras es un material que se está utilizando en diversos tipos de aplicaciones estructurales en Ingeniería Civil. Para diseñar con este material, es necesario entender su comportamiento, el que se puede describir a partir de ecuaciones que consideran la contribución de las fibras.

En este capítulo se hace referencia a documentos tanto normativos como no normativos los cuales en su desarrollo abordan los criterios de diseño para el hormigón reforzado con fibras.

### 5.2 Diseño a Flexión

Existen recomendaciones para el diseño a flexión propuestas por diferentes autores e instituciones. Las ecuaciones más utilizadas en la literatura a nivel mundial son las publicadas por Rilem el año 2003 [13].

Por otro lado, el ACI no presenta ecuaciones propias para el diseño a flexión. Sin embargo, en el ACI 544.R-96 [6] se citan expresiones propuestas por diferentes investigadores a partir de ensayos experimentales.

#### 5.2.1 Recomendaciones Rilem [13]

El diseño a flexión que propone Rilem fue adoptado y utilizado por el *fib* Model Code 2010. Esta aproximación se basa en el resultado del ensayo en vigas EN 14651 [14] (Sección 2.3.4).

El método de diseño propuesto toma en consideración los siguientes supuestos:

- Secciones planas permanecen planas (Bernoulli).
- Los esfuerzos de tracción y compresión del HRF son derivados del siguiente diagrama:

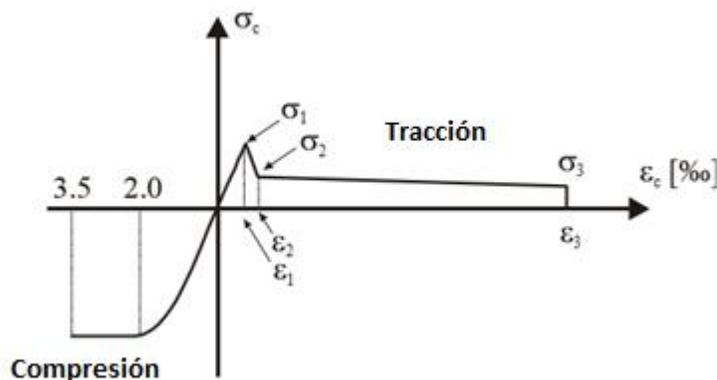


Figura 5-1: Diagrama Tensión-Deformación de Rilem [13].

- La tracción en la sección es obtenida a partir de un diagrama tensión – deformación bilineal.
- Para secciones sometidas a compresión pura, la deformación a compresión del HRF está limitada a un 2‰. En otros casos, el límite de deformación en la zona comprimida es de un 3,5‰.
- En un HRF reforzado adicionalmente con barras, la deformación está limitada a un 25‰ en la ubicación del refuerzo.

Los puntos anteriores se pueden apreciar en el siguiente diagrama:

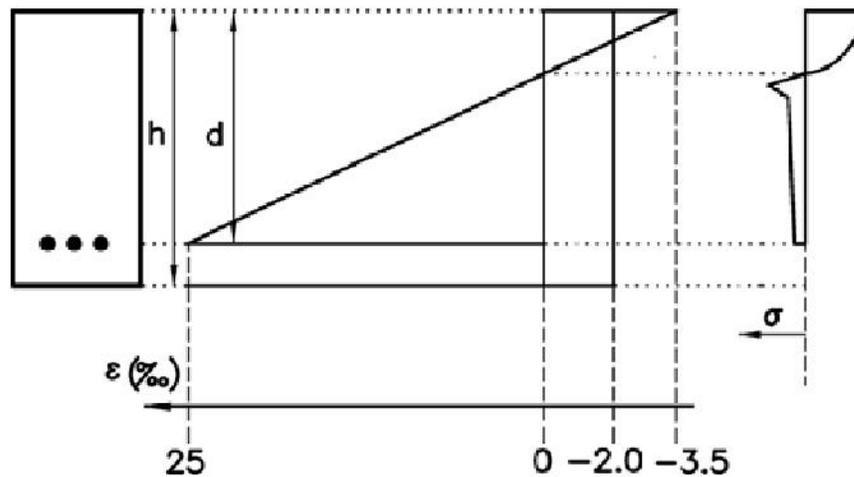


Figura 5-2: Distribución de Esfuerzos y Deformaciones en una sección rectangular [13].

Para calcular el momento flector y las tensiones  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  de una sección sometida a flexión, se requiere la resistencia residual a tracción del material. Las resistencias residuales  $f_{R,1}$  y  $f_{R,4}$  se obtienen realizando el ensayo de vigas descrito en la sección 2.3.4.

Para el cálculo de  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  se considera una distribución de tensiones elástica y lineal. Sin embargo, en la sección agrietada la distribución de los esfuerzos es diferente, es por ello que para un cálculo más realista, se hacen los siguientes supuestos:

- La tensión  $\sigma_f$  en la parte fisurada de la sección de hormigón reforzado con fibras es constante.
- La fisura se encuentra a una altura igual a  $0,66h_{sp}$  para una apertura de fisura de 0,5 mm mientras que para una apertura de 3,5 mm, la altura es igual a  $0,9h_{sp}$ .

El supuesto anterior se realiza debido a que a una apertura de 3,5 mm, una mayor fracción de la sección estará fisurada en comparación a una apertura de 0,5 mm, y con ello, una mayor porción de la sección estará en tracción.

Estas observaciones se pueden apreciar en el siguiente diagrama de tensiones de una sección de hormigón reforzado con fibras sometido a flexión:

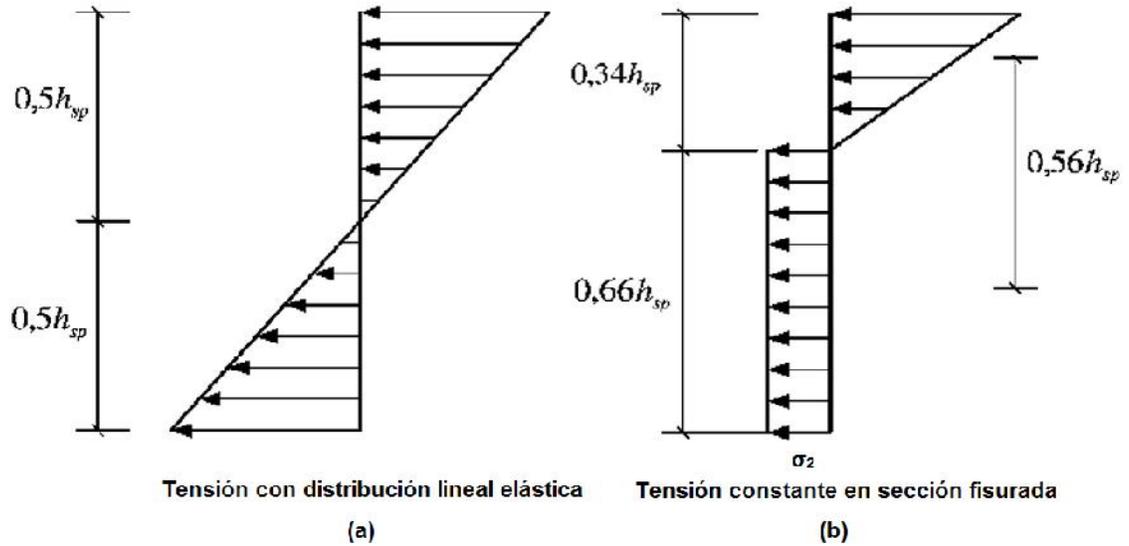


Figura 5-3: Estado de Tensiones a una apertura de fisura de 0,5 mm [13].

Si se calcula la capacidad a momento de la viga en el ensayo EN14651 [14], se tiene lo siguiente:

$$M_1 = \frac{b \cdot h_{sp}^2}{6} * f_{R,1} \quad (5.2.1)$$

Donde:

$M_1$ : Capacidad a momento en el ensayo EN 14651 [14].

$f_{R,1}$ : Resistencia residual característica a tracción en ensayo EN14651 [14] para una apertura de fisura de 0,5 mm [MPa].

Si se calcula el momento resistente considerando el diagrama de tensión de la figura 5-7(b):

$$M_2 = b * 0,66 * h_{sp} * 0,56 * h_{sp} * \sigma_2 \quad (5.2.2)$$

$M_2$ : Representa el momento resistente en el método  $\sigma - \epsilon$ . Se calcula multiplicando la tracción en el elemento con el brazo de palanca. El brazo de palanca se toma desde la resultante de compresión hasta la resultante de tracción. En este caso es  $0,56h_{sp}$ .

Con respecto a una apertura de fisura de 3,5 mm, se tiene lo siguiente:

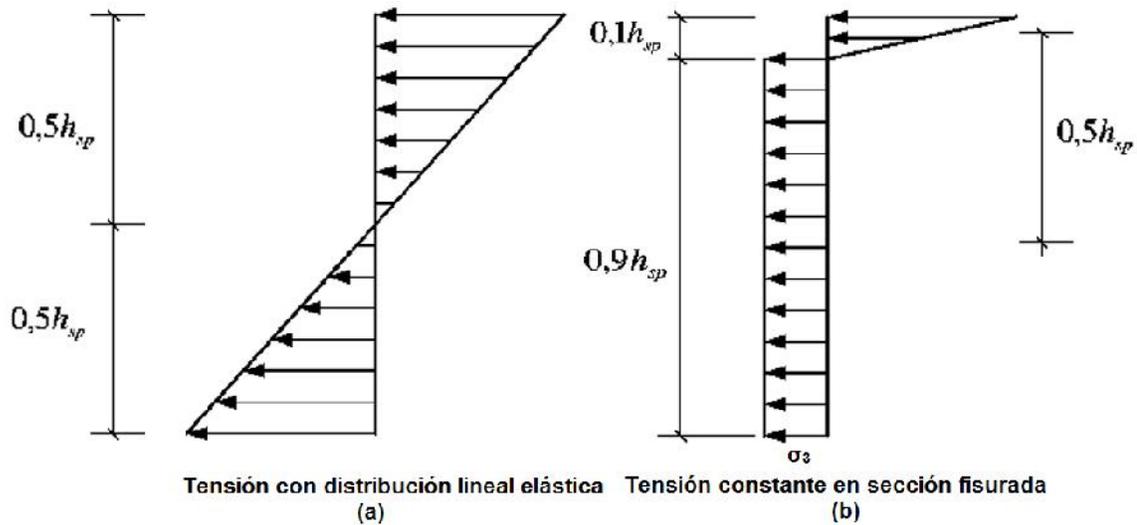


Figura 5-4: Estado de Tensiones a una apertura de 3,5 mm [13].

Si se calcula la capacidad a momento de la viga en el ensayo EN14651 [14], se tiene lo siguiente:

$$M_1 = \frac{b \cdot h_{sp}^2}{6} * f_{R,4} \quad (5.2.3)$$

Donde:

$M_1$ : Capacidad a momento en el ensayo EN 14651 [14].

$f_{R,4}$ : Resistencia residual característica a tracción en ensayo EN14651 para una apertura de fisura de 3,5 mm [MPa].

Si se calcula el momento resistente considerando el diagrama de tensión de la figura 5-8(b):

$$M_2 = b * 0,9 * h_{sp} * 0,5 * h_{sp} * \sigma_3 \quad (5.2.4)$$

$M_2$ : Representa el momento resistente en el método  $\sigma - \varepsilon$ . Se calcula multiplicando la tracción en el elemento con el brazo de palanca. El brazo de palanca se toma desde la resultante de compresión hasta la resultante de tracción. En este caso es  $0,5h_{sp}$ .

Por equilibrio de momentos, se tiene que para ambos casos se debe cumplir  $M_1 = M_2$  (Capacidad a momento en ensayo EN14651 = Momento resistente HRF), con ello se concluye lo siguiente:

$$\sigma_2 = 0,45 f_{R,1} \quad (5.2.5)$$

$$\sigma_3 = 0,37 f_{R,4} \quad (5.2.6)$$

Debido a que estas ecuaciones sobreestiman los valores de tensiones, se agrega a la ecuación anterior un factor de escala:

$\kappa_h$ : Factor de escala que se calcula como:

$$\kappa_h = 1,0 - 0,6 * \frac{h-125}{475} \quad |125 \leq h \leq 600| \quad (5.2.7)$$

Donde:

***h***: Altura de la viga en [mm].

Con ello las ecuaciones de tensión quedan de la siguiente forma:

$$\sigma_2 = 0,45 * f_{R,1} * \kappa_h \quad \left[ \frac{N}{mm^2} \right] \quad (5.2.8)$$

$$\sigma_3 = 0,37 * f_{R,4} * \kappa_h \quad \left[ \frac{N}{mm^2} \right] \quad (5.2.9)$$

Además, el valor de  $\sigma_1$  se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = 0,7 * f_{fctm,fl} * (1,5 - d), \quad d \text{ en [m]} \quad \left[ \frac{N}{mm^2} \right] \quad (5.2.10)$$

Donde:

***f<sub>fctm,fl</sub>***: Resistencia media a tracción por flexión.

***d***: Profundidad de la viga.

El resto de los parámetros de la figura 5.5 se calculan con las siguientes expresiones:

***E<sub>c</sub>***: Módulo de Elasticidad. Se calcula con la expresión:

$$E_c = 9500 * (f_{fcm})^{\frac{1}{3}} \quad \left[ \frac{N}{mm^2} \right] \quad (5.2.11)$$

***f<sub>fcm</sub>***: Resistencia media a compresión (probeta cilíndrica).

Además, los niveles de deformación se calculan con las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_c} \quad (5.2.12)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 + 0,1\% \quad (5.2.13)$$

$$\varepsilon_3 = 25\% \quad (5.2.14)$$

### 5.2.2 Recomendaciones ACI

El método de diseño a flexión referenciado en el ACI 544.1R-96 [6], es el propuesto por Henager y Doherty el año 1976 [26]. Este método es válido para vigas de HRF con armadura longitudinal y fibras de acero. La ecuación superpone la contribución de fibras y barras.

El diagrama de flexión propuesto es el siguiente:

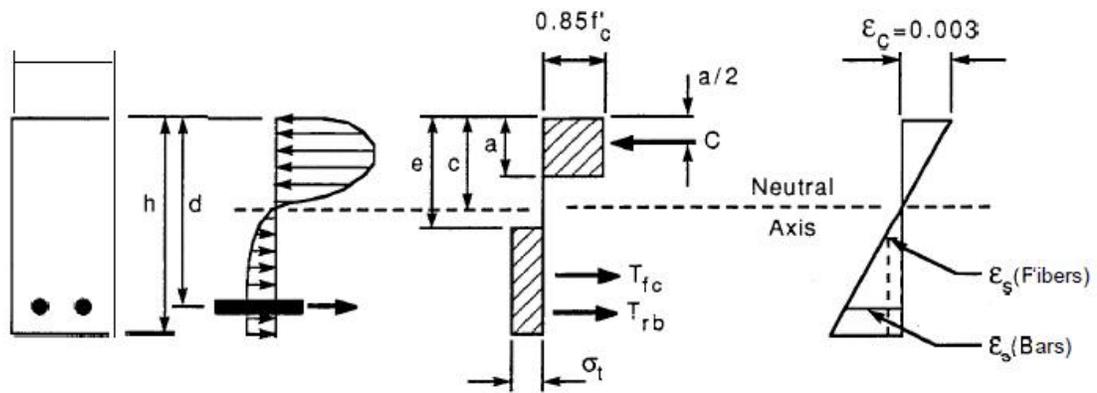


Figura 5-5: Distribución asumida - Representación simplificada - Diagrama de Deformación [6].

El momento nominal de una viga de HRF se calcula con la siguiente expresión:

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + \sigma_t b (h - e) \left( \frac{h}{2} + \frac{e}{2} - \frac{a}{2} \right) \quad [\text{N mm}] \quad (5.2.15)$$

Donde:

$A_s$ : Área de refuerzo a tracción [mm<sup>2</sup>].

$f_y$ : Tensión de fluencia del acero [Mpa].

$d$ : Altura útil de la viga [mm].

$a$ : Altura del bloque de compresión.  $a = 0,85 * c$ .

$c$ : Centroide [mm]

$\sigma_t$ : Tensión en la zona traccionada de HRF. Se calcula con la expresión siguiente:

$$\sigma_t = 0,00772 * \frac{l}{d_f} * \rho_f * F_{be} \quad [\text{MPa}] \quad (5.2.16)$$

Donde:

$l$ : Largo de la fibra [mm].

$d_f$ : Diámetro de la fibra [mm].

$\rho_f$ : Porcentaje de volumen de fibras.

$F_{be}$ : Factor de eficiencia de enlace de la fibra que varía entre 1,0 y 1,2 dependiendo del tipo de fibra.

$b$ : Ancho de la viga [mm].

$h$ : Profundidad de la viga [mm].

$e$ : Distancia del extremo comprimido hasta el bloque supuesto en tracción. Se calcula con la siguiente expresión:  $e = [\epsilon_s (\text{fibras}) + 0,003] * \frac{c}{0,003}$  [mm] (5.2.17)

Donde:

$\epsilon_s$ : Deformación del acero (fibras). Se calcula con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_f}{E_s} \quad (5.2.18)$$

Donde:

$\sigma_f$ : Tensión en el hormigón con fibras.

$E_s$ : Módulo de Elasticidad del Acero.

### 5.3 Diseño al Corte

Existen recomendaciones para el diseño al corte propuestas por diferentes autores e instituciones. Las ecuaciones más utilizadas en la literatura a nivel mundial son las publicadas por Rilem el año 2003 [13] y las del *fib* en el año 2010 [27].

Por otro lado, el ACI no presenta ecuaciones propias para el diseño al corte. Sin embargo, en el ACI 544.1R-96 [6] se citan expresiones para el diseño al corte propuestas por diferentes investigadores a partir de ensayos experimentales.

#### 5.3.1 Recomendación de Diseño Rilem (2003) [13]

Rilem publicó el año 2003 un documento con recomendaciones de diseño para vigas y losas usando el método de diseño – , el cual se basa en los mismos fundamentos que el diseño del hormigón armado convencional.

La resistencia de diseño al corte de una viga de hormigón armado con fibras se obtiene de la siguiente expresión:

$$V_n = V_{cd} + V_{fd} + V_{wd} \quad [\text{N}] \quad (5.3.1)$$

Donde cada uno de los términos representa la contribución a la resistencia al corte del hormigón, de las fibras y la armadura transversal (estribos) respectivamente. Las expresiones para el cálculo de cada uno de estos términos son las siguientes:

i) Resistencia al corte aportada por el hormigón ( $V_{cd}$ )

$$V_{cd} = \left[ 0,12 * k * (100 * \rho_l * f_{fck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d \quad [\text{N}] \quad (5.3.2)$$

Donde:

$k$ : Factor que se relaciona con la altura de la viga  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$  (5.3.3)

$d$ : Profundidad de la viga [mm].

$\rho_l$ : Cuantía longitudinal de armadura a tracción en el elemento  $\leq 2\%$ .

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w * d} \quad (5.3.4)$$

$f_{fck}$ : Resistencia a compresión en probeta cilíndrica [MPa].

En el caso que se tenga una viga pre comprimida, se agrega el término asociado al esfuerzo axial:

$\sigma_{cp}$ : Esfuerzo axial en la viga [N/mm<sup>2</sup>]. Se calcula con la siguiente relación:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} \quad \left[ \frac{N}{mm^2} \right] \quad (5.3.5)$$

Donde:

$N_{sd}$ : Fuerza axial en la viga [N].

$A_c$ : Área transversal de la viga [mm<sup>2</sup>].

$b_w$ : Ancho de la Viga [mm].

ii) Resistencia al corte aportada por las fibras ( $V_{fd}$ )

$$V_{fd} = 0,7 * k_f * k * \tau_{fd} * b_w * d \quad [N] \quad (5.3.6)$$

Donde:

$k_f$ : Parámetro que toma en consideración el ala de una viga T (toma el valor 1 para vigas rectangulares), se calcula con la siguiente expresión:

$$k_f = 1 + n * \left( \frac{h_f}{b_w} \right) * \left( \frac{h_f}{d} \right) \leq 1,5 \quad (5.3.7)$$

Donde:

$n$ : Parámetro que depende de la geometría de la viga, se calcula con la siguiente expresión:

$$n = \frac{b_f - b_w}{h_f} \leq 3 \quad n \leq \frac{3b_w}{h_f} \quad (5.3.8)$$

Donde:

$h_f$ : Altura del ala [mm].

$b_f$ : Ancho del ala [mm].

$b_w$ : Ancho del alma [mm].

$k$ : Factor que se relaciona con la altura de la viga  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (5.3.9)$

$\tau_{fd}$ : Incremento en la resistencia al corte del hormigón producto de las fibras.

$$\tau_{fd} = 0.12 * f_{Rk,A} \quad \left[ \frac{N}{mm^2} \right] \quad (5.3.10)$$

Donde:

$f_{Rk,A}$ : Se obtiene del ensayo de flexión de vigas de Rilem utilizando lo indicado en la sección 2.3.4 [13] (Tensión de tracción residual característica, asociada a un  $CMOD = 3,5 \text{ mm}$ . Sus unidades se deben expresar en [N/mm<sup>2</sup>].

$b_w$ : Ancho de la Viga [mm].

**d**: Profundidad de la viga [mm].

iii) Resistencia al corte aportada por los estribos ( $V_{wd}$ )

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} * 0,9 * d * f_{ywd} * [1 + \cot(\alpha)] * \sin(\alpha) \quad [\text{N}] \quad (5.3.11)$$

Donde:

$A_{sw}$ : Área transversal de los estribos en un espaciamiento  $s$  [mm<sup>2</sup>].

$s$ : Espaciamiento entre estribos [mm].

**d**: Profundidad de la viga [mm].

$f_{ywd}$ : Tensión de fluencia de los estribos [N/mm<sup>2</sup>].

$\alpha$ : Ángulo de inclinación de los estribos con respecto al eje longitudinal de las barras. Para un ángulo de 90° (Estribos más comunes, el término:  $(1 + \cot(\alpha)) * \sin(\alpha)$  es igual a 1).

### 5.3.2 Recomendación del fib 2010 [27]

El año 2010, el *fib* (*Fédération internationale du Béton*), publicó el Model Code 2010, código en el cual se incorporan disposiciones para el diseño de hormigón reforzado con fibras.

#### 5.3.2 a Diseño al corte para elementos con armadura longitudinal.

En dicho documento, la resistencia al corte en Newton de vigas con armadura longitudinal y sin refuerzo de corte se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$V_{Rd,f} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} * k * \left[ 100 * \rho_l * \left( 1 + 7,5 * \frac{f_{ftuk}}{f_{ctk}} \right) * f_{ctk} \right]^{\frac{1}{3}} + 0,15 * \sigma_{cp} \right\} * b_w * d \quad (5.3.12)$$

Donde:

$\gamma_c$ : Factor de seguridad para el hormigón sin fibras. Se obtiene de la tabla 5.6.1 del fib Model Code 2010 [27]. Su valor es igual a 1,5.

**k**: Factor que se relaciona con la altura de la viga  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$  (5.3.13)

**d**: Altura efectiva de la viga [mm].

$\rho_l$ : Cuantía armadura longitudinal.

$f_{ftk}$ : Resistencia característica a tracción sin fibras, el cual se puede obtener mediante el ensayo de tracción por flexión de Rilem descrito en la sección 2.3.4 [MPa].

$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión cilíndrica [MPa]. (5% de fracción defectuosa)

$b_w$ : Ancho de la viga [mm].

$f_{Ftuk}$ : Resistencia residual característica a tracción para una apertura de fisura de 1,5 mm. Se obtiene con la siguiente expresión:

$$f_{Ftuk} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} * (f_{Fts} - 0,5f_{R3} + 0,2f_{R1}) \geq 0 \quad (5.3.14)$$

En el caso que se tenga una viga pre comprimida, se agrega el término asociado al esfuerzo axial:

$\sigma_{cp}$ : Esfuerzo axial en la viga [N/mm<sup>2</sup>].

Donde:

Los valores de  $CMOD_3 = 2,5$  [mm] y  $w_u = 1,5$  [mm].

Los valores de  $f_{R1}, f_{R3}$  se obtienen a partir del ensayo indicado en la sección 2.3.4 (Valor de resistencia a tracción por flexión para una apertura fisura de 0,5 y 2,5 mm respectivamente):

El valor de  $f_{Fts}$  se toma como  $f_{Fts} = 0,45 f_{R1}$ . (5.3.15)

Gráficamente, lo que se hace es a partir de la curva carga-apertura de fisura, suponer un comportamiento lineal post – fisuración, lo que se puede ver de la siguiente forma:

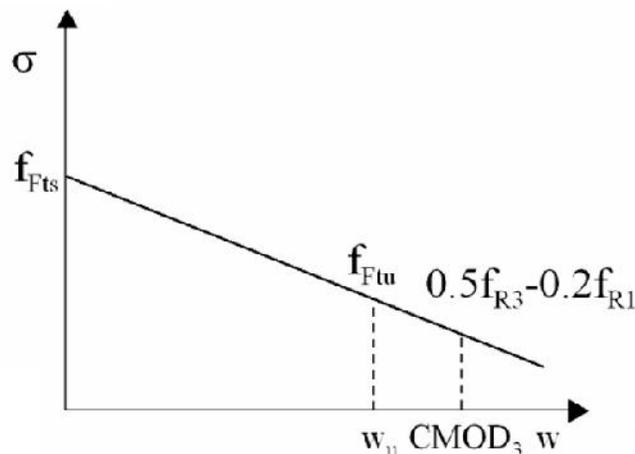


Figura 5-6: Ley constitutiva lineal post – Fisuración [27].

Utilizando la ecuación de la recta y fijando el valor de  $w_u$  como 1,5 mm, se obtiene el valor de  $f_{Ftuk}$ .

La ecuación 5.12 no es válida cuando no existe refuerzo longitudinal ( $\rho_l = 0$ ), es por ello que para un hormigón reforzado sólo con fibras, es necesario utilizar un criterio alternativo.

### 5.3.2 b Diseño al corte para elementos sin armadura longitudinal.

En el caso de que el hormigón no posea refuerzo longitudinal, se proponen los siguientes criterios dependiendo del comportamiento del HRF:

Previo a los creiterios, es necesario realizar la siguiente definición:

Se clasifica como hormigón con endurecimiento por tracción o post fisuración al material que después de alcanzar los 0,5 mm de fisuración gana resistencia a medida que aumenta el ancho de fisura. Si el material pierde resistencia a medida que aumenta el ancho de fisura, se considera sin endurecimiento post fisuración.

Gráficamente, la definición es la siguiente:

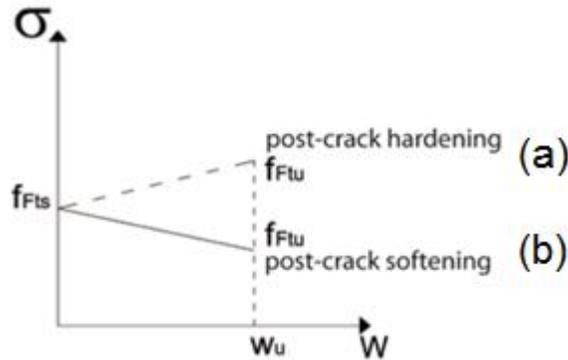


Figura 5-7: Material con y sin endurecimiento post – fisuración. (a): Material con endurecimiento post fisuración. (b): Material sin endurecimiento post – fisuración.

1) Hormigón reforzado con fibras con endurecimiento post fisuración:

El *fib* Model Code 2010 propone un criterio de diseño para un hormigón reforzado con fibras sin refuerzo longitudinal ni transversal. Este criterio aparece descrito el año 2015 en una publicación de Coccia, Meda y Rinaldi (2015) [28], quienes basados en las expresiones generales del *fib* Model Code 2010, proponen lo siguiente:

En elementos que poseen solo fibras como refuerzo, la ecuación de capacidad al corte se basa en limitar el esfuerzo de tracción principal, que para efectos de este trabajo se denotará como  $\sigma_p$ . La expresión es la siguiente:

$$\sigma_p \leq \frac{f_{Ftuk}}{\gamma_f} \quad (5.3.16a)$$

Donde:

$f_{Ftuk}$ : Resistencia residual característica a tracción para una apertura de fisura de 1,5 mm.

$\gamma_f$ : Factor de seguridad para el hormigón sin fibras. Se obtiene de la tabla 5.6.1 del *fib* Model Code 2010 [27]. Su valor es igual a 1,5.

Dado que se utilizará ACI 318-11 [24] para el diseño estructural, se considerará la desigualdad de diseño siguiente:

$$\sigma_u \leq \sigma_n \quad (5.3.16b)$$

Considerando el valor de  $\sigma_n$  igual a  $f_{Ftuk}$ .

A modo conservador, se considerará el valor de  $\phi$  de un hormigón sin refuerzo, igual a 0,6 (sección 9.3.5 - ACI 318-11 [24]).

Si se considera una sección sometida a corte puro, el esfuerzo de tracción principal  $\sigma_p$  es igual al esfuerzo tangencial (Corte  $\tau$ ). Este corte en estado límite último puede ser estimado de forma sencilla con la siguiente expresión:

$$\tau \leq \frac{V_{sd}}{A} \quad (5.3.17)$$

Donde:

$V_{sd}$ : Esfuerzo de corte en el elemento.

$A$ : Área del elemento.

2) Hormigón reforzado con fibras sin endurecimiento por tracción:

En este caso se tiene que tomar un criterio más conservador dado que a medida que aumenta la apertura de fisura, el material pierde resistencia.

- i) Tomando en cuenta que el HRF se fisurará pero no de forma considerable (fisuración muros Capítulo 4), se realizará el siguiente supuesto:

$$\sigma_p = \sigma_2 = 0,45 f_{R1k} \quad (5.3.18a)$$

La relación anterior representa un caso común en el cual el hormigón se está comenzando a fisurar (fisuración incipiente) y es la más realista y que mejor representa al HRF.

- ii) El segundo criterio para hormigones reforzados con fibras sin endurecimiento por tracción consiste en suponer que el hormigón se fisura mucho más (más conservador) y en este caso se plantea lo siguiente:

$$\sigma_p = \sigma_3 = 0,37 f_{R4k} \quad (5.3.18b)$$

De los criterios anteriores, se utilizará el primero que es el más realista en casas de hormigón armado reforzado con fibras (Expresión 5.3.18a).

### 5.3.3 Recomendaciones ACI [8]

En el ACI 544 [7] se realiza una revisión bibliográfica en la cual a partir de una base de datos con experiencias de laboratorio a nivel mundial se concluye que las fibras aumentan la capacidad al corte del hormigón.

Algunas de las ecuaciones empíricas referenciadas en el ACI 544 el año 2002 [29] son las que se indican a continuación:

- i) Sharma, 1986 [30]: en su estudio ensayó 7 vigas de HRF a flexión y corte combinado. Teniendo en cuenta las observaciones formuladas en esta investigación, propuso la siguiente ecuación:

$$v_u = k * f_t' * \left(\frac{d}{a}\right)^{0.25} \text{ [MPa]} \quad (5.3.19)$$

Donde:

$v_u$ : Representa la resistencia al corte de vigas de HRF [MPa].

$k$ : 2/3.

$f_t'$ : Se puede calcular con la expresión:  $f_t' = 0,79 (f_c')^{0,5}$  [MPa] (5.3.20)

$f_c'$ : Resistencia a compresión en probeta cúbica [MPa].

$\frac{d}{a}$ : Representa la relación efectiva entre la profundidad y la luz de corte.

Esta expresión no considera la contribución de las fibras en el hormigón, es por ello que posteriormente, otros autores propusieron ecuaciones que sí consideran a las fibras en sus expresiones.

- ii) Narayanan y Darwish, 1987 [31]: Ensayaron 49 vigas simplemente apoyadas de las cuales 10 contenían estribos convencionales y 33 eran reforzadas con fibras de acero. Estos autores concluyeron que un 1% de adición de fibras en volumen equivale a la adición de armadura convencional mínima. La ecuación propuesta es la siguiente:

$$v_u = e \left[ 0,24 f_{spfc} + 80 \rho \frac{d}{a} \right] + v_b \quad [\text{MPa}] \quad (5.3.21)$$

Donde:

$e$ : Factor de la acción del arco. Su valor es 1,0 para  $\frac{a}{d} > 2,8$  y su valor es 2,8 para  $\frac{a}{d} \leq 2,8$ .

$f_{spfc}$ : Resistencia a tracción indirecta a partir del ensayo de cilindros de 150 x 300 mm. Se puede calcular con la siguiente expresión:

$$f_{spfc} = \frac{f_{cuf}}{(20 - \sqrt{F})} + 0,7 + 1,0\sqrt{F} \quad [\text{MPa}] \quad (5.3.22)$$

$\frac{d}{a}$ : Representa la relación efectiva entre la profundidad y la luz de corte.

$\rho$ : Cuantía longitudinal.

$F$ : Factor de la fibra, se calcula como:  $F = \frac{L_f}{D_f} V_f d_f$  (5.3.23)

$f_{cuf}$ : Resistencia a compresión en probeta cúbica. [Mpa]

$L_f$ : Longitud de la Fibra.

$D_f$ : Diámetro de la fibra

$V_f$ : Fracción de Volumen de fibras.

$d_f$ : Factor de forma, su valor es 0,5 para fibras redondas, 0,75 para fibras crespas, 1,0 para fibras endentadas.

$v_b$ : Se calcula con la siguiente expresión:  $v_b = 0,41 * \tau * F$  (5.3.24)

$\tau$ : Tensión de adherencia superficial media en la matriz. Su valor recomendado es de 4,15 [MPa].

Esta expresión si considera en su composición la contribución de las fibras, tomando en cuenta su longitud, diámetro, relación de aspecto y factor de forma.

iii) Ashour, Hasanain y Wafa, 1992 [32]: realizaron un ensayo de flexión y corte combinado en 18 vigas rectangulares de hormigón de alta resistencia con fibras, estas vigas fueron reforzadas sin armadura al corte. La ecuación propuesta es la siguiente:

a) Para una relación  $\frac{a}{d} \geq 2,5$ :

$$v_u = \left( 2,11 * \sqrt[3]{f_c'} + 7F \right) \left( \rho \frac{d}{a} \right)^{0,333} \quad [\text{MPa}] \quad (5.3.25)$$

b) Para una relación  $\frac{a}{d} < 2,5$ :

$$v_u = \left( 0,7\sqrt{f_c'} + 7F \right) * \frac{d}{a} + 17,2 \rho \frac{d}{a} \quad [\text{MPa}] \quad (5.3.26)$$

Donde:

$f_c'$ : Resistencia a compresión en probeta cúbica [MPa].

$F$ : Factor de la fibra, se calcula como:  $F = \frac{L_f}{D_f} V_f d_f$  (5.3.27)

$L_f$ : Longitud de la Fibra.

$D_f$ : Diámetro de la fibra

$V_f$ : Fracción de Volumen de fibras.

$d_f$ : Factor de forma, su valor es 0,5 para fibras redondas, 0,75 para fibras crespas, 1,0 para fibras endentadas.

$\frac{d}{a}$ : Representa la relación efectiva entre la profundidad y la luz de corte.

$\rho$ : Cuantía longitudinal.

Esta expresión se caracteriza por depender de la configuración del ensayo (profundidad de la viga y luz de corte), además de considerar en su composición el volumen de fibras y sus propiedades geométricas.

iv) Kwak, Eberhard, Woo-Suk Kim, Jubum Kim; 2002 [29]: Ensayaron 139 vigas de HRF sin estribos. En este estudio además de evaluar las ecuaciones descritas anteriormente y compararlas con resultados experimentales, se propuso la siguiente ecuación:

$$v_u = 2,1 e * f_{spfc}^{0,7} * \left( \rho \frac{d}{a} \right)^{0,22} + 0,8 v_b^{0,97} \quad [\text{MPa}] \quad (5.3.28)$$

Donde:

$e$ : El valor de este parámetro es igual a: 1,0 para  $\frac{a}{d} > 3,5$  y es igual a:  $3,5 \frac{d}{a}$  para  $\frac{a}{d} \leq 3,5$ .

$f_{spfc}$ : Resistencia a tracción indirecta a partir del ensayo de cilindros de 150 x 300 mm. Se puede calcular con la siguiente expresión:

$$f_{spfc} = \frac{f_{cuf}}{(20-\sqrt{F})} + 0,7 + 1,0\sqrt{F} \quad [\text{MPa}] \quad (5.3.29)$$

$F$ : Factor de la fibra, se calcula como:  $F = \frac{L_f}{D_f} V_f d_f$  (5.3.30)

$L_f$ : Longitud de la Fibra.

$D_f$ : Diámetro de la fibra

$V_f$ : Fracción de Volumen de fibras.

$d_f$ : Factor de forma, su valor es 0,5 para fibras redondas, 0,75 para fibras crespas, 1,0 para fibras endentadas.

$f_{cuf}$ : Resistencia a compresión en probeta cúbica. [Mpa]

$\frac{d}{a}$ : Representa la relación efectiva entre la profundidad y la luz de corte.

$\rho$ : Cuantía longitudinal.

$v_b$ : Se toma como  $v_b = 0,41$  F (5.3.31)

$\tau$ : Tensión de adherencia superficial media en la matriz. Su valor recomendado es de 4,15 [MPa].

Esta es la expresión que incorpora una mayor cantidad de variables que las anteriores, esto debido a que considera en su composición la configuración del ensayo (profundidad de la viga y luz de corte), el volumen de fibras, sus propiedades geométricas y la adherencia superficial media en la matriz.

#### 5.3.4 Comparación de las ecuaciones con ensayos experimentales

El año 2006, Minelli y Plizzari [33] realizaron una comparación de una amplia base de datos obtenida en laboratorio con las ecuaciones propuestas por Rilem (Sección 5.2.1) y las incorporadas en el *fib* Model Code 2010 (Sección 5.2.2).

En este estudio, la base de datos utilizada (vigas con refuerzo longitudinal y fibras de acero) fue obtenida por Vandewalle el año 2003 [34] (primeras 43 vigas) como también por Minelli el año 2005 [35] (últimas 17 vigas).

Como se indicó en la sección 5.2.1, la ecuación de Rilem considera una contribución por separado de las fibras, del hormigón y de los estribos, mientras que el *fib* usa una sola expresión que incluye todas las variables. En la siguiente figura se puede observar la comparación entre la capacidad al corte de las vigas ensayadas y la capacidad calculada con dichos modelos:

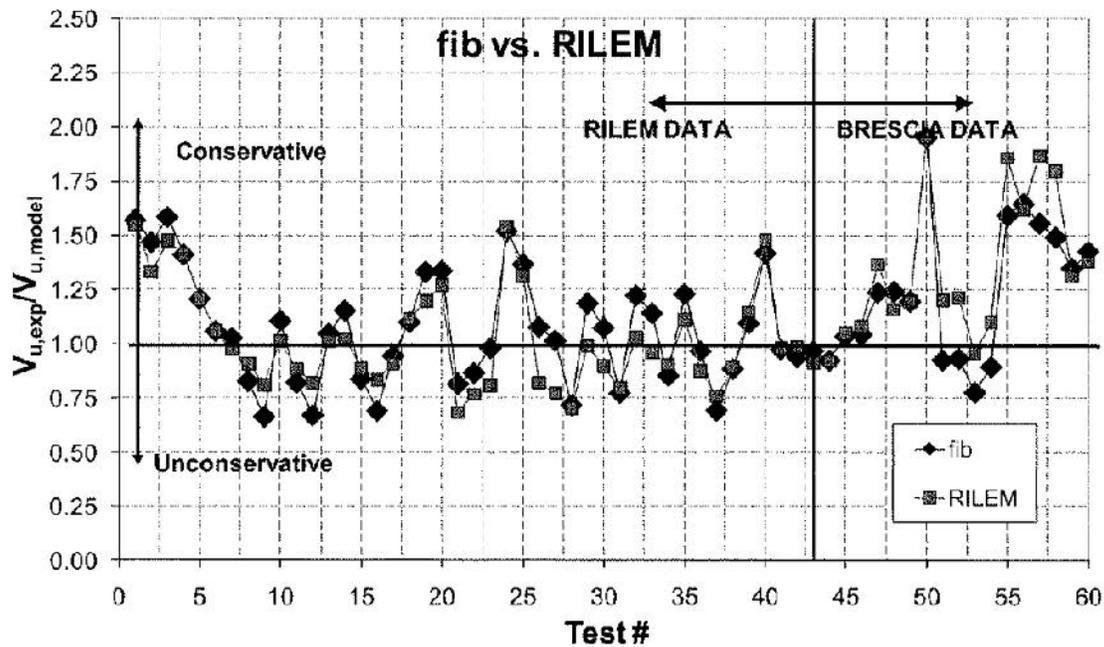


Figura 5-8: Comparación Fib vs Rilem [33].

Las predicciones hechas por el *fib* Model Code 2010 son satisfactorias en la mayoría de las vigas. Una similar respuesta se vio en el modelo de Rilem (esto debido a que ambos modelos son una adaptación de la ecuación del Euro Código 2). La desviación estándar para los 60 experimentos considerados es de 0,29 en el caso del *fib* Model Code y de 0,31 en el caso de Rilem. Estos valores pueden ser considerados bastante altos, pero hay que tener en consideración que la dispersión al realizar ensayos de corte siempre es alta, debido a que siempre se depende de la resistencia a tracción del hormigón.

Por otro lado, Kwak, Eberhard, Woo-Suk Kim y Jubum Kim el año 2002 [29], hicieron una revisión de una base de datos experiencias en laboratorio (139 vigas de HRF con refuerzo longitudinal y sin estribos), en estos ensayos se variaron diferentes parámetros tales como la dosis de fibras, la luz de corte y la resistencia a compresión del hormigón. Esta base de datos se comparó con las ecuaciones descritas en la sección 5.2.3. A continuación, se presenta la comparación de los resultados con las ecuaciones:

Sharma, 1986 (Ecuación 5.2.18)

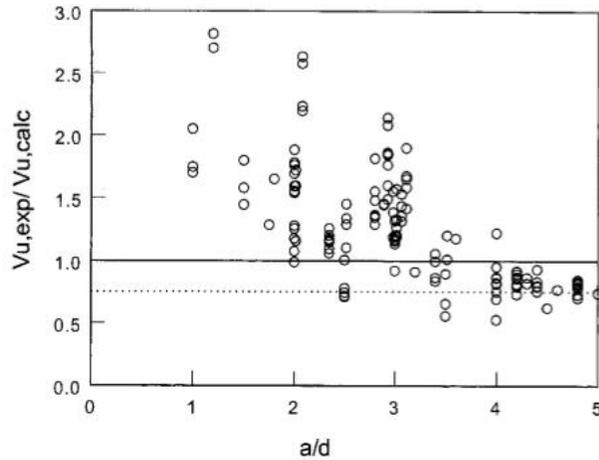


Figura 5-9: Comparación de ecuación de Sharma con datos experimentales [30].

Se puede apreciar que si bien la ecuación de Sharma es conservadora, esta presenta una dispersión muy alta (37%).

Kwak, Eberhard, Woo-Suk Kim y Jubum Kim, 2002 (Ecuación 5.2.27):

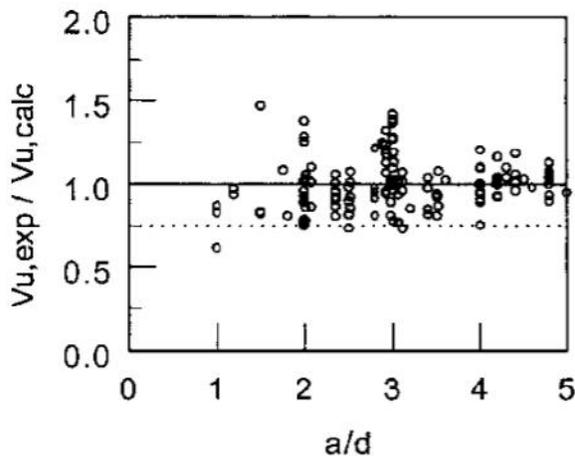


Figura 5-10: Comparación de ecuación de Kwak, Eberhard, Woo-Suk Kim y Jubum Kim con datos experimentales [29].

Esta ecuación toma en consideración muchas más variables en su composición, con ello, se tiene una menor dispersión (15%). Por otro lado, se puede observar que esta ecuación si bien tiene una menor desviación estándar, es menos conservadora.

#### 5.4 Cuantía Mínima de Fibras.

El ACI 318-11 [24], indica que se puede aceptar el uso de hormigón reforzado con fibras de acero en vigas bajo las condiciones descritas en el capítulo 11.4.6.1 (f) de dicho documento.

El *fib* Model Code [27] no propone una cuantía mínima de fibras como reemplazo de estribos. Sin embargo, en el *fib* se indican ciertos criterios útiles para determinar una

cuantía mínima. Dichos criterios fueron utilizados por Coccia el año 2015 [28] para evaluar la resistencia al corte de un HRF sin refuerzo longitudinal ni transversal.

#### 5.4.1 Criterio ACI.

Según el ACI 318-11 [24], se debe colocar un área mínima de refuerzo al corte,  $A_{v,min}$ , en todo elemento de hormigón armado sometido a flexión donde  $V_u$  no exceda  $0,5 \phi V_c$ . Una excepción a esta condición son las vigas construidas con hormigón de peso normal reforzado con fibras de acero, con un  $f_c'$  que no excede los 40 MPa, con un  $h$  no mayor que 600 mm, y  $V_u$  no mayor que  $\phi 0,17 \sqrt{f_c'} b_w d$ .

En la sección 5.6.6.2 del ACI 318-11 [24] se afirma que el hormigón reforzado con fibras de acero se considera aceptable para resistencia al corte si se cumple con las siguientes condiciones:

- a) La masa de las fibras de acero corrugadas por metro cúbico de hormigón es mayor o igual a 60 kg.

$$D_f \geq 60 \frac{kg}{m^3} \quad (5.4.1)$$

- b) La resistencia residual obtenida en el ensayo a flexión realizado de acuerdo con ASTM C1609 [25] cuando se llega a una deflexión en el centro de la luz igual a 1/300 de la luz, es mayor o igual al 90 por ciento de la resistencia del primer pico de resistencia obtenido en el ensayo de flexión o del 90 por ciento de la resistencia correspondiente a  $f_r$  obtenido de la ecuación 5.4.1 (La mayor de ambas).

$$f_r = 0,62 \lambda * \sqrt{f_c'} \quad (5.4.2)$$

Donde:

$\lambda$ : Factor de modificación. Para hormigón liviano, se toma como 0,85. Para hormigón de peso normal, se toma como 1,0.

- c) La resistencia residual obtenida en el ensayo de flexión de acuerdo al ASTM C1609 [25] cuando se llega a una deflexión en el centro de la luz igual a 1/150 de la luz es mayor o igual al 75 por ciento de la resistencia del primer pico de resistencia obtenido en el ensayo de flexión o del 75 por ciento de la resistencia correspondiente a  $f_r$  obtenido por medio de la ecuación 5.4.1 (La mayor de ambas).

#### 5.4.2 Criterio fib Model Code 2010

Para establecer una cuantía mínima, se propone calcular la capacidad a tracción de una armadura convencional mínima e imponer que esta capacidad es la que tienen que alcanzar las fibras y estimar a partir de este valor la dosis de fibras que se requiere.

La capacidad a tracción de una cuantía mínima en muros de hormigón armado establecida en ACI 318-11 [24] (capítulo 14.3) es:

$$\rho_{min} = 0,002$$
$$\sigma = 0,002 \quad f_y = 0,002 \quad 420 \text{ MPa} = 0,84 \text{ MPa}$$

Según este documento (*fib Model Code 2010* [25]), el hormigón reforzado con fibras puede ser caracterizado de la siguiente forma:

- En primer lugar se usa un número, el cual representa el intervalo de resistencia a tracción a una apertura de fisura de 0,5 mm ( $f_{R1k}$ ). Los valores típicos son:

1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 4,0; 5,0; 6,0; 7,0; 8,0 [M.]

En caso de estar entre dos valores, se usa el mínimo del intervalo.

- Dependiendo de la proporción de resistencias residuales  $\frac{f_{R3k}}{f_{R1k}}$ , se usa una letra:

“a”	si 0,5	$\frac{f_{R3k}}{f_{R1k}} \leq 0,7$	(Reblandecimiento intenso)
“b”	si 0,7	$\frac{f_{R3k}}{f_{R1k}} \leq 0,9$	(Reblandecimiento ligero)
“c”	si 0,9	$\frac{f_{R3k}}{f_{R1k}} \leq 1,1$	(Plástico Perfecto)
“d”	si 1,1	$\frac{f_{R3k}}{f_{R1k}} \leq 1,3$	(Endurecimiento ligero)
“e”	si	1,3 $\frac{f_{R3k}}{f_{R1k}}$	(Endurecimiento intenso)

Se puede utilizar fibras como reemplazo de armadura convencional en el caso siguiente:

$$\frac{f_{R3k}}{f_{R1k}} > 0,5$$

Lo anteriormente descrito se explica estudiando la curva esfuerzo – apertura de fisura. En el caso que la resistencia aumente a medida que la apertura de fisura aumenta, este HRF es considerado de endurecimiento (intenso o ligero), de lo contrario, este es considerado de reblandecimiento (intenso o ligero). Esto se puede apreciar en la siguiente figura:

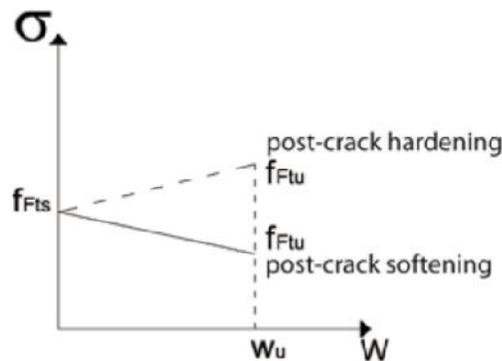


Figura 5-11: Curva Tensión – Apertura de Fisura [27].

Donde:

$f_{Ftuk}$ : Resistencia residual característica a tracción para una apertura de fisura de 1,5 mm.

$w_u$ : Apertura de fisura en ELU. Toma el valor de 1,5 mm.

Se considerarán dos casos: cuando se tiene un endurecimiento por tracción, es decir, cuando  $\frac{f_{R3k}}{f_{R1k}} > 1,1$ , y cuando no se tiene endurecimiento por tracción.

- HRF con endurecimiento por tracción:

Basado en la sección 7.7.3.2 del *fib Model Code 2010* [27] y en lo propuesto por Coccia el año 2015 [28], se fijará el valor de resistencia residual a una apertura de fisura de 1,5 mm ( $f_{Ftuk}$ ) como 0,84 MPa. Si se considera que el valor de  $f_{Ftuk}$  puede ser expresado en términos de  $f_{R1k}$  y  $f_{R3k}$  (Ecuación 5.4.1), se puede determinar una resistencia  $f_{R1k}$  y una resistencia  $f_{R3k}$  con las que debe cumplir el HRF en estudio y con ello la dosis de fibras que cumple con estas resistencias.

$$f_{Ftuk} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} * (f_{Fts} - 0,5f_{R3} + 0,2f_{R1}) \geq 0 \quad (5.4.3)$$

Donde:

$$\begin{aligned} CMOD_3 &= 2,5 [mm] \\ w_u &= 1,5 [mm] \\ f_{Fts} &= 0,45 f_{R1k} \end{aligned} \quad (5.4.4)$$

Para este caso, se fijará que la resistencia a tracción característica a una apertura de fisura de 1,5 mm debe ser al menos de 0,84 MPa.

Con ello, se tiene lo siguiente:

$$f_{R2k} \geq 0,84 \text{ MPa} \quad (5.4.5)$$

- HRF sin endurecimiento por tracción:

En el caso que no se tuviese un comportamiento de endurecimiento por tracción, se utilizarán las ecuaciones 5.2.5, 5.3.18a y 5.3.18b. Con esto se tiene lo siguiente:

- 1) Tomando en cuenta que el HRF se fisura pero no de forma considerable (fisuración muros Capítulo 4), se puede realizar el siguiente supuesto:

$$\sigma_p = \sigma_2 = 0,45 f_{R1}$$

Si el valor de  $\sigma_p = 0,84$  MPa, se puede calcular un nuevo límite para  $f_{R1}$ :

$$f_{R1k} \geq \frac{0,84}{0,45} = 1,87 \text{ MPa}$$

- 2) Si se considera que el hormigón se fisura mucho más (criterio más conservador), se plantea lo siguiente:

$$\sigma_p = \sigma_3 = 0,37 f_{R4k}$$

Con lo anterior, se obtiene un límite para  $f_{R4k}$ :

$$f_{R4k} \geq \frac{0,84}{0,37} = 2,27 \text{ MPa}$$

De los criterios anteriores, se utilizará el primero que es el más realista en casas de hormigón armado reforzado con fibras.

### 5.4.3 Certificación CE

Existe una certificación europea CE que se puede obtener en el caso siguiente:

- Cuando un producto alcanza la conformidad con los requisitos del anexo ZA de la norma UNE EN 14889-1 (2008) [37], el fabricante puede acceder mediante un organismo de certificación a un sello de conformidad que lo autoriza a fijar el mercado CE. Para el caso de fibras, este sello incluye información del producto. Los detalles indicados en el certificado son:
  - ✓ Nombre genérico, material, grupo, dimensiones y forma de la fibra, resistencia a la tracción.
  - ✓ Disposiciones con las que el producto es conforme.
- La norma EN 14889 [37], especifica los requisitos de las fibras de acero para su uso estructural. Este uso se produce cuando la adición de fibras se diseña para contribuir a la capacidad portante de carga de un elemento de hormigón. Esta norma cubre las fibras destinadas a este uso en todos los tipos de hormigón y mortero, incluidos el hormigón proyectado, hormigones para enlosado, prefabricación, in-situ y los hormigones de reparación.
- El sello CE descrito garantiza que un hormigón reforzado con una determinada cuantía de fibras alcanza a lo menos una resistencia característica de 1,5 MPa y de 1,0 MPa a una apertura de 0,5 mm y 3,5 mm respectivamente. Dado lo anterior, se requiere que el hormigón reforzado con fibras cumpla con las resistencias residuales descritas para poder ser considerado de uso estructural. Con ello, se tiene lo siguiente:

$$f_{R1k} \geq 1,5 \text{ MPa} \quad (5.4.6)$$

$$f_{R4k} \geq 1,0 \text{ MPa} \quad (5.4.7)$$

### 5.4.4 Relación entre resistencia residual característica y media

Usando el Anejo 14 de la instrucción de hormigón estructural EHE-08 [37], en el caso que no se conozca el coeficiente de variación del ensayo, se puede suponer:

$$f_{Rik} = 0,7 f_{Rim} \quad (5.4.8)$$

Donde:

$f_{Rik}$ : Resistencia residual característica a tracción.

$f_{Rim}$ : Resistencia residual media a tracción.

Con la ecuación anterior, se pueden reescribir los límites de resistencia a tracción residual con valores medios:

- Criterio 1:
  - a) HRF con endurecimiento por tracción: La resistencia media a tracción a una apertura de fisura de 1,5 mm debe ser de 1,2 MPa.

$$f_{R2m} \geq 1,2 \text{ MPa} \quad (5.4.9)$$

b) HRF sin endurecimiento por tracción:

i. Caso elementos con fisuración incipiente:

$$f_{R1m} \geq 2,7 \text{ MPa} \quad (5.4.10a)$$

ii. Caso elementos muy fisurados:

$$f_{R4m} \geq 3,2 \text{ MPa} \quad (5.4.10b)$$

De los criterios anteriores, se utilizará el primero que es el más realista en casas de hormigón armado reforzado con fibras.

- Las resistencias del sello CE para uso estructural en términos de resistencias medias son 2,1 MPa y de 1,4 MPa a una apertura de 0,5 mm y 3,5 mm respectivamente.

$$f_{R1m} \geq 2,1 \text{ MPa} \quad (5.4.11)$$

$$f_{R4m} \geq 1,4 \text{ MPa} \quad (5.4.12)$$

## 6 CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA MUROS DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

### 6.1 Introducción

El comportamiento del hormigón reforzado con fibras bajo cargas sísmicas fue estudiado por Carrillo y Alcocer el año 2011 [1], ensayo descrito en el capítulo 4 de este trabajo de título. Sin embargo, las propiedades de deformación y disipación de energía de este material aún no se encuentran estandarizadas, por este motivo es necesario hacer una comparación del HRF con los materiales más usados en construcción de viviendas de baja altura (Albañilería y Hormigón Armado).

Bajo ciertas condiciones, el HRF tiene una respuesta similar a la albañilería estructural y el hormigón armado, es por ello que se analizarán ensayos de muros de hormigón armado convencional y de albañilería armada y confinada.

En este capítulo se hará una comparación de la capacidad al corte, de deformación y la ductilidad alcanzada por muros de HRF [23] con muros de hormigón armado [40] frente a ensayos dinámicos y con muros de albañilería frente a ensayos estáticos [43].

El factor  $R$  utilizado en el análisis estático se obtiene a partir de una tabla perteneciente a la norma NCh433 [39]. Este factor refleja las características de absorción de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados.

En este capítulo se define un factor  $R$  para caracterizar de forma conservadora el hormigón reforzado con fibras.

### 6.2 Ensayo de muros de hormigón armado convencional (Carrillo y Alcocer 2010) [40].

Previo al ensayo de muros de HRF, los mismos autores ensayaron muros armados convencionales con barras corrugadas de acero ( $\rho_{min}$ ) y con mallas electro soldadas (50%  $\rho_{min}$ ) con el fin de analizar el comportamiento al corte de muros en viviendas de hormigón armado [40]. En esta sección se hace un análisis del ensayo realizado para comparar la capacidad de deformación al corte y la energía de deformación del HRF con la del hormigón reforzado convencional.

#### 6.2.1 Descripción del Estudio

Esta investigación incluye ensayos de 39 muros aislados de hormigón, 33 de los cuales fueron ensayados bajo carga lateral cuasi-estática monótona y cíclica-reversible (Flores en el año 2007 [41], Sánchez en el año 2010 [42]), los 6 restantes son ensayos dinámicos en la misma mesa vibradora que los muros de HRF (descrita en el capítulo 4).

Las características de los muros representados por estos ensayos son las siguientes:

- Muros de hormigón de máximo dos pisos con una relación de aspecto menor o igual a 2.0.
- Muros controlados por deformación al corte.
- Muros de hormigones de peso normal, ligero y autocompactante.
- Resistencia a la compresión entre 15 y 25 MPa.
- Esfuerzo axial menor al 3% de  $f_c'$ .
- Cuantías en el alma menores o iguales a 0,25% ( $\rho_{min}$ ).

La relación de aspecto de los muros ( $h_w/l_w$ ) es igual a 1.0 A continuación se puede apreciar la geometría de los muros:

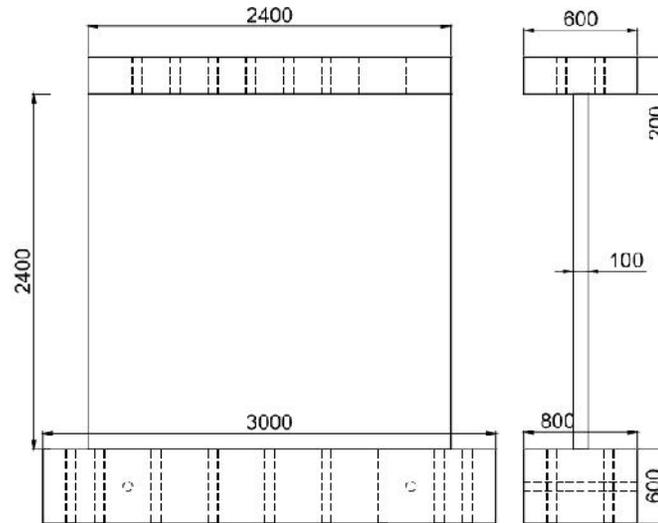


Figura 6-1: Geometría de los muros [40].

El acero de refuerzo en el alma del muro se colocó en una capa en la mitad del espesor, con la misma cuantía en ambas direcciones.

Los muros ensayados tienen un espesor de 100 mm a diferencia de los muros de HRF descritos en el capítulo 4, que tienen un espesor de 80 mm.

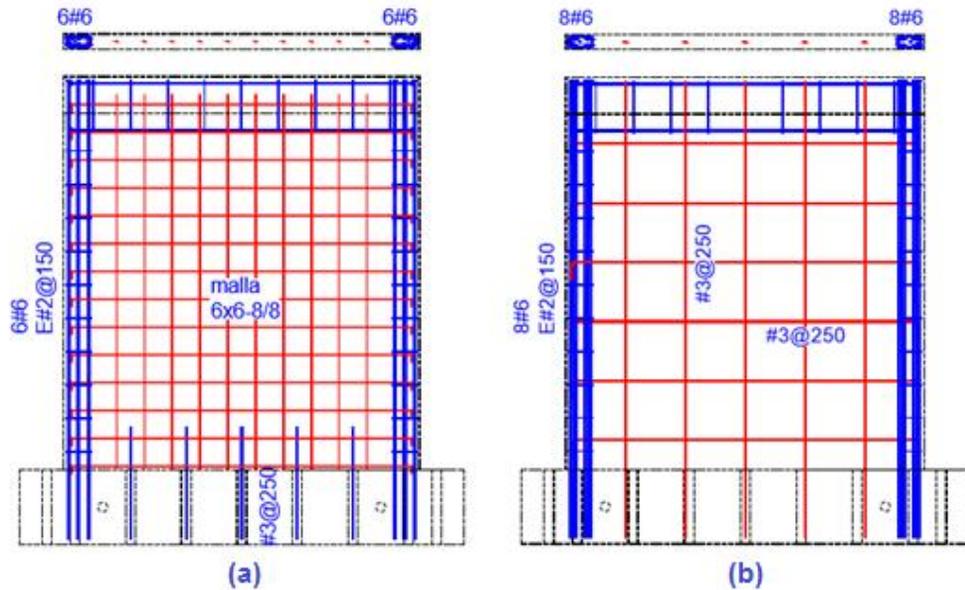


Figura 6-2: Muro con malla de alambre soldado (a) [40].

Muro con barras corrugadas (b) [40].

Los ensayos dinámicos realizados utilizan los mismos registros que en el ensayo realizado con muros reforzados con fibra descrito en el capítulo 4.

Con el propósito de evaluar el daño en los muros de hormigón en viviendas de baja altura, cuyo comportamiento lo controla el corte, se establecen límites de distorsión permisible de entrepiso ( ).

Se tienen tres niveles de desempeño o estados de daño a evaluar:

- a) Ocupación Inmediata (OI).
- b) Protección de la vida (PV).
- c) Seguridad al colapso (SC).

Los niveles de desempeño OI y PV están asociados al desarrollo del 25% y 75% de la resistencia al corte respectivamente, mientras que el estado SC está asociado a la resistencia al corte del muro. Los límites de drift que se proponen para estos 3 niveles de desempeño dependen del tipo de refuerzo a corte en el alma, estos valores son los siguientes:

Tabla 6-1: Niveles de Desempeño [40].

Nivel de Desempeño	Resistencia de Diseño	Distorsión total límite $\Delta$ (%)	Daño Esperado
OI	0,25 $V_{max}$	< 0,15, Barras	Daño Leve: Agrietamientos por flexión en los extremos y grietas inclinadas menores
		<0,1, Malla	
PV	0,75 $V_{max}$	< 0,4, Barras	Daño moderado: Prolongación de las grietas inclinadas hasta los extremos del alma, pero sin penetrar en los elementos del borde.
		<0,25, Malla	
SC	$V_{max}$	< 0,65, Barras	Daño significativo: Agrietamiento diagonal significativo y/o fluencia de algunas barras/alambres en el alma del muro. Aplastamiento moderado del concreto en el alma y daño alrededor de aberturas.
		< 0,35, Malla	

### 6.2.2 Resultados y Discusión del Ensayo

A continuación se presentan los resultados del comportamiento bajo carga lateral cíclica de muros con refuerzo a corte en el alma con barras corrugadas.

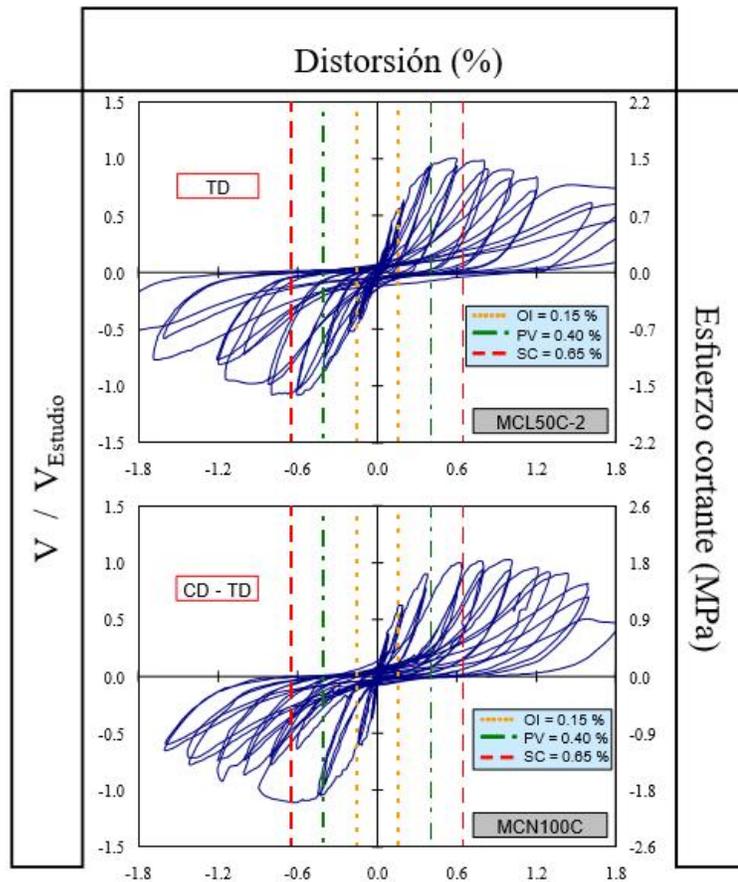


Figura 6-3: Curva en ensayo de carga lateral cíclica de Muros Cuadrados con Barras Corrugadas [40].

A continuación se presentan los resultados del comportamiento bajo carga lateral cíclica de muros con refuerzo a corte en el alma con mallas electro soldadas.

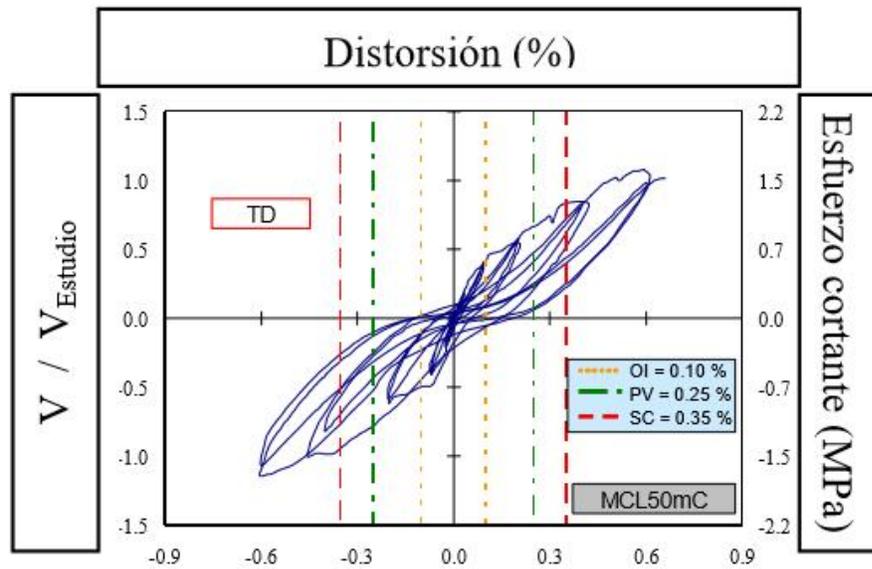


Figura 6-4: Curva en ensayo de carga lateral cíclica de muros cuadrados con mallas de alambre electro soldado [40].

Los valores recomendados de  $V / V_{Estudio}$  están asociados a niveles de seguridad adecuados para la aplicación de las viviendas, por lo tanto no representa la capacidad máxima de los muros.

Con respecto a los ensayos dinámicos, el ensayo fue realizado a partir de los registros de la tabla 4-3 (capítulo 4). Los resultados obtenidos se pueden apreciar en la siguiente figura:

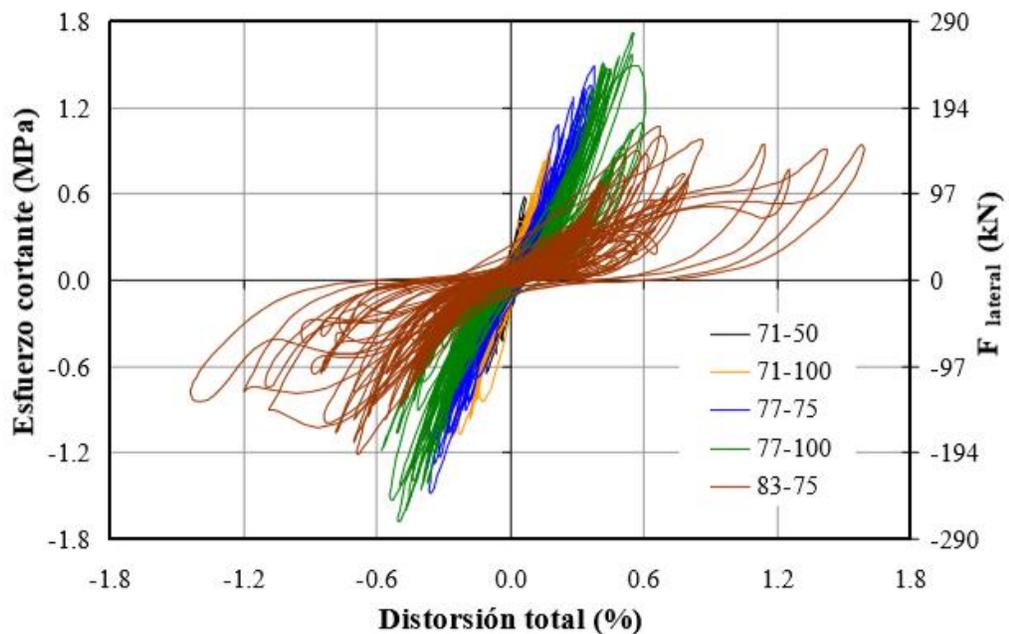


Figura 6-5: Curva ensayo dinámico de muro reforzado con barras corrugadas [40].

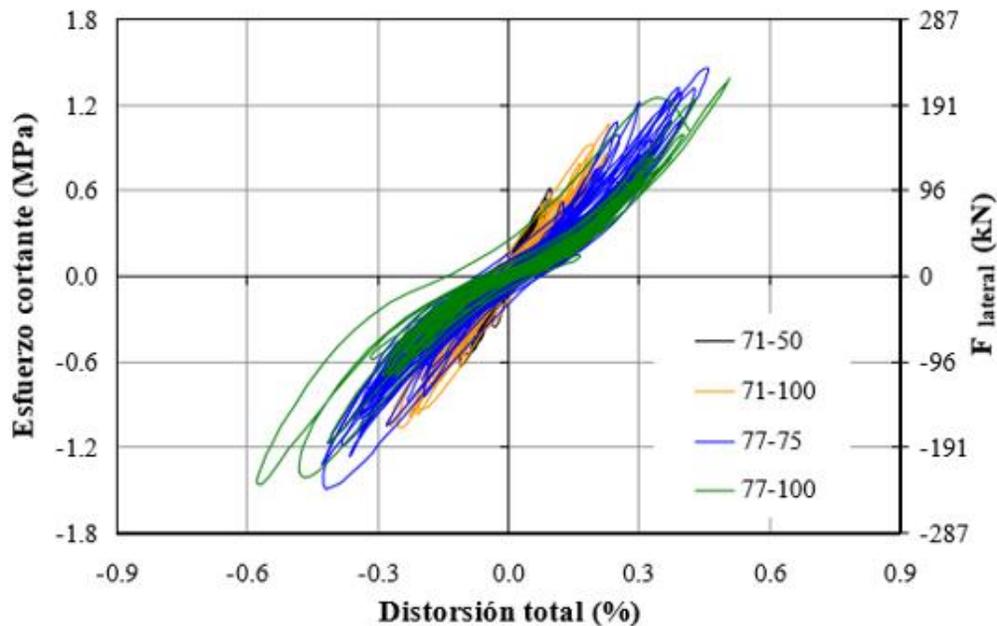


Figura 6-6: Curva ensayo dinámico de muro reforzado con mallas [40].

### 6.3 Ensayo de Muros de Albañilería Estructural construidos con bloques de hormigón y cuantía reducida de refuerzos (Astroza, Sierra y Ogaz 2005) [43]

En este ensayo se analizó el comportamiento bajo ensayo de carga lateral cíclica de 4 muros de albañilería confinada y armada construidos con bloques huecos de hormigón. Se evaluó la capacidad al corte, la rigidez lateral inicial, la capacidad de deformación y la disipación de energía.

#### 6.3.1 Descripción del Estudio

Los muros de albañilería confinada son de 3650 mm de largo y 2250 mm de alto y los de albañilería armada son de 3630 mm de largo y 2250 mm de alto, todos con un espesor de 140 mm, el cual corresponde al ancho de las unidades empleadas.

El hormigón utilizado en los muros de albañilería confinada es un H20, con un tamaño máximo de árido de 8 mm.

El refuerzo en los muros de albañilería confinada consiste en pilares de 200 mm de ancho por 150 mm de espesor, un largo igual al alto del muro, además de una cadena de 200 mm de alto y 150 mm de espesor. Los pilares se reforzaron con 4 barras longitudinales de 10 mm de diámetro y estribos de 6 mm de diámetro a 150 mm de distancia. El tipo de acero es A63-42H.

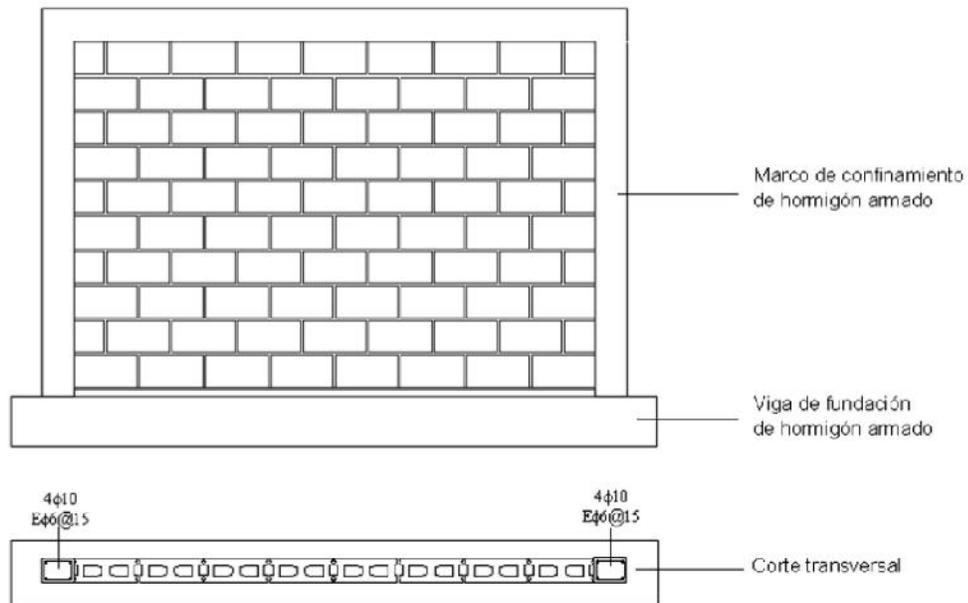


Figura 6-7: Armadura en muro de albañilería confinada [43].

Los muros de albañilería armada se reforzaron con barras verticales del mismo acero, colocando una barra de 18 mm de diámetro en cada borde y 3 barras de 8 mm de diámetro distribuidas en el paño. Además se dispuso de refuerzo horizontal constituido por 2 escalerillas electro soldadas de 4,2 mm de diámetro de acero AT56-50.

A continuación se puede apreciar un esquema de la armadura utilizada:

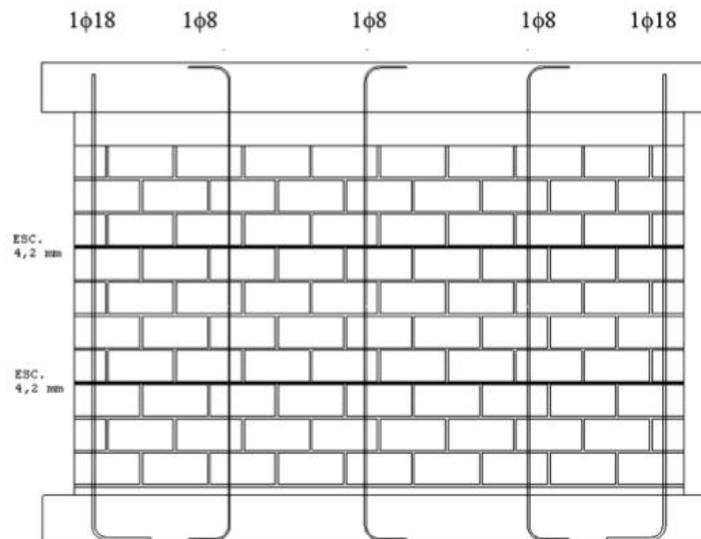


Figura 6-8: Armadura en muro de albañilería armada [43].

Las propiedades de esta albañilería se obtienen ensayando prismas y muretes según los procedimientos recomendados en las normas NCh 1928 y NCh 2123, cuyos resultados son:

Tabla 6-2: Resistencias y Propiedades muros [43].

	<b>Alb. Confinada</b>	<b>Alb. Armada</b>
<b>Propiedad</b>	[Mpa]	[Mpa]
Resistencia a la compresión	6,89	4,8
Resistencia a la tracción diagonal	0,55	0,47
Módulo de elasticidad	4849	1963
Módulo de corte	528	705

El ensayo corresponde a un muro en voladizo sometido a la acción de una carga lateral alternada aplicada en el plano del muro de modo cuasi estático, controlando la deformación lateral a nivel de la cadena superior. La carga lateral se aplicó por medio de un gato hidráulico de doble acción de 500 kN de capacidad. En el caso de muros de albañilería confinada, la carga se aplicó concentrada en la esquina del muro a nivel de la cadena de confinamiento y en los muros de albañilería armada esta carga se aplicó distribuida a lo largo del muro, mediante la utilización de una viga de transmisión de carga.

### 6.3.2 Resultados y Discusión del Ensayo

En primer lugar, se realiza un análisis cualitativo de los muros:

- 1) Para ambos tipos de muros, la fisuración aparece en los primeros ciclos de carga y corresponde a fisuras horizontales en la base. En los muros confinados, estas fisuras comprometían a los pilares.
- 2) Posteriormente, se inició el agrietamiento diagonal del muro, que se propaga por las juntas del mortero. Este estado de daños presenta grietas de anchos entre 0,2 mm a 0,4 mm para ambas modalidades de refuerzo y se genera para distorsiones angulares del orden de un 0,2% en albañilería confinada y de un 1,0% en albañilería armada.
- 3) Luego van evolucionando estas fisuras y la propagación del agrietamiento depende del tipo de refuerzo. En la albañilería armada, la propagación del agrietamiento se ve interrumpida por la presencia de refuerzos que controlan el ancho de la grieta.

Las curvas de histéresis de los muros ensayados son las que se presentan a continuación:

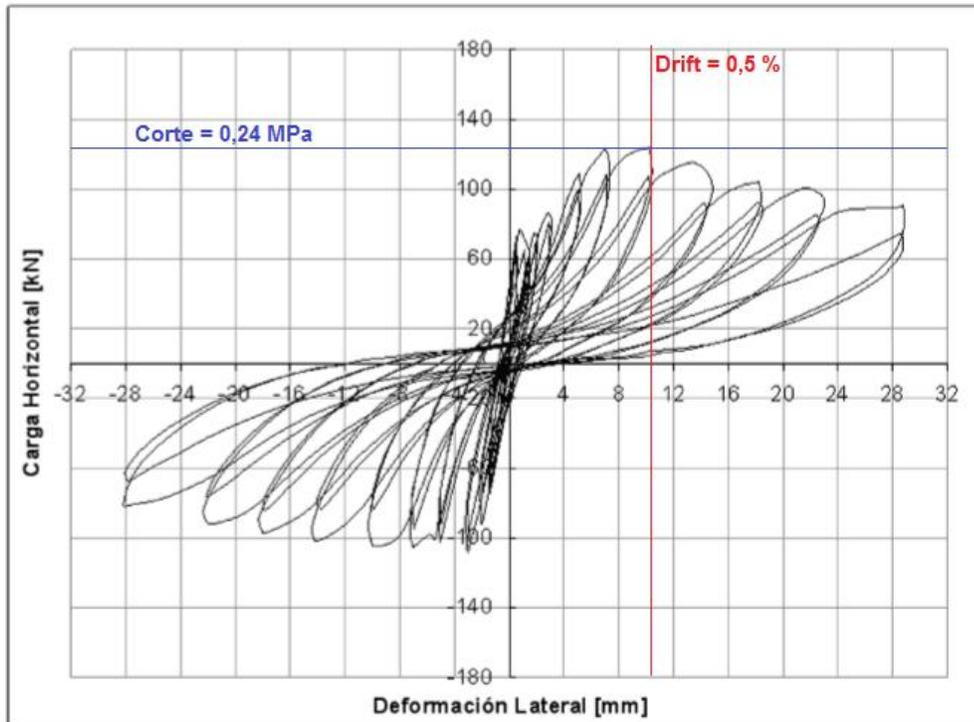


Figura 6-9: Curva Carga Horizontal – Deformación lateral (Albañilería confinado) [43].

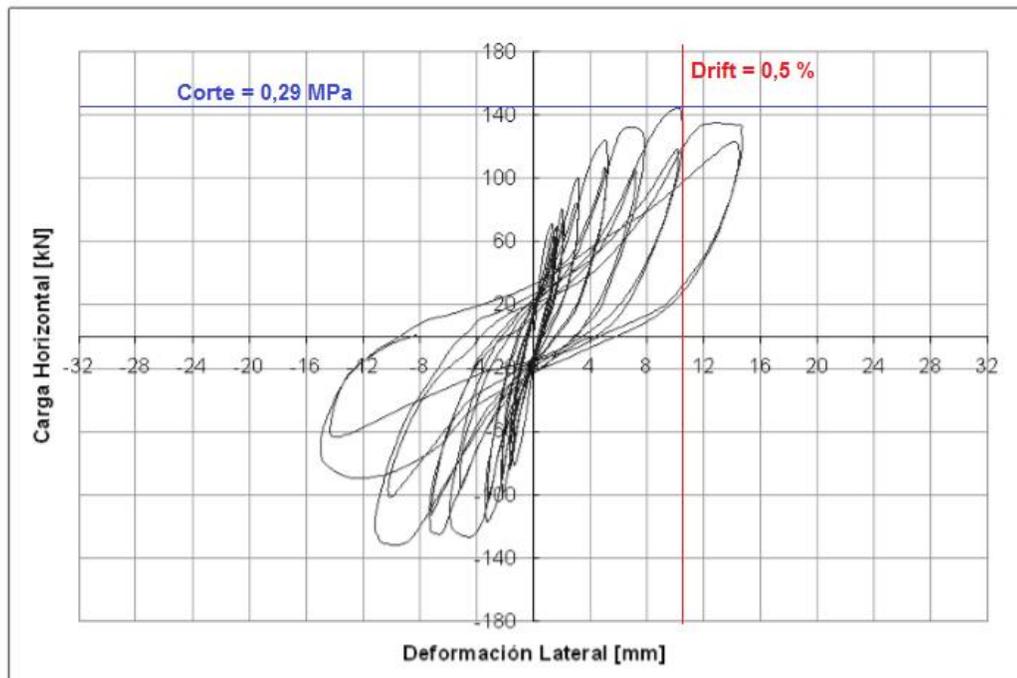


Figura 6-10: Curva Carga Horizontal – Deformación lateral (Albañilería armado) [43].

En la siguiente tabla se pueden observar las cargas máximas aplicadas sobre los muros, apreciándose que éstas son independiente de la modalidad del refuerzo para los casos estudiados. La albañilería armada alcanza niveles levemente mayores a la confinada (12% más).

Tabla 6-3: Carga lateral alcanzada por muros [43].

Modalidad de refuerzo	Carga Máxima	
	Muro 1 [kN]	Muro 2 [kN]
Albañilería Confinada	124	130
Albañilería Armada	145	140

La capacidad de deformación de los muros se analiza a partir de las distorsiones angulares o deformaciones laterales asociadas con un determinado estado de daño. Los estados de daño considerado son:

- PDV: Primer daño visible en el paño: corresponde a la aparición de las primeras fisuras a simple vista.
- IAI: Inicio del agrietamiento inclinado: formación de la primera grieta inclinada (al menos 3 hiladas).
- FPA: Formación del patrón de agrietamiento: Estado en que se visualiza el patrón de agrietamiento que define el mecanismo de falla del muro.
- CM: Carga máxima: estado cuando el muro alcanza carga máxima.
- EUD: Estado último de deformación: estado de daños en el muro en el cual se aprecia una pérdida importante de su resistencia, de modo que en el siguiente ciclo la resistencia es menor al 70% de la carga máxima.

En la siguiente tabla se presenta el nivel de deformación para los siguientes estados de daño:

Tabla 6-4: Niveles de distorsión angular y ancho fisuras [43].

Modalidad de refuerzo	Distorsión Angular [‰] - Ancho de grieta promedio [mm]				
	PDV	IAI	FPA	CM	EUD
Albañilería Confinada	0,2 - 0,2	0,2 - 0,2	2,4 - 1,0	1,4 - 3,0	13,1 - 11,0
Albañilería Armada	0,3 - 0,25	1,0 - 0,2	1,9 - 0,8	4,4 - 4,5	5,5 - 9,0

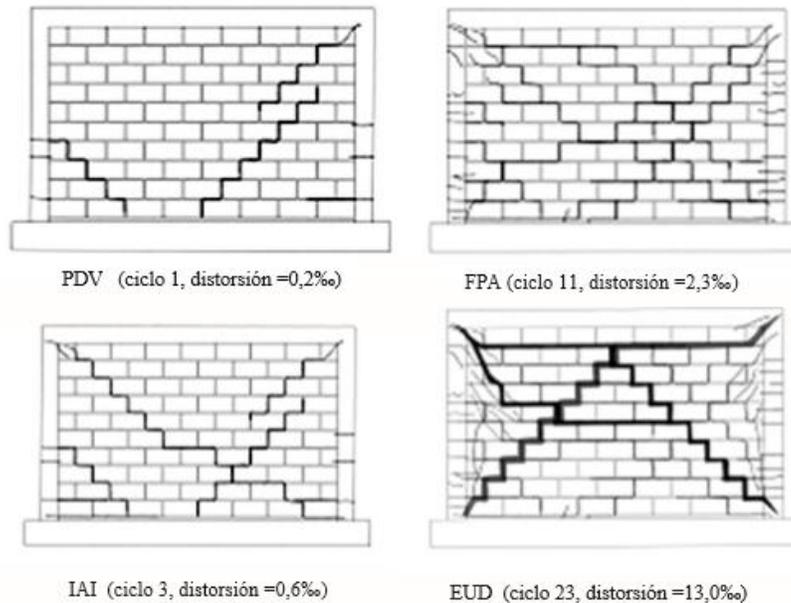


Figura 6-11: Estado de Daño de albañilería confinada, Muro 1 [43].

### 6.3.3 Comentarios y Conclusiones del Ensayo

Las conclusiones principales de este trabajo son las siguientes:

- 1) La capacidad resistente de los muros ensayados no depende de la modalidad de refuerzo utilizada, lo que confirma que ella está determinada por la capacidad de la albañilería.
- 2) Los muros de albañilería confinada resultan más rígidos que los de albañilería armada, esto se debe a los pilares de confinamiento.
- 3) La capacidad de deformación se ve favorecida por la presencia de pilares de confinamiento de hormigón armado. La presencia de estos elementos permite alcanzar altas distorsiones angulares sin un deterioro importante de la capacidad resistente.
- 4) Una vez que se produce el inicio del daño, la capacidad de disipación de energía es mayor en los muros de albañilería armada para un mismo nivel de deformación, pero sufriendo un daño mucho mayor.

### 6.4 Comparación del comportamiento del HRF con Hormigón armado convencional y albañilería.

Teniendo en cuenta los resultados de las investigaciones descritas en las secciones 6.2 y 6.3, se puede hacer una comparación del hormigón reforzado con fibras con el hormigón reforzado convencional y la albañilería. El objetivo es determinar un factor R que represente la capacidad de deformación y disipación de energía del HRF con un criterio conservador.

A continuación se puede observar un esquema y curvas características de muros de los 3 materiales en estudio:

- i) Hormigón reforzado convencional: Se tomó como referencia un muro reforzado con un 100% de la cuantía mínima (0,25%). Este muro es cuadrado y fue reforzado con barras corrugadas (Carrillo y Alcocer 2010 [40], descrito en la sección 6.2).

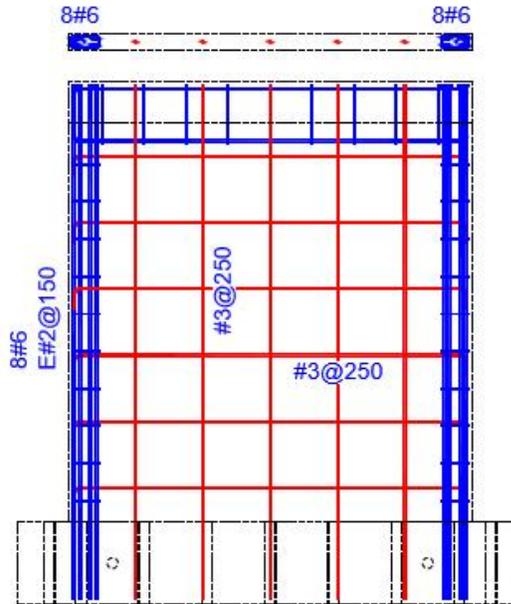


Figura 6-12: Muro de hormigón armado convencional - Reforzado con barras corrugadas [40].

Los registros utilizados para los ensayos dinámicos son los descritos en la tabla 6-5. Estos fueron aplicados secuencialmente. En el caso de muros reforzados con barras corrugadas, se llega al registro CA-83-75 (etapa 6), que representa un sismo de magnitud Mw 8.3 escalado al 75%.

Tabla 6-5: Registros utilizados en ensayo dinámico [40].

Etapa	Registro	PGA		Duración Total [s]
		%	g	
1	Ruido Blanco	-	0,01	120
2	CA - 71	50	0,19	29,5
3		100	0,38	
4		75	0,54	
5	CA - 77	100	0,72	36,1
6		75	0,98	
7		100	1,3	
8		150	1,95	
9	CA - 83	200	2,6	99,8
10	Ruido Blanco	-	0,01	120

La figura 6-13 representa el comportamiento carga - deformación del muro descrito en el ensayo dinámico con mesa vibradora [40].

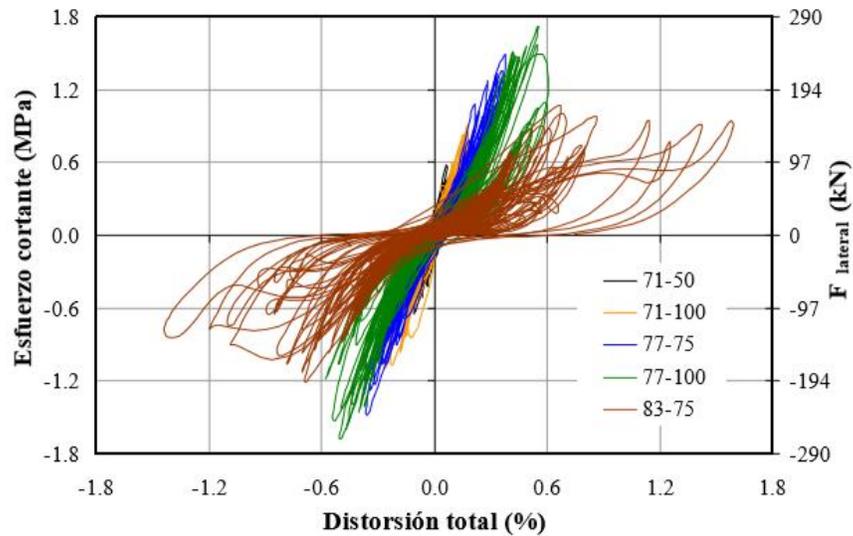


Figura 6-13: Curva Corte – Distorsión del hormigón armado convencional [40].

Se puede apreciar en la curva anterior que este muro alcanza una resistencia al corte de aproximadamente 1,5 MPa, un drift lateral para la carga máxima de 0,55 % y un drift para la carga última de 1,6 %.

- ii) Muro reforzado con fibras de acero: Se tomó como referencia un muro reforzado con fibras de acero. El muro es cuadrado y la dosificación de fibras es de 60 kg/m<sup>3</sup> (Carrillo y Alcocer 2011 [23]).

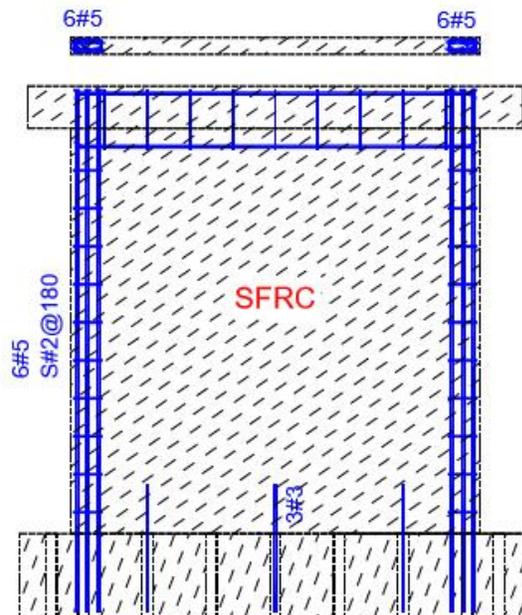


Figura 6-14: Muro de hormigón reforzado con fibras Dramix RC 65-35 [23].

La figura 6-15 representa el comportamiento carga - deformación del muro descrito en el ensayo dinámico con mesa vibradora [21].

Los registros utilizados para los ensayos dinámicos son todos los descritos en la tabla 6-5. Estos fueron aplicados secuencialmente. En el caso de muros reforzados con fibras, se llega al último registro CA-83-200 (etapa 9), que representa un sismo de magnitud Mw 8.3 escalado al 200%.

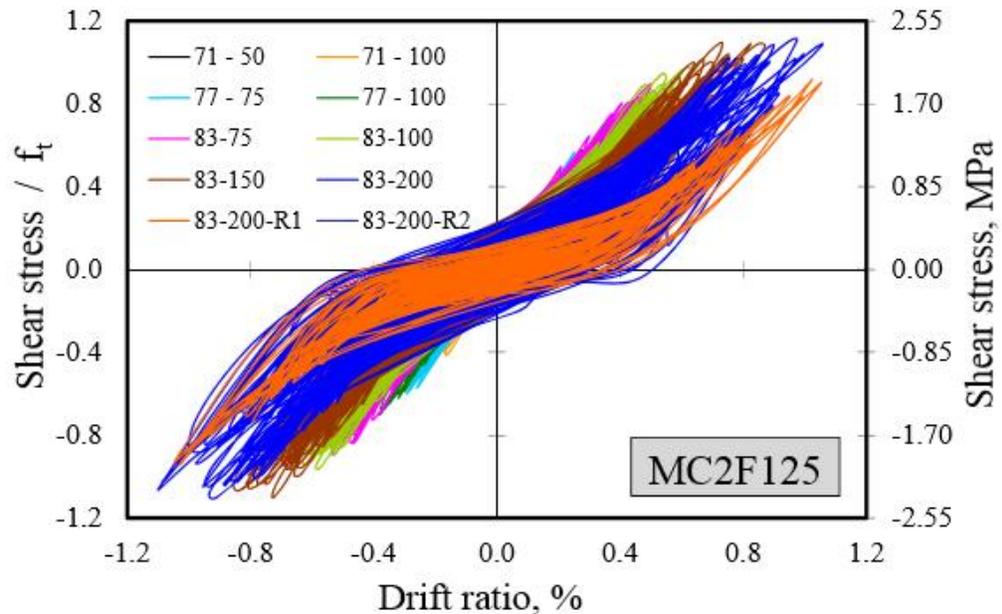


Figura 6-15: Curva Corte – Distorsión del hormigón reforzado con fibras [23].

Se puede apreciar en la curva anterior que este material alcanza una resistencia al corte de aproximadamente 2,3 MPa, un drift para la carga máxima del 0,7% y un drift para la carga última del 1,0%.

- iii) Muro de Albañilería: Se tomó como referencia un muro de albañilería armada de 2250 mm de altura y 3630 mm de largo. La armadura consta de barras de 18 mm en las puntas y 3 barras de 8 mm distribuidas en el paño, mientras que horizontalmente posee 2 escalerillas electro soldadas de 4,2 mm de diámetro (Astroza, Ogaz y Sierra 2005 [43]).

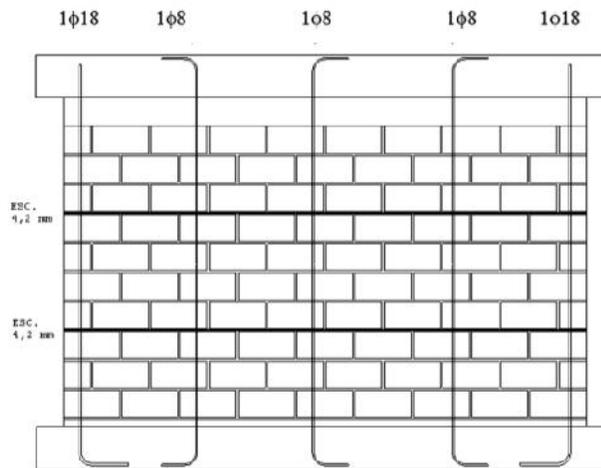


Figura 6-16: Muro de Albañilería Armada – Dos escalerillas [43].

La figura 6-17 representa el comportamiento carga - deformación del muro descrito en el ensayo de carga lateral cíclica [43].

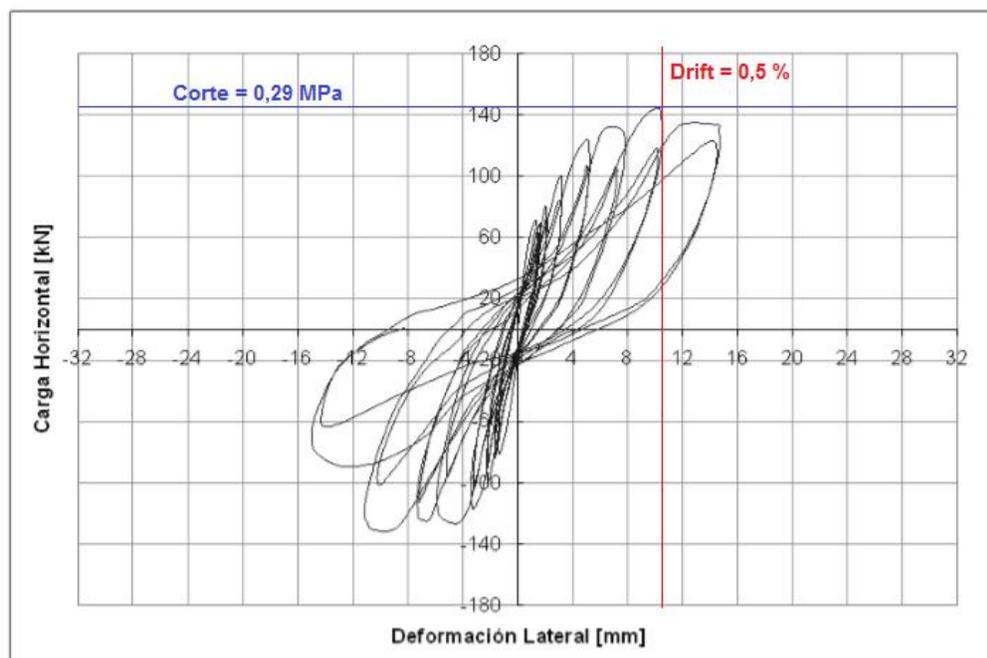


Figura 6-17: Curva carga lateral – Deformación lateral de albañilería armada [43].

Se puede apreciar en la curva anterior que este material alcanza una resistencia al corte de aproximadamente 0,29 MPa, un drift lateral para la carga máxima de 0,5% y un drift para la carga última de un 0,68%.

A partir de los resultados anteriores, se confeccionó una tabla con los principales resultados de las curvas:

Tabla 6-6: Resistencia al corte - drift lateral de todos los muros estudiados.

Material Muro	Identificación Muro	Cuantía de Fibras [Kg/m3]	Cuantía (%)	Resistencia al Corte [Mpa]	Drift máximo [%]	Drift ultimate [%]
<b>Muro SFRC</b>	MC1F75	<b>45</b>	-	1,80	0,50	0,50
	MC1F100	<b>60</b>	-	1,95	0,70	0,75
	MC1F125	<b>75</b>	-	2,29	0,75	1,10
	MC2F75	<b>45</b>	-	1,98	0,55	0,60
	MC2F100	<b>60</b>	-	2,27	0,70	0,80
	MC2F125	<b>75</b>	-	2,34	0,70	1,00
<b>Muro de Hormigón Armado convencional (Barras)</b>	MCN100D	-	<b>0,25</b>	1,50	0,55	1,60
<b>Muro de Hormigón Armado convencional (Mallas)</b>	MCN50mD	-	<b>0,125</b>	1,30	0,45	0,50
<b>Muro de Albañilería Confinada</b>	1	-	-	0,24	0,50	1,24
	2	-	-	0,25	0,62	1,28
<b>Muro de Albañilería Armada</b>	1	-	-	0,29	0,44	0,66
	2	-	-	0,28	0,62	0,80

Las observaciones que se pueden realizar en esta sección son las siguientes:

- Dimensiones de los muros:
  - 1) Los muros analizados de albañilería confinada y armada no son cuadrados (3650 mm x 2250 mm y 3630 mm x 2250 mm respectivamente), mientras que los muros analizados de hormigón armado convencional y de HRF son todos cuadrados (1920 x 1920 mm). En el caso de los muros de HRF se tienen dos tipos de fibras y 3 tipos de dosificaciones para cada fibra.
- Desde el punto de vista de la resistencia:
  - 2) Los muros de hormigón reforzado con barras corrugadas y mallas de alambre soldado poseen una resistencia menor al HRF, con resistencias al corte de 1,5 MPa y 1,3 MPa respectivamente, mientras que este último posee una resistencia entre 1,8 y 2,3 MPa. Los muros de hormigón reforzado con fibras alcanzan en promedio, una resistencia al corte un 50% mayor que los muros de hormigón armado convencional.
  - 3) Los muros de albañilería alcanzan un corte mucho menor que el HRF. Para el caso de albañilería confinada, la resistencia es de 0,25 MPa, mientras que para albañilería armada, de 0,29 MPa. Los muros de HRF alcanzan en promedio una

resistencia de 8 veces la resistencia de los muros de albañilería, pero los ensayos poseen metodologías diferentes.

- Desde el punto de vista de la deformación:

- 4) Los muros de HRF alcanzan drifts de un 0,7% en promedio, mientras que los muros de hormigón convencional con barras y mallas de un 0,55% y un 0,45% respectivamente. Sin embargo, el hormigón reforzado con barras fue sometido a una aceleración mucho menor que los muros de HRF. Se puede inferir que si se sometieran los muros con barras a los mismos niveles de aceleración que los muros de HRF, los muros con barras se deformarían mucho más (Comportamiento más dúctil).
- 5) Los muros de albañilería confinada poseen una capacidad de deformación menor al HRF, alcanzando un drift promedio de 0,56%.
- 6) Los muros de albañilería armada poseen una capacidad de deformación menor al HRF, alcanzando un drift promedio de 0,53%.

- Desde el punto de vista de la pérdida de resistencia:

- 7) Los muros de hormigón reforzado con barras corrugadas presentan una importante pérdida de resistencia a medida que el ensayo se desarrolla (Desde 1,5 MPa a 0,9 MPa). En el caso de los muros de HRF, estos no presentan pérdida de resistencia importante a medida que el ensayo se desarrolla. Este comportamiento es similar a la albañilería armada, que no presenta pérdida de resistencia en el ensayo.
- 8) Los muros de hormigón reforzado convencional presentan una importante pérdida de rigidez a medida que se desarrolla el ensayo. Los muros de HRF no presentan gran pérdida de rigidez a medida que el ensayo se desarrolla.

Para determinar el parámetro R se usa la ductilidad de los materiales en estudio:

- Desde el punto de vista de la ductilidad:

- 9) En el muro analizado de HRF, se presenta un aumento del drift de 0,7% a 1,0% desde la carga máxima hasta el estado límite último. En el muro de hormigón armado convencional, se aprecia un aumento del drift de 0,4% a 0,6%. En el muro de albañilería armada se presenta un aumento del drift del 0,5% a 0,68%.

Si bien se puede realizar un análisis y comparación del comportamiento del HRF con el hormigón armado convencional, aún no se han realizado ensayos con todos los tipos de fibras y con dosificaciones menores a las que se proponen en el capítulo 4. (Éstas son muy elevadas para las bajas demandas que hay en viviendas). Por este motivo no se puede determinar un factor R de forma directa a partir de los ensayos analizados.

Sin embargo, se propone utilizar un factor R de una albañilería armada (NCh 433 [39]) debido a que este material posee una ductilidad muy baja (comportamiento frágil) y se espera que el HRF se comporte a lo menos como una albañilería. Los valores de R para albañilerías son los siguientes:

Tabla 6-7: Factor R.

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Albañilería Armada</b>	<b>R</b>	<b>R<sub>o</sub></b>
	De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa	4	4
<b>Muros y Sistemas Arriostrados</b>	De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos	3	3

Por lo tanto, el factor de modificación de la respuesta a utilizar es igual a 3.

## 7 PROPUESTA DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN PARA EL REEMPLAZO DE BARRAS Y MALLAS POR FIBRAS

### 7.1 Introducción

La construcción basada en muros de hormigón armado es actualmente una de las más usadas en viviendas. Estas estructuras se caracterizan por tener demandas relativamente bajas en cuanto a esfuerzos y desplazamientos, por lo que el refuerzo de los muros queda controlado por las cuantías mínimas.

En viviendas de hormigón armado, el modo de falla predominante está controlado por el esfuerzo de corte. Sin embargo, dadas las bajas solicitaciones a las que son sometidas estas estructuras, el material presenta una elevada sobre resistencia.

Considerando lo expuesto en los capítulos anteriores, en este capítulo se realizan recomendaciones para la determinación de una cuantía mínima de fibras que garantice una capacidad de deformación y disipación de energía equivalente a la de un muro de hormigón armado con refuerzo convencional.

Posteriormente, considerando los resultados de ensayos de vigas de HRF [14] realizados por los fabricantes de fibras, se propone una cuantía mínima específica para cada tipo de fibra estudiado (acero, polipropileno y vidrio). Usando los criterios descritos en el capítulo 5, se calculan sus respectivas capacidades al corte y flexión.

Finalmente, se dan recomendaciones que garanticen continuidad de los diferentes elementos para que no se produzcan fallas en las zonas en las cuales por razones constructivas se pierde la continuidad del HRF.

### 7.2 Determinación de la cuantía mínima de fibras.

En esta sección se propone una cuantía para cada tipo de fibras a partir del criterio indicado en el *fib* Model Code, descrito en la sección 5.4.2 y la certificación CE descrita en la sección 5.4.3. Esto se realiza considerando los resultados de ensayos de vigas [14] fabricadas con diferentes tipos de fibras.

Basado en la sección 5.4.4, los valores de resistencia media a tracción son los siguientes:

- $f_{R2m}$  debe que ser mayor a 1,2 MPa para un HRF con endurecimiento por tracción.
- $f_{R1m}$  debe que ser mayor a 2,7 MPa para un HRF sin endurecimiento por tracción.

Según el requisito normativo para uso estructural:

- $f_{R1m}$  y  $f_{R4m}$  deben ser mayores a 2,1 MPa y 1,4 MPa respectivamente.

Usando lo anterior y curvas facilitadas por fabricantes de fibras, se tiene lo siguiente:

- i) Fibra de Polipropileno: Los resultados obtenidos en ensayos con fibras Barchip 48 de Elasto Plastic Concrete (Vigas EN 14651 [14]) para un hormigón de resistencia cúbica de 45 MPa, son los siguientes:

Tabla 7-1: Resultados Ensayo EN 14651 [14] para HRF con fibras de polipropileno.

[MPa]	3 kg	3,5 kg	4 kg	4,5 kg	5 kg
$f_{R1mean}$	1,72	1,85	1,98	2,36	2,74
$f_{R4mean}$	1,67	1,95	2,22	2,63	3,03

Los valores de la tabla representan la resistencia residual a tracción media para una apertura de 0,5 mm y 3,5 mm respectivamente.

La curva siguiente representa el comportamiento bajo el ensayo de carga – apertura de fisura (EN 14651 [14]) de vigas de un hormigón dosificado con 3 diferentes cuantías de fibras de polipropileno (Descritos en tabla 7-1):

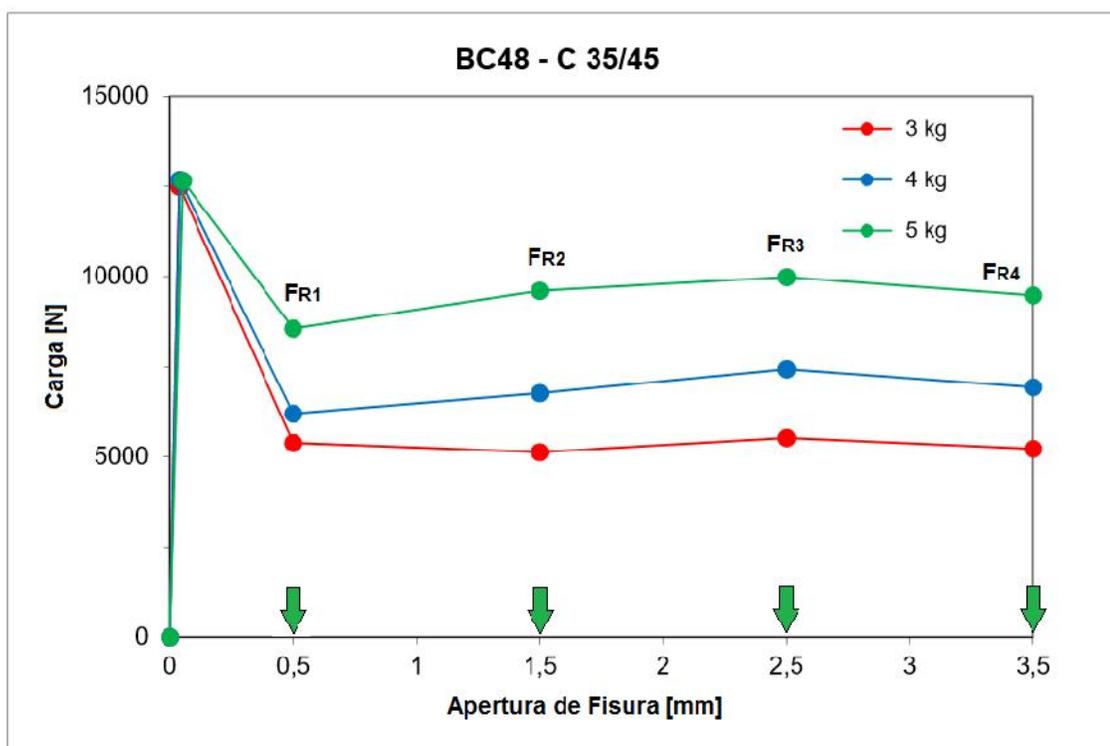


Figura 7-1: Curva Ensayo EN 14651 [14] para HRF con fibras de polipropileno.

Con respecto a la curva, se puede apreciar que una vez que el material se fisura, se tiene una pérdida de resistencia, pero a partir de una apertura de fisura de 0,5 mm, la resistencia se mantiene más o menos constante. A partir de los resultados, se puede inferir que un hormigón con este tipo de fibras posee un comportamiento de endurecimiento por tracción. Además, se puede notar que  $f_{R2m} \geq f_{R1m} \geq 1,2$  MPa para todas las dosificaciones de la tabla 7-1.

Con respecto al requisito de certificación CE, con una dosificación de 4,5 kg/m<sup>3</sup> de fibras Barchip 48 se obtiene una resistencia  $f_{R1m} \geq 2,1$  MPa y  $f_{R4m} \geq 1,4$  MPa.

- ii) Fibra de Vidrio: Los resultados obtenidos en ensayos con fibras Anti-CRAK HP 67/36 de Owens Corning (Vigas EN 14651 [14]) entregados por el fabricante para un hormigón con una resistencia a compresión en probeta cúbica de aproximadamente 30 MPa son los siguientes:

Tabla 7-2: Resultados Ensayo EN 14651 [14] para HRF con fibras de vidrio.

Propiedad [MPa]	Anti-CRAK HP 67/36		
	5 kg/m <sup>3</sup>	10 kg/m <sup>3</sup>	15 kg/m <sup>3</sup>
$f_{R1m}$	1,19	2,14	2,95
$f_{R2m}$	0,68	1,47	2,14
$f_{R3m}$	0,46	1,00	1,34
$f_{R4m}$	0,31	0,67	0,87

La curva siguiente representa el comportamiento bajo el ensayo de carga – apertura de fisura (Vigas EN 14651 [14]) de vigas de un hormigón dosificado con 3 diferentes cuantías de fibras de vidrio y una viga sin refuerzo:

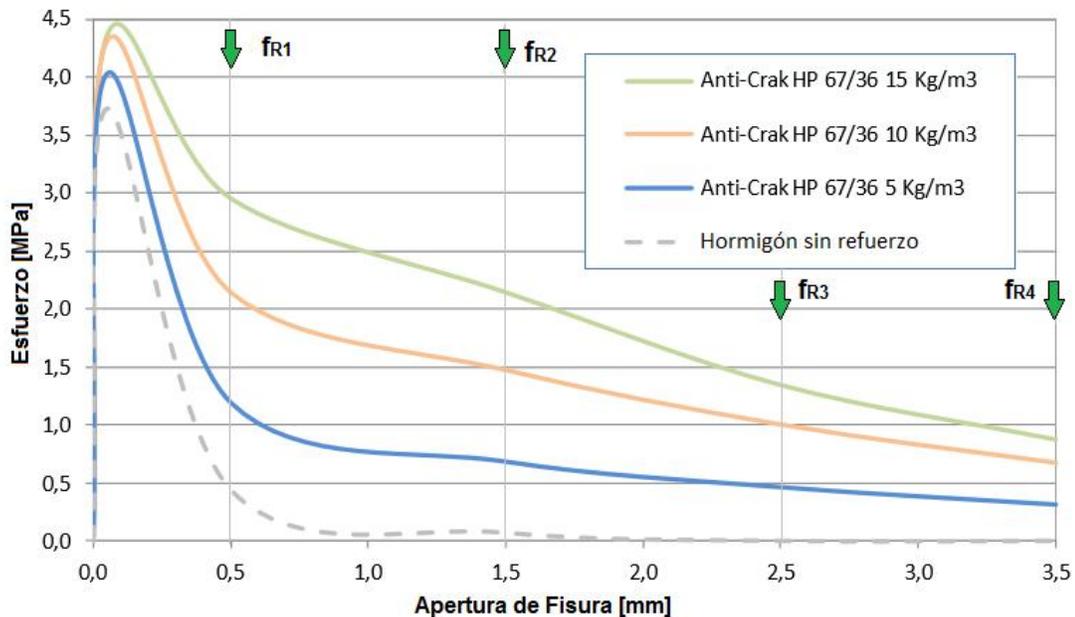


Figura 7-2: Curvas del Ensayo EN 14651 [14] para HRF con fibras de vidrio.

Con respecto a la curva, se puede apreciar que una vez que el material se fisura, se tiene una pérdida de resistencia importante. Esto implica que el material no posee un comportamiento de endurecimiento por tracción. Sin embargo, para una dosificación de

15 kg/m<sup>3</sup> de fibras Anti-CRAK HP 67/36, se cumple con el primer criterio:  $f_{R1m} \geq 2,7$  MPa.

Con respecto al requisito de certificación CE de uso estructural, se tiene que con una dosificación de 10 kg/m<sup>3</sup> y 15 kg/m<sup>3</sup> de fibras Anti-CRAK HP 67/36, se obtiene una resistencia  $f_{R1m} \geq 2,1 M$  pero la resistencia  $f_{R4m}$  es menor a 1,4 M en ambos casos.

Con estos resultados no se puede determinar una dosificación de fibras que garantice el uso estructural para este tipo de fibras dado que presenta una gran pérdida de resistencia a medida que el ensayo se desarrolla y aumenta la apertura de fisura.

Sin embargo, este producto posee la certificación CE 0749 que garantiza que un hormigón reforzado con 20 kg/m<sup>3</sup> de fibras del tipo Anti-CRAK HP 67/36, alcanza a lo menos una resistencia característica de 1,5 MPa y de 1,0 MPa a una apertura de 0,5 mm y 3,5 mm respectivamente.

- iii) Fibra de Acero: Los resultados obtenidos en ensayos con fibras Dramix 5D 65/60 BG de Bekaert (Vigas EN 14651 [14]) entregados por el fabricante para un hormigón con una resistencia a compresión en probeta cúbica de aproximadamente 35 MPa son los siguientes:

Tabla 7-3: Resultados Ensayo EN 14651 [14] para HRF con fibras de acero.

Propiedad [MPa]	Dramix 5D 65/60 BG (C28/35)
	20 kg/m <sup>3</sup>
$f_{R1m}$	2,5
$f_{R2m}$	3,4
$f_{R3m}$	3,7
$f_{R4m}$	3,7

La curva siguiente representa el comportamiento bajo el ensayo de carga – apertura de fisura (Vigas EN 14651 [14]) de un hormigón dosificado con 20 kg/m<sup>3</sup> de fibras de acero:

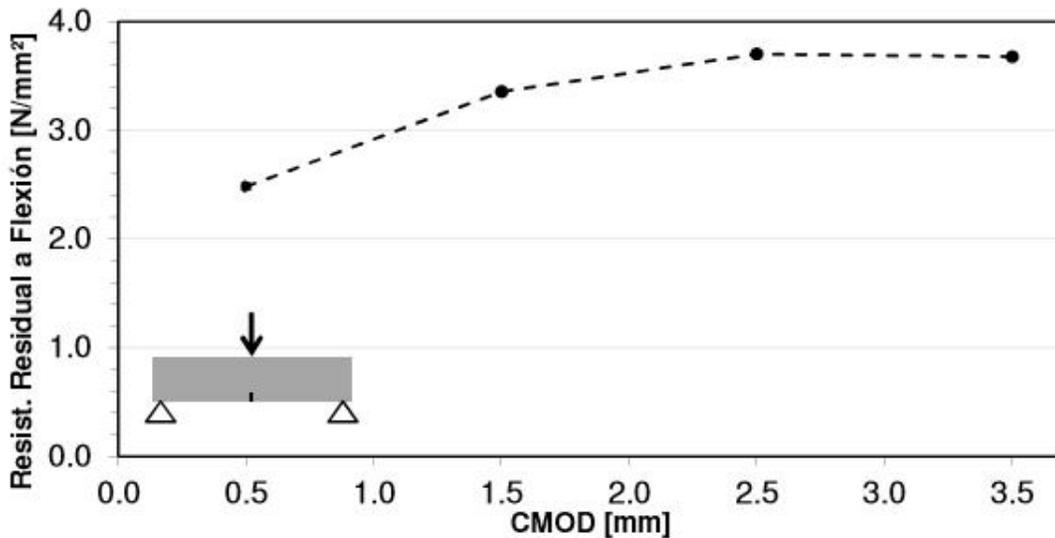


Figura 7-3: Curva del Ensayo EN 14651 [14] para HRF con fibras de acero.

Se puede apreciar en la curva que este material presenta un endurecimiento por tracción, con ello se debe cumplir que  $f_{R2m} \geq 1,2$  MPa. Este primer criterio si se cumple.

Con respecto al requisito de certificación CE, se tiene que con una dosificación de  $20 \text{ kg/m}^3$  de fibras Dramix 5D 65/60 BG, se obtiene una resistencia  $f_{R1m} \geq 2,1$  M. y  $f_{R4m} \geq 1,4$  M.

Además, la fibra Dramix 5D 65/60 BG Bekaert, dispone del certificado CE 0749 descrito en la sección 5.4.3 para fibras de uso estructural en hormigones, morteros y pastas (sistema 1) conforme a la norma EN 14889-1 [37].

### 7.3 Resistencia al corte

Usando el criterio descrito en el capítulo 5.3.2, se puede calcular una resistencia al corte para una sección de HRF sin armadura longitudinal ni transversal:

c) Usando la ecuación 5.3.16b, se tiene:

$$\sigma_n \leq \sigma_u$$

Considerando el valor de  $\sigma_n$  igual a  $f_{Ftuk}$ .

Según la sección 5.4.2, a una apertura de fisura de 1,5 mm, se tiene que la resistencia a tracción residual es de:  $f_{Ftuk} = 0,84$  MPa. En esta sección también se indica que  $\sigma_1 = \tau_{fib}$ .

Con ello, se tiene que la resistencia del HRF sin refuerzo convencional es la siguiente:

$$\tau_{fib} = 0,84 \text{ MPa} \cdot 0,6 = 0,504 \text{ MPa}$$

## 7.4 Resistencia a Flexión

La resistencia a flexión se considerará a una apertura de fisura de 3,5 mm. A partir de la ecuación 5.3.4 (Rilem, 2003 [13]), se tiene lo siguiente:

$$M_n = b * 0,9 \quad h_{sp} * 0,5 \quad h_{sp} * \sigma_3$$

Donde:

**b**: Ancho del elemento en mm.

**$h_{sp}$** : Profundidad del elemento en mm.

$$\sigma_3 = 0,37 \quad f_{R,4}$$

El parámetro  $f_{R,4}$  corresponde a la resistencia a tracción residual a una apertura de fisura de 3,5 mm.

De acuerdo con la sección 7.2, todas las fibras para uso estructural deben alcanzar una resistencia residual característica de al menos  $f_{R,4} = 1,0$  MPa, se tiene:

$$\sigma_3 = 0,37 \quad 1,0 \text{ MPa} = 37,73 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Si se considera un elemento de ancho 1 metro y de altura 10 cm, se tiene lo siguiente:

$$M_n = 0,17 \text{ ton} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

## 7.5 Métodos Constructivos: Continuidad en Elementos

En esta sección se dan recomendaciones para que no se produzcan fallas en las zonas en las cuales por razones constructivas se pierde la continuidad del HRF.

La zona considerada como crítica es la interfaz entre los muros y fundaciones, es por ello que se realizará el cálculo y diseño de la unión entre estos elementos para evitar una eventual falla por fricción o deslizamiento. Esto se hará mediante barras de acero que van adheridas tanto a la fundación como al muro.

Las consideraciones del diseño son:

- Se usarán barras de 8 mm de diámetro.
- Se armara con una sola corrida de barras en el espesor de los muros.
- El diseño de la armadura de fricción se realiza según el capítulo 11 del ACI 318-11 [24]. Se supondrá que ésta armadura tendrá la misma capacidad al corte que una sección con armadura mínima, cuya resistencia es:

$$V_{dis} = \phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de la resistencia al corte. Su valor es 0,75.

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b_w d$$

$f_c$ : Resistencia a compresión del hormigón. Para un H25, este valor es  $200 \frac{kgf}{cm^2}$ .

$b_w$ : Ancho del muro. Se usarán muros de 10 cm.

$d$ : Longitud de corte. Se considerará como  $d \approx 0,9L$ , donde  $L = 100$  cm.

$$V_s = \rho_{min} f_y * b_w d$$

$f_y$ : Tensión de fluencia del Acero. Si se usa acero del tipo A63-42H, su valor es igual a  $4200 \frac{kgf}{cm^2}$ .

Con lo anterior, se obtiene:

$$V_{dis1} = \phi V_n = \phi (V_c + V_s) = 8,68 \text{ tonf}$$

- La capacidad de cortante por fricción se calcula usando la sección 11.6.4 del ACI 318 [22]. La resistencia al corte por fricción perpendicular al plano cortante se obtiene mediante:

$$V_{dis2} = V_n = A_v f_y \mu$$

Donde:

$A_v$ : Área de la barra. Se usarán barras de 8 mm de diámetro, con ello  $A_v = 0,50 \text{ cm}^2$ .

$\mu$ : Coeficiente de fricción. Para el caso de concreto colocado sobre concreto endurecido con la superficie intencionalmente rugosa, se toma el valor  $\mu = 1,0\lambda$ .

$\lambda$ : Toma el valor 1,0 para hormigón de peso normal.

Finalmente, este corte para una barra es:

$$V_{dis2} = V_n = A_v f_y \mu = 2,11 \text{ ton}$$

$$V_{dis1} = 8,68 \text{ tonf}$$

Con ello, se requieren 5 barras por metro para alcanzar la resistencia de diseño de armadura mínima.

Por lo tanto, la armadura para tomar el corte por fricción es  **$\phi 8@20$** .

## 8 APLICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO

### 8.1 Introducción

Con el fin de realizar un análisis comparativo de los aspectos técnicos y costos asociados a la construcción de viviendas de HRF y de hormigón armado convencional, se realizará el diseño de una vivienda prototipo con estos materiales, en la cual se aplicarán los criterios previamente vistos.

En primer lugar, se realiza una descripción del proyecto, en la cual se indican las bases del diseño, los materiales utilizados y las cargas empleadas.

Posteriormente, se presentan los resultados del diseño convencional de la vivienda, esto incluye el diseño de un muro genérico y de la losa del primer piso.

Finalmente, se realiza el diseño de la vivienda prototipo usando hormigón reforzado con fibras, estas serán incorporadas en muros y losas.

### 8.2 Descripción del Proyecto

El proyecto consiste en dos viviendas pareadas de dos pisos, las cuales son simétricas y poseen un muro divisorio en la intersección de éstas. Para efectos del cálculo, se consideró el conjunto como una sola estructura.

A continuación se puede observar la vista frontal de las viviendas:



*Figura 8-1: Vista Frontal Vivienda.*

La vivienda se encuentra en Talcahuano (zona sísmica 3). El tipo de suelo considerado es de categoría D según el DS61 de la norma NCh 433 [39].

### 8.2.1 Bases del Diseño

En primer lugar es importante destacar que se supone un periodo corto, en donde los primeros modos concentran una gran masa traslacional, así se puede utilizar el análisis estático de la NCh 433 [39].

#### 8.2.1.1 Normas a considerar

Las normas a considerar en el diseño son las siguientes:

- ACI318 - 2011: Diseño en Hormigón armado [24].
- NCh433 Of.96 Mod.2009: Diseño sísmico de edificios [39].
- Decreto N°60 MINVU 2011 [44].
- Decreto N°61 MINVU 2011 [45].
- NCh1537Of.09: Cargas Permanentes y Sobrecargas de uso [46].
- NCh3171Of.10: Combinaciones de Cargas [47].

#### 8.2.1.2 Materiales

- Hormigón H25 ( $f'_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$ )
- Acero de refuerzo para malla electro soldada: AT56-50H ( $f_y = 5000 \text{ kgf/cm}^2$ )
- Acero para barras corrugadas: A63-42H ( $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ )

#### 8.2.1.3 Mecánica de Suelos

Los valores para las tensiones admisibles del suelo son los siguientes:

- Cargas Estáticas:  $q_{adm,est} = 2 \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$
- Cargas Sísmicas:  $q_{adm,sis} = 3 \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$
- Ángulo de fricción interna:  $36^\circ$

El coeficiente de balasto considerado es el siguiente:

- Coeficiente de Balasto:  $k = 5 \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3} \right]$

#### 8.2.1.4 Cargas

Las cargas sísmicas son las siguientes:

La vivienda se encuentra en suelo tipo D. los parámetros de este suelo se encuentran en el punto 12.3 del DS 61 [42]:

Tabla 8-1: Parámetros del tipo de suelo considerado.

Tipo de Suelo	S	T' [s]	n
D	1.2	0.85	1.8

Dada la zona sísmica en que la vivienda está emplazada, utilizando la NCh 433 [39], se puede determinar la aceleración máxima efectiva:

$$A_o = 0,4 g$$

El diseño tradicional está conformado por muros de 10 cm y malla simple, es decir, tendrá una ductilidad limitada o equivalente a una albañilería armada en la que se

llenen todos sus huecos. Bajo este concepto, el DS 60 [44] establece que para estructuras de menos de 5 pisos se puede diseñar considerando muros estructurales ordinarios, siempre y cuando se utilice un factor de modificación de respuesta  $R$  menor o igual a 4. Este factor es coherente con el que se debe usar en una estructura de albañilería armada con todos sus huecos llenos. Se utilizó para este diseño a modo conservador, un factor  $R = 3$ .

Es importante mencionar que al hacer el análisis estructural con un  $R = 3$  se está aumentando la sollicitación sísmica que tendrán los muros estructurales de la vivienda. Sin embargo, si el corte sigue siendo bajo, se puede suponer que el comportamiento de la vivienda se mantendrá en el rango elástico.

Las fuerzas sísmicas del análisis estático se calculan en función del corte basal, cuya expresión es la siguiente:

$$Q_0 = CIP \quad (8.2.1)$$

Donde:

$C$ : Coeficiente sísmico. Se obtiene según la norma NCh 433 [39] con la siguiente expresión:

$$C = \frac{2.75 S A_0}{gR} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (8.2.2)$$

Donde:

$n, S, T'$ : Parámetros que dependen del tipo de suelo. Sus valores se indican en la tabla 8-1.

$T^*$ : Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

$I$ : Coeficiente de Importancia. Dado que la categoría de la vivienda es del tipo II, el valor del coeficiente de importancia es:  $I = 1$

$P$ : Peso sísmico total de la vivienda. Se calcula con la siguiente expresión:

$$P = PP + 0.25SC \quad (8.2.3)$$

Donde:

$PP$ : Peso Propio.

$SC$ : Sobrecarga.

Usando la NCh 1537 Of. 09 de Cargas Permanentes y Sobrecargas de uso [46], se obtienen las cargas estáticas siguientes:

La carga muerta a considerar es la siguiente:

$$CM_{losa} = PP = 125 \text{ kgf/m}^2$$

Para una zona de uso general en una vivienda, se considera en las losas una sobrecarga de uso de:

$$SC_{losa} = 200 \text{ kgf/m}^2$$

Las cargas correspondientes a viento no se consideran en el análisis debido a que se suponen de menor intensidad que el sismo. Tampoco se consideran en el análisis los casos de cargas debido a líquidos, empujes laterales de terreno y fuerzas internas.

El coeficiente sísmico mínimo ( $C_{\min}$ ) se calcula con la siguiente expresión:

$$C_1 = \frac{SA_0}{6g} \quad (8.2.4)$$

El coeficiente sísmico máximo ( $C_{\max}$ ) se calcula con la siguiente expresión:

$$C_{\max} = 0.6 \frac{SA_0}{g} \quad (8.2.5)$$

Una vez obtenido el corte basal, se calculan las fuerzas laterales de acuerdo a las ecuaciones de la NCh 433 [39]:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^N A_j P_j} Q_0 \quad (8.2.6)$$

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (8.2.7)$$

Donde:

$Q_0$ : Esfuerzo de corte basal del edificio.

$P_k$ : Peso sísmico asociado al nivel k.

$Z_k$ : Altura del nivel k, sobre el nivel basal.

$H$ : Altura total de la estructura sobre el nivel basal.

#### 8.2.1.5 Combinaciones de Cargas

Las combinaciones de cargas se obtuvieron de la norma NCh 3171 [47]. Las combinaciones de cargas mayoradas usando el diseño por resistencia son las siguientes:

- A: 1,2D + 1,6L
- B: 0,9D + 1,4Sx
- C: 0,9D - 1,4Sx
- D: 0,9D + 1,4Sy
- E: 0,9D - 1,4Sy
- F: 1,2D + 1,0L + 1,4Sx
- G: 1,2D + 1,0L - 1,4Sx
- H: 1,2D + 1,0L + 1,4Sy
- I: 1,2D + 1,0L - 1,4Sy

### 8.3 Resultados del Análisis

Los pesos sísmicos calculados para cada nivel se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 8-2: Pesos Sísmicos.

Pesos sísmicos asociados a cada nivel [tonf]			
Piso 2	PP+0.25SC	N2	28.74
Piso 1	PP+0.25SC	N1	59.15
Base	PP+0.25SC	N0	18.74
Total			106.63

Los períodos y factores de masas participantes de la estructura son:

Tabla 8-3: Períodos y factores de masa participantes.

Dirección	Periodo [s]	Modo	Factor de masa participante [%]
UX	0,071	1	63.6
RZ	0,025	2	99
UY	0,022	3	99

Los valores del coeficiente sísmico para cada dirección son los siguientes:

Tabla 8-4: Coeficientes sísmicos.

Dirección	C <sub>mín</sub>	C <sub>máx</sub>	C	C <sub>final</sub>
X	0.08	0.288	38,38	0.288
Y			316,26	0.288

Por lo tanto, para los periodos de vibración de la vivienda, el coeficiente sísmico para ambas direcciones de análisis es C<sub>máx</sub>:

$$C_x = C_y = C_{máx} = 0,288$$

Con esto, el corte basal es:

$$Q_0 = 30,71 \text{ tonf}$$

El cálculo de las fuerzas sísmicas para cada piso se presenta a continuación:

Tabla 8-5: Fuerzas Sísmicas.

Piso	A <sub>k</sub>	P <sub>k</sub> [tonf]	F <sub>k</sub> [tonf]
2	0.707	28.74	12.885
1	0.293	59.15	10.985
Base	0	18.74	0

### 8.4 Resultados diseño tradicional

El diseño de todos los elementos estructurales se realizó de acuerdo al código de diseño ACI318-11 [24].

Dado que en viviendas de baja altura las solicitaciones en los elementos son bajas en comparación a su capacidad, se reforzará la vivienda con las cuantías mínimas especificadas en el código.

A continuación se presentan los resultados del diseño en los elementos estructurales (muros y losas). Para ello se tomó un elemento genérico y se diseñó.

En esta sección se presentan los resultados del diseño de la vivienda prototipo con hormigón armado convencional.

#### 8.4.1 Muro del Eje E de primer y segundo piso.

Este muro fue seleccionado por que es el de mayores dimensiones de la vivienda (de mayor largo), y por lo tanto será el que tomará más corte.

Las dimensiones del muro son las siguientes:

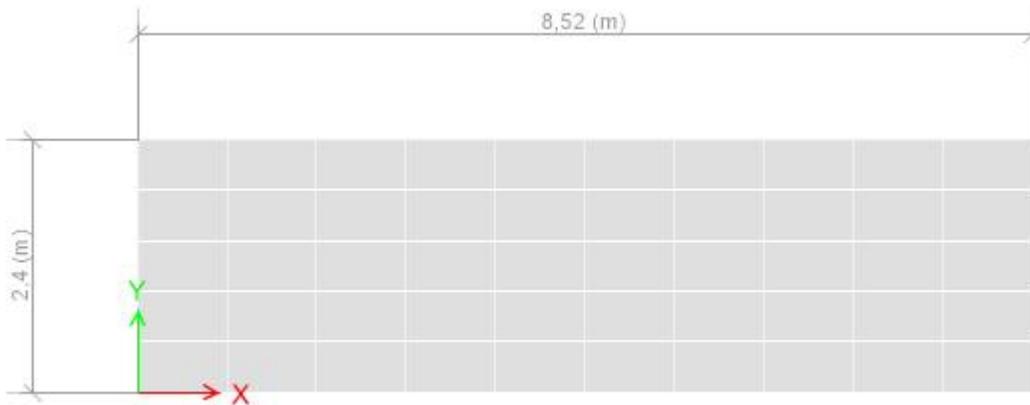


Figura 8-2: Esquema Muro

Se considerará un espesor de 10 cm. Se utilizó malla de acero electro soldado:

- Malla Central ACMA tipo C221, cuyas cuantías son las siguientes:

Tabla 8-6: Malla Central ACMA tipo C221.

Distancia entre barras [mm]		Diámetro de barras [mm]		Cuantía	
Long.	Trans.	Long.	Trans.	Long.	Trans.
150	150	6.5	6.5	2.21	2.21

Para esta malla el refuerzo horizontal es:

$$\frac{A_v}{s} = 2.21 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

A continuación se realizarán las verificaciones del diseño con esta malla:

#### 8.4.1.1 Diseño a flexión fuera del plano

Con respecto al análisis de flexión fuera del plano, para el muro del Eje E, se tiene la siguiente distribución de esfuerzos:

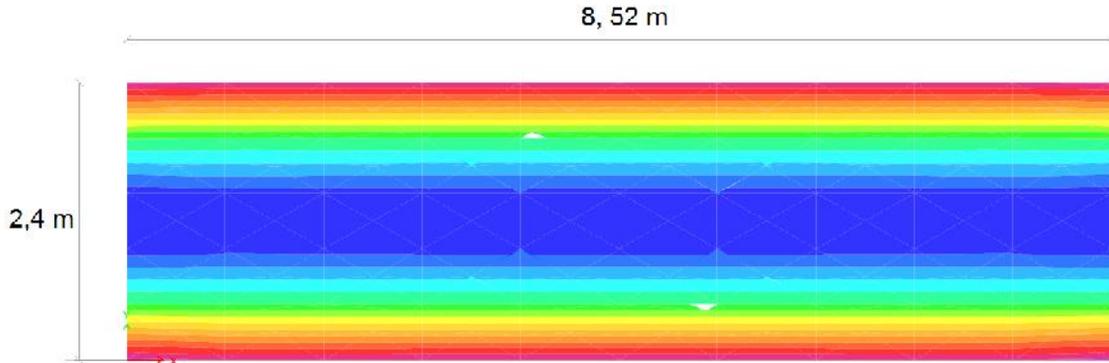


Figura 8-3: Distribución de Esfuerzos en el muro fuera del plano.

El momento en el centro del muro es el siguiente:

$$M_u(+)=0,16 \text{ ton} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Considerando la malla descrita, la resistencia a flexión que se tiene fuera del plano es:

$$M_n=0,21 \frac{\text{tonf m}}{\text{m}}$$

Usando un valor de  $\phi=0,9$ , se tiene lo siguiente:

$$M_n=0,19 \frac{\text{tonf m}}{\text{m}}$$

El diseño es adecuado para flexión fuera del plano.

Esta malla se utilizará en ambos pisos. Además se utilizará armadura de borde igual a **1 $\phi$ 10** y armadura de coronamiento de **1 $\phi$ 12**.

A continuación se presenta un esquema de las mallas y armadura de borde y coronamiento en los muros:

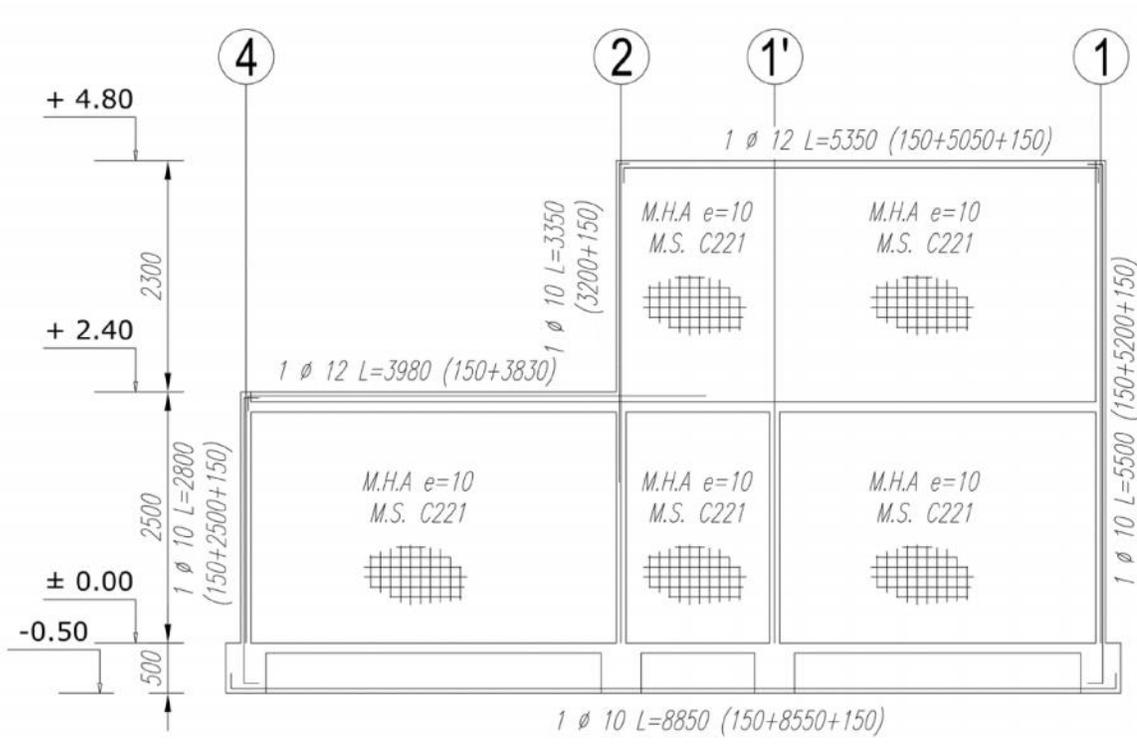


Figura 8-4: Diseño Tradicional muro genérico.

8.4.2 Losas

La combinación que controla el diseño de las losas es la combinación A:

$$Comb A = 1,2D + 1,6L$$

Los valores máximos de los momentos de la losa del primer piso se pueden apreciar con mayor detalle a continuación:

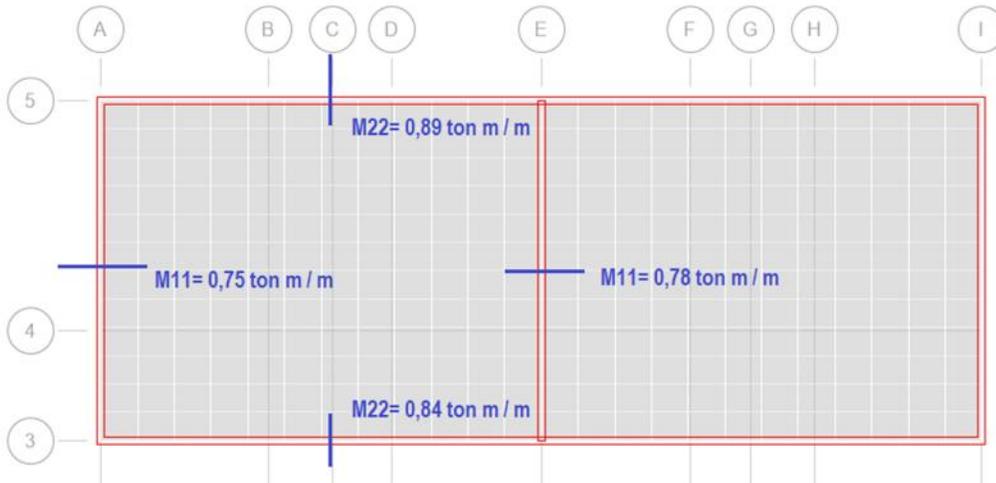


Figura 8-5: Momentos negativos primer piso



Figura 8-6: Momentos positivos primer piso.

Para el momento positivo, cuyo valor máximo es:

$$M_x(+) = 0,45 \frac{\text{tonf m}}{\text{m}} = M_u$$

Se utilizará una malla de barras de  $\phi 8@30$ . Usando los siguientes valores:

$$\psi = 0,9$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$a = \beta_1 * c$$

Se obtiene lo siguiente:

$$M_n = 0,54 \frac{\text{tonf m}}{\text{m}} \geq M_u$$

Por lo que el diseño es adecuado para el momento positivo.

Respecto a la tracción de la zona superior de la losa  $M_x(-)$  y  $M_y(-)$ , se decidió usar suples y barras "L" para resistir los momentos en el elemento.

El momento solicitante máximo en las losas es el siguiente:

$$M_x(-) = 0,89 \frac{\text{tonf m}}{\text{m}} = M_u$$

La armadura ocupada es:

$$A' \rightarrow \phi 8 @ 17,5$$

Con lo anterior, se obtiene una resistencia nominal de:

$$M_n = 0,9 \frac{\text{tonf m}}{m} \geq M_u$$

Esta armadura irá dispuesta en el apoyo de la losa en los muros (donde se tiene momento negativo).

A continuación se tiene un esquema de disposición de los suples para el momento negativo:

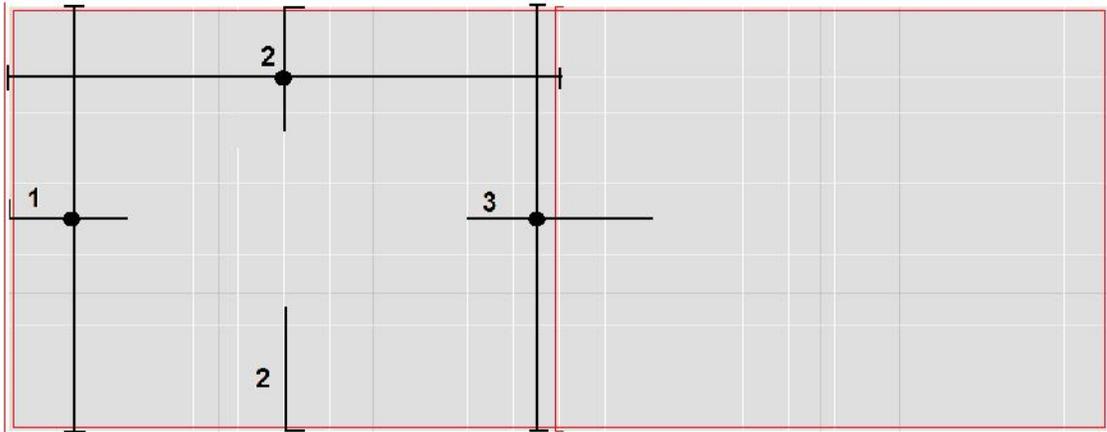


Figura 8-7: Armadura negativa, Segundo piso.

En la tabla siguiente se presentan todas las armaduras que se requieren para tomar los momentos negativos:

Tabla 8-7: Largos armadura negativa.

	Largo [m]	Armadura
1	1.2 + 0.4	φ 8 @ 20
2	1.2 + 0.4	φ 8 @ 17,5
3	2.5	φ 8 @ 20

### 8.5 Diseño con fibras

En esta sección se realizará el diseño de los muros con fibras. El resto de la vivienda se mantendrá igual al diseño tradicional. Sin embargo, se hará una pequeña propuesta que incluye la misma dosificación de fibras en losas que en muros, lo que reduce la cuantía convencional.

#### 8.5.1 Muro con fibras del primer y segundo piso en el eje E.

Se usará un muro de espesor 11 cm.

##### 8.5.1.1 Diseño al corte

Para el diseño al corte, se utilizará un factor  $\lambda = 0,6$ . La resistencia del HRF al corte sin estribos es la siguiente (Sección 7.3):

$$\tau_{fib} = 0,504 \text{ MPa}$$

Con ello, la resistencia nominal se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_n = \tau_{fib} \cdot b \cdot d = 0,504 \text{ MPa} \cdot 11 \text{ cm} \cdot 0,8 \cdot 852 \text{ cm} \cdot 0,010197 = 38,53 \text{ tonf}$$

Por otro lado, la sollicitación en el muro en el primer piso es la siguiente:

$$V_u = 19,04 \text{ tonf}$$

Se debe verificar que

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$0,6 \cdot 38,53 = 23,12 \text{ tonf} > 19,04 \text{ tonf} \text{ Si cumple}$$

En el segundo piso, la sollicitación es menor:

$$V_u = 14,13 \text{ tonf}$$

Por lo tanto, el diseño es adecuado.

#### 8.5.1.2 Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión, se utilizará un factor  $\phi = 0,9$ .

Con respecto al análisis de flexión fuera del plano, para el muro del Eje E, se tiene la siguiente distribución de esfuerzos:

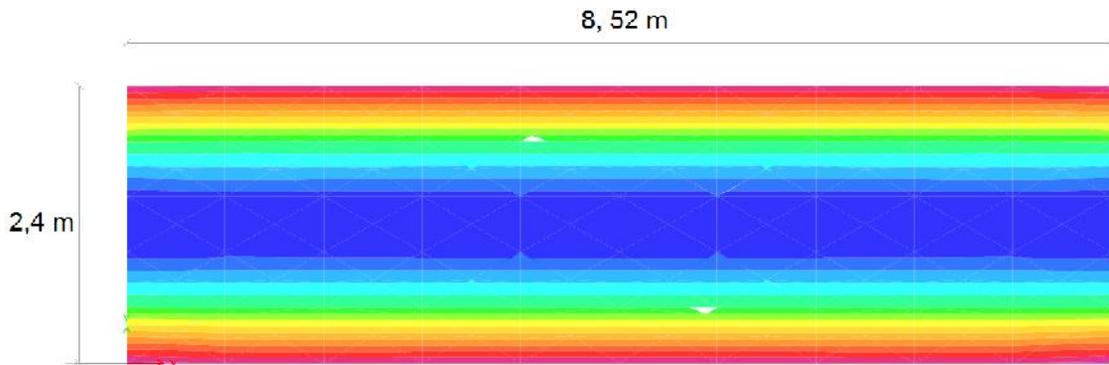


Figura 8-8: Distribución de Esfuerzos en el muro fuera del plano.

Los esfuerzos en el muro son los siguientes:

$$M_u(+) = 0,16 \text{ ton} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Usando la sección 7.4, se tiene que la resistencia a flexión para un muro de 10 cm de HRF es:

$$M_n = 0,17 \text{ ton} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Se propone agrandar el espesor de los muros a un espesor de 11 cm, con ello se tiene que la resistencia a flexión de los muros será:

$$M_n = 0,21 \text{ ton} \frac{m}{m}$$

$$0,9 \cdot 0,21 = 0,19 \text{ ton} \frac{m}{m} > M_u(+)$$

Se utilizará 1 10 como armadura de borde y 1 12 como armadura de coronamiento, lo mismo que para la vivienda de hormigón armado tradicional.

#### 8.5.1.3 Deslizamiento en la Base

La armadura a considerar serán “espárragos” en la base según lo calculado en la sección 7.5,  $1 \phi 8$  cada 20 centímetros de distancia en la base del muro.

#### 8.5.1.4 Resumen

Los muros reforzados con fibras quedarán de la siguiente forma:

- El espesor del muro es de 11 cm.
- Armadura de fricción:
  - Espárragos 8 cada 20 centímetros y que sobresalen 80 cm por sobre la fundación (Traslapo 50 diámetros).
  - Arranques de 80 cm de largo en el centro de la losa del primer piso (Traslapo 40 cm).
- Armadura de borde es 1 10.
- La armadura de coronamiento es de  $1 \phi 12$ .

A continuación se puede observar el muro del eje E con todas las consideraciones anteriores en un esquema. Cabe destacar que la armadura de fricción va a lo largo de todo el muro.

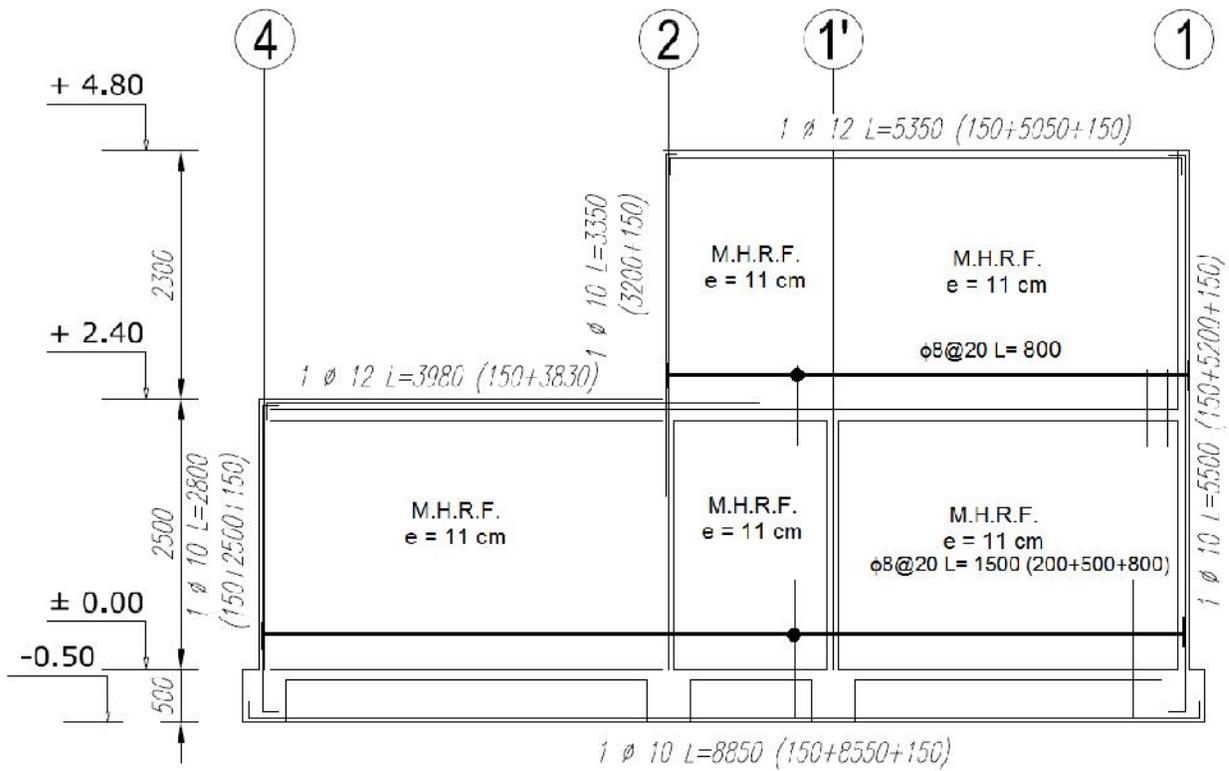


Figura 8-9: Muro eje E con fibras.

### 8.5.2 Diseño de Losa con Fibras.

Si se consideran los esfuerzos máximos positivos y negativos en todas las losas, utilizando las recomendaciones de Rilem del año 2003 [13], se puede proponer una combinación de fibras y barras que toma de forma adecuada el momento tanto positivo como negativo.

Tal como se obtuvo en la sección anterior, la capacidad a flexión de una sección de HRF con cualquier tipo de fibras es la siguiente:

$$M_n = 0,17 \text{ ton} \frac{m}{m}$$

Los momentos positivo y negativo máximos son los siguientes:

$$M_x(+) = 0,45 \frac{\text{tonf} m}{m} = M_{2d}$$

$$M_y(-) = 0,89 \frac{\text{tonf} m}{m} = M_u$$

Se puede apreciar que las fibras pueden tomar una fracción del momento, pudiendo disminuir la cuantía de acero en el paño de la losa.

Para que la resistencia a flexión dada las fibras sea aún mayor, se considerará una losa de espesor 12 cm, a diferencia de la losa de 10 cm del modelo con armadura convencional.

A partir de lo anterior, la resistencia nominal a flexión de una losa de 12 cm con fibras es la siguiente:

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 0,24 \text{ ton} \frac{m}{m} = 0,22 \text{ ton} \frac{m}{m}$$

Con estas consideraciones, el diseño queda de la siguiente forma:

i) Momento positivo:

Se puede utilizar malla con barras  $\phi 8 @ 30$  y fibras, con esto se obtiene un momento:

$$\phi M_n = 0,75 \frac{\text{tonf} \cdot m}{m} \geq M_u(+)$$

Es importante considerar que esta distribución de barras se usará sólo en el centro del paño de la losa, tal como se puede apreciar en la figura 8-10.

Haciendo un análisis y viendo las zonas de la losa que tienen un momento inferior a  $0,22 \text{ ton} \frac{m}{m}$ , se considerará que las fibras tomarán el momento en aquella zona y no que no se requieren barras. Esto se puede apreciar en la siguiente figura:

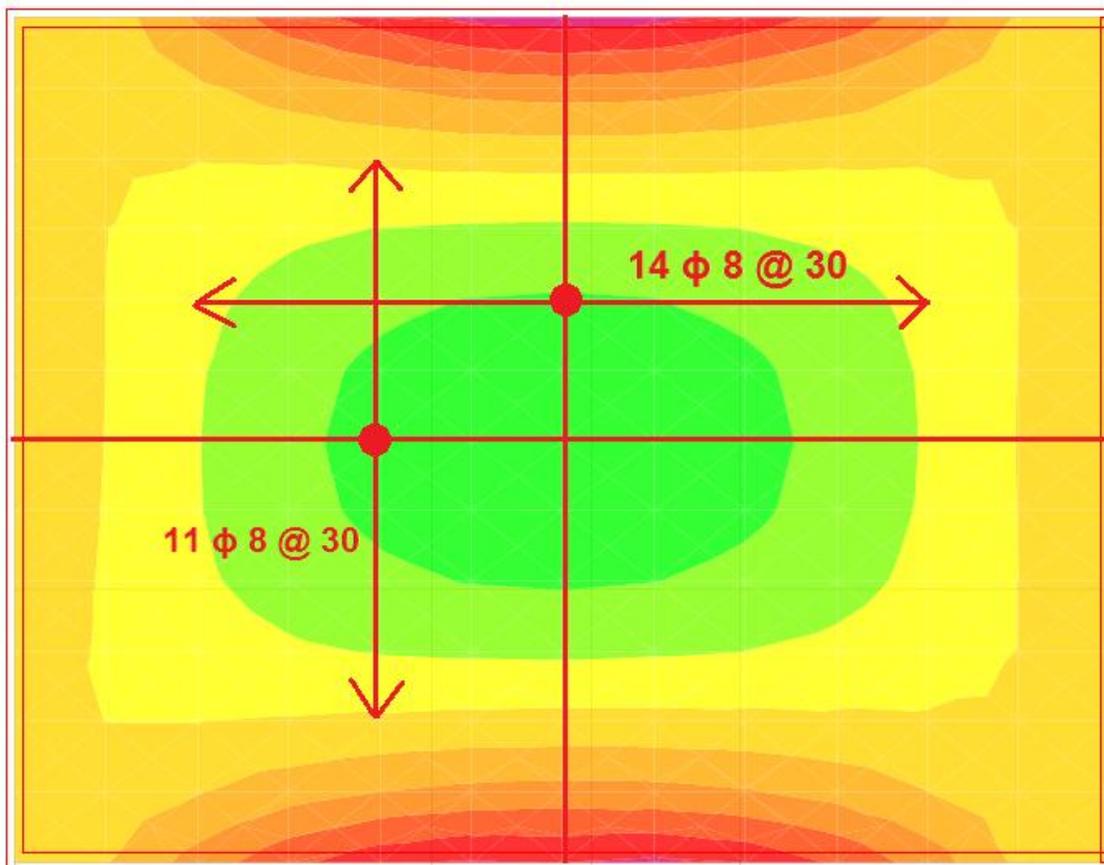


Figura 8-10: Armadura Momento Positivo en x y en y.



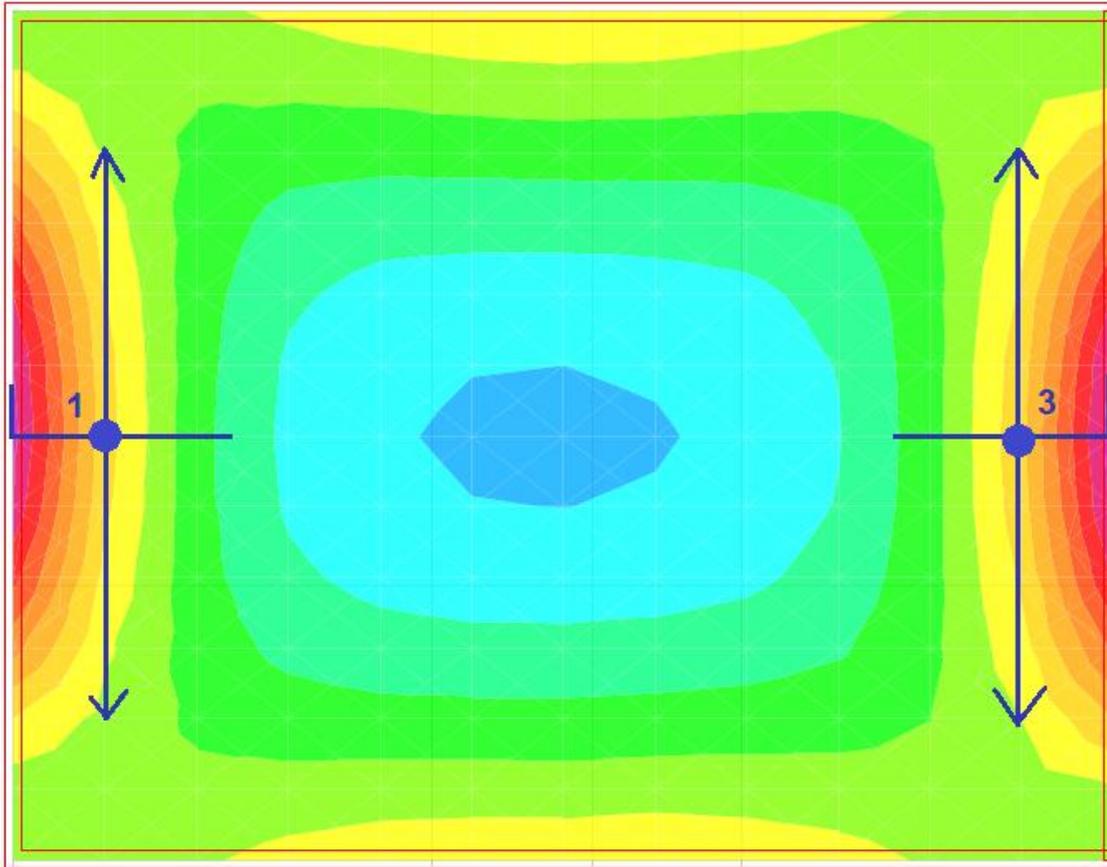


Figura 8-12: Armadura Negativa en X.

A continuación se presentan todas las armaduras consideradas en el diseño:

Tabla 8-8: Diseño Losa con Fibras

	Largo [m]	Armadura
1	1.2 + 0.4	$\phi$ 8 @ 25
2	1.2 + 0.4	$\phi$ 8 @ 20
3	2.5	$\phi$ 8 @ 25

## 9 COMPARACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA

### 9.1 Introducción

En este capítulo se realiza un análisis comparativo con respecto a la construcción de viviendas de HRF y de hormigón armado convencional.

En primer lugar, se realiza un análisis cualitativo de ambos materiales (modo de falla y comportamiento frente a un evento sísmico) y de las diferencias constructivas que tienen ambas soluciones.

Posteriormente, se hace una comparación de los costos de las dos viviendas (considerando diferentes tipos de fibras y sus respectivos precios unitarios).

### 9.2 Análisis cualitativo de las diferencias técnicas

#### 9.2.1 Comportamiento y Patrones de Fisuración

A partir de los resultados de los ensayos descritos en los capítulos 3 y 4, se puede predecir el comportamiento de elementos de HRF:

- Frente a un evento sísmico, la fisuración puede aparecer mediante fallas por flexión en los elementos de borde en muros. Esto se puede apreciar en la siguiente figura:

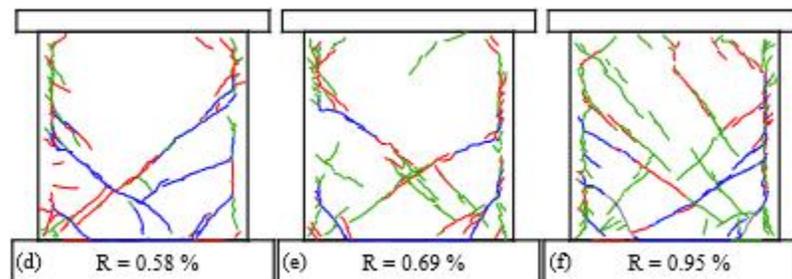


Figura 9-1: Fisuración en Muros con fibras Dramix RC 80-60 [23].

- En general, a medida que la dosis de fibras aumenta, se presentarán menos fisuras diagonales de mayor ancho.
- Cuando los muros se encuentran reforzados con armadura convencional (barras y mallas), se consigue una mejor distribución de las fisuras.
- Los muros presentarán en ambas soluciones un agrietamiento diagonal. La falla es repentina y ocurre debido a la apertura brusca de una o dos fisuras diagonales de mayor tamaño. Esta apertura de las grietas se debe al arrancamiento de las fibras a lo largo de las fisuras en el caso de los muros de HRF.
- En el caso de fibras de acero, no se observará falla por parte de las fibras, el comportamiento de este material está controlado por el estiramiento de los ganchos que las fibras presentan en sus extremos.



*Figura 9-2: Modo de Falla en muros de HRF [23].*

### 9.2.2 Constructabilidad: Juntas de Hormigonado y Continuidad

Con respecto al método constructivo, se pueden apreciar grandes diferencias. En el caso de la vivienda de hormigón reforzado con fibras, esta no presentará armadura en el alma de los muros, lo que simplifica bastante la colocación de fierro. Se debe tener en consideración que estos elementos poseen barras en la unión con fundaciones, pero que son de fácil colocación y van en la etapa previa al hormigonado de los muros. También se tendrán barras en la unión del muro del primer y segundo piso a la altura de la losa del primer piso.

El uso de barras en la unión fundación-muros será de gran utilidad para que no ocurra un deslizamiento entre la fundación y estructura. Con ello, la junta de hormigonado no presentará ningún problema a la hora de ejecutarse en obra y su comportamiento estará controlado por las barras que se presentan como un refuerzo por fricción.

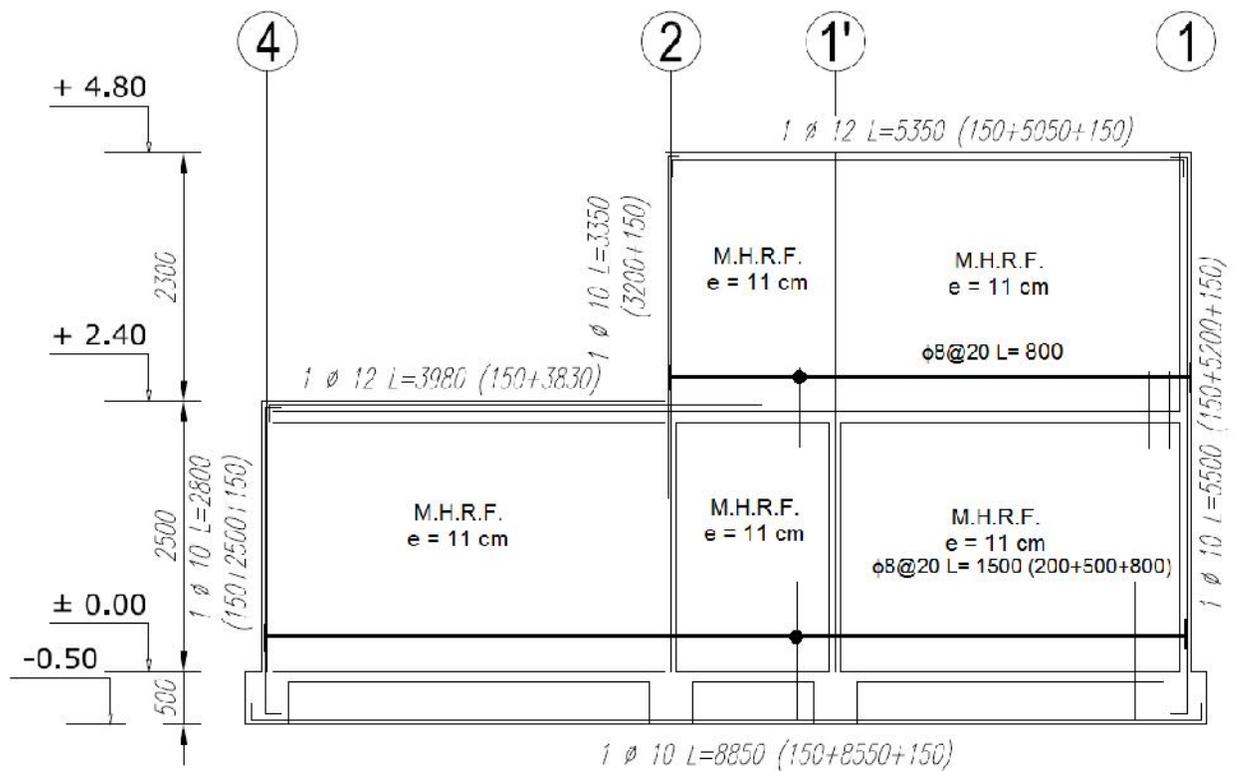


Figura 9-3: Barras en unión muro-fundación.

Con respecto al armado de losas, las fibras aportan al elemento en la resistencia a flexión. Sin embargo, este aporte no es necesario para soportar los momentos flectores en todas las losas. Es por este motivo que se requiere una combinación de barras y fibras en el diseño de losas de HRF. Constructivamente también se tiene un proceso más rápido debido a que se debe colocar menos fierro en la losa del primer piso.

### 9.3 Costo de Materiales

A continuación, se presentan los costos unitarios y totales de los materiales empleados en ambas soluciones: Vivienda de hormigón armado convencionalmente y vivienda de HRF. Esto se realizó sólo para el muro diseñado y para la losa del primer piso:

Tabla 9-1: Costo de Materiales y Mano de Obra.

Obra Gruesa	Material	Unidad	Cantidad Dis TRAD	Cant dis HRF	Valor Unitario [UF]	Vivienda Tradicional [UF]	Vivienda de HRFPP [UF]	Vivienda de HRFV [UF]	Vivienda de HRFA [UF]	
Muros	Hormigón	m2	33,290	33,290	0,456	15,180	15,180	15,180	15,180	
	Acero A63-42H	kg	15,466	35,640	0,021	0,325	0,748	0,748	0,748	
	Malla ACMA	kg	117,174	-	0,016	1,875	-	-	-	
	Fibra BC48	kg	-	16,479	0,138	-	2,274	-	-	
	Fibra AntiCrak	kg	-	73,240	0,088	-	-	6,445	-	
	Fibra Dramix 3D	kg	-	73,240	0,070	-	-	-	5,127	
Subtotal						17,380	18,203	22,374	21,055	
Losas	Hormigón	m2	29,630	29,630	0,456	13,511	13,511	13,511	13,511	
	Acero A63-42H	kg	261,833	157,140	0,021	5,498	3,300	3,300	3,300	
	Fibra BC48	kg	-	16,003	0,138	-	2,208	-	-	
	Fibra AntiCrak	kg	-	71,112	0,088	-	-	6,258	-	
	Fibra Dramix 3D	kg	-	71,112	0,070	-	-	-	4,978	
Subtotal						19,010	19,020	23,069	21,789	
Total Materiales						36,390	37,222	45,443	42,845	
Mano de Obra	Colocación Acero	kg	277,299	192,780	0,011	3,050	2,121	2,121	2,121	
						Total	39,440	39,343	47,563	44,965
						%	100,000	99,754	120,597	114,009

Si se considera el costo de toda la vivienda (se toma en cuenta el costo de los moldajes, las vigas y cimentación de las viviendas, el análisis económico sería el siguiente:

A partir de la evaluación de costos de viviendas hecha por Carrillo el año 2014 [49] y contrastando con información actual de construcción en Chile, se consideró lo siguiente:

- Preliminares (Localización, Replanteo, etc): 12%.
- Cimentación (Excavación, Fundaciones, Moldajes, etc): 35%
- Obra gruesa (Cubicación de toda la vivienda: Acero, Hormigón, Moldaje): 51%.
  - Se consideró el moldaje como un 25% de este ítem.
- Elementos no Estructurales (Escalera, etc): 2%.

*Tabla 9-2: Costo de Venta Vivienda considerando el estudio de evaluación de costos de viviendas de Carrillo [48].*

	Vivienda Tradicional [UF]	Vivienda de HRFPP [UF]	Vivienda de HRFV [UF]	Vivienda de HRFA [UF]
<b>Moldaje</b>	23,12	23,12	23,12	23,12
<b>Acero + Hormigón (Incluye colocación)</b>	123,12	122,88	143,72	137,13
<b>Preliminares</b>	27,17	27,17	27,17	27,17
<b>Cimentación</b>	84,49	84,49	84,49	84,49
<b>Elementos no Estructurales</b>	4,83	4,83	4,83	4,83
<b>Costo de Obra Gruesa</b>	239,61	239,37	260,21	253,62
<b>%</b>	100,000	99,89	108,59	105,85

## 10 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

En este trabajo de título se realiza una propuesta para el uso de fibras como reemplazo parcial de barras y mallas de acero en losas y muros de viviendas de hormigón, lo anterior con el fin de proponer una vivienda más industrializada y una solución en la cual la construcción pueda ser mucho más rápida al poseer una menor cuantía de acero.

Las viviendas de hormigón armado se caracterizan por tener demandas relativamente bajas en cuanto a esfuerzos y desplazamientos, por lo que el refuerzo de los muros queda controlado por las cuantías mínimas, mientras que en el caso de losas, la armadura para momento positivo también queda determinada en general por cuantías mínimas, situación que permite considerar el uso de fibras en cuantías reducidas como reemplazo parcial de la armadura convencional.

A partir de un análisis de las diferentes investigaciones disponibles sobre el tema se concluye que si es posible reemplazar armadura convencional por fibras dado el aporte mecánico que estas le entregan al hormigón, tanto en resistencia como en capacidad de deformación.

En el presente trabajo se propone un criterio para determinar la cuantía mínima de fibras necesaria para garantizar una capacidad de deformación y disipación de energía equivalente a la de un muro de hormigón armado con refuerzo convencional cuando se reemplaza la armadura distribuida del muro por fibras, en estos elementos no se considera un aporte de las fibras a la resistencia al corte o flexión de los muros

En el caso de las losas, se propone disminuir la cuantía de acero mediante una combinación de fibras con barras de acero, donde el aporte de las fibras a la capacidad de flexión se reconoce explícitamente.

Desde el punto de vista de la construcción de este tipo de viviendas se dan recomendaciones para garantizar la continuidad de los diferentes elementos y evitar que se produzcan fallas en las zonas en las cuales por razones constructivas se pierde la continuidad del HRF.

El trabajo culmina con el diseño de un prototipo de vivienda de hormigón armado que presenta el reemplazo parcial de armadura por fibras (metálicas y sintéticas). Los elementos que presentan este reemplazo son los muros y las losas .

La cuantía mínima de fibras propuesta es aquella requerida para tener una resistencia residual a tracción equivalente a la proporcionada por la armadura mínima convencional. Adicionalmente, se considera la aplicación de los criterios establecidos por la normativa europea para la certificación de fibras con grado estructural.

Lo anterior se puede resumir en los siguientes criterios:

1. Si el hormigón reforzado con fibras presenta endurecimiento por tracción en el ensayo de vigas EN 14651 [14], se debe verificar que:  $f_{R2k} \geq 0,84$  MPa.

2. Si el material no presenta endurecimiento por tracción, es decir, que a medida que aumenta el ancho de fisura el material pierde resistencia, se debe verificar que:  $f_{R1k} \geq 1,87$  MPa.
3. Para cumplir con certificación CE, el material debe presentar una resistencia  $f_{R1k} \geq 1,5$  MPa y  $f_{R4k} \geq 1,0$  MPa.

Estos criterios y el requisito CE para uso estructural se verificaron para 3 tipos de fibras de diferentes materiales: acero, polipropileno y vidrio. A partir de información proporcionada por los fabricantes se determinó que las dosis de fibras indicadas en la tabla 10.1 permiten cumplir con los requisitos establecidos. En el caso de las fibras metálicas vale la pena destacar que los requisitos se cumplen de manera holgada, lo que abre espacio para considerar dosis menores.

Tabla 10-1: Cuantía mínima de fibras.

Tipo de Fibra	Polipropileno (Barchip 48)	Vidrio (AntiCrak)	Acero (Dramix 5D)
Cuantía (kg/m <sup>3</sup> )	4,5	20	20

El ahorro de materiales, en el caso de las losas, se estimó en un 40% de barras y mallas mientras que en el caso de muros este ahorro fue de un 70%.

Si se utiliza la misma cuadrilla para la construcción de hormigón armado convencional que para la construcción de la vivienda con HRF, esto permitiría aumentar la velocidad de construcción al tener que colocar menos armadura.

Dado lo anterior, se estimó un ahorro de tiempo de aproximadamente un 52% con respecto a la colocación de armadura de acero.

Desde el punto de vista económico, se puede apreciar en la tabla 10.2 que las viviendas con fibras presentan un costo de materiales similar a la solución convencional. Se consideró lo siguiente: preliminares (localización, replanteo, etc), cimentación (excavación, fundaciones, etc), obra gruesa (acero, hormigón, moldaje) y elementos no estructurales (escalera, etc):

Tabla 10-2: Costo Total de las diferentes soluciones.

	Vivienda Tradicional [UF]	Vivienda de HRFPP [UF]	Vivienda de HRFV [UF]	Vivienda de HRFA [UF]
<b>Hormigón y Acero (Incluye colocación)</b>	123,12 (100%)	122,88 (99,8%)	143,72 (116,6%)	137,13 (111,4%)
<b>Costo Total Obra Gruesa</b>	239,61	239,37	260,21	253,62
<b>Costo UF/m<sup>2</sup></b>	3,07	3,07	3,34	3,25
<b>%</b>	100,00	99,89	108,59	105,85

Con respecto al costo de materiales de la vivienda, se tiene un costo mayor en las soluciones con fibras que en la solución convencional. De las viviendas con fibras, la solución más económica es la vivienda reforzada con fibras de polipropileno. Esto se debe principalmente a que la dosificación de fibras de este material es menor dada la gran capacidad que se puede obtener en el ensayo EN 14651 [24] con dosis pequeñas de esta fibra, además de presentar un costo unitario bajo. Sin embargo, es necesario tener presente que en el caso de la fibra de acero la dosificación considerada excede fuertemente los requisitos establecidos, por lo que existe un espacio para reducir su costo.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Julián Carrillo, Sergio M. Alcocer, 2011, “Comportamiento a cortante de muros de concreto para vivienda”, Universidad Nacional Autónoma de México.
2. Hannant D., 1978, “Fibre Cements and fibre Contents”, Ed John Willey Y Sons, Ltd, Chinchester.
3. ACI 544.3R-08, 2008. “Guide for Specifying, Proportioning, and Production of Fiber – Reinforced Concrete”, Farmington Hills, Michigan, USA.
4. ASTM C 1116, 1997, “Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete”, 100 Barr Harbor Drive, West Conchocken, Philadelphia, USA.
5. ASTM A820, 2006, “Standard Specification for Steel Fiber – Reinforced Concrete”, 100 Barr Harbor Drive, West Conchocken, Philadelphia, USA.
6. ACI 544.1R-96, 2009. “Report on Fiber Reinforced Concrete”, Farmington Hills, Michigan, USA.
7. Toledo J. C. y Graindorge V., 1993, “Propiedades del hormigón reforzado con fibras de polipropileno”, Memoria para optar al título de Constructor Civil, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
8. ACI 544.4R-88, 2009. “Design Considerations for Steel Reinforced Concrete”, Farmington Hills, Michigan, USA.
9. Shah, S.P.; Stroeven, P.; Dalhuisen, D.; and Van Stekelenburg, P., 1978, “Complete Stress – Strain Curves for Steel Fiber Reinforced Concrete in Uniaxial Tension and compression”, Testing and test methods of fibre cement composites, RILEM Symposium 1978, Construction Press, Lancaster, pp. 399-408.
10. ASTM C496, 2011, “Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens”, 100 Barr Harbor Drive, West Conchocken, Philadelphia, USA.
11. Aguado A. Mari A y Molins C., 2005, Estudio de viabilidad del ensayo de Barcelona, Zaragoza.
12. M. di Prisco, M. G. L. Lamperti & S. Lapolla., 2010, “Double-edge wedge splitting test: preliminary results”, Department of Structural Engineering, Politecnico di Milan, Italy.
13. RILEM TC 162-TDF, 2003, “Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete”: Final Recommendation, - Method, Material and Structures, Vol. 36,
14. EN 14651, 2005. “Test methods for metallic fibered concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)”, European committee for standardization (CEN), Avenue Marnix 17 B1000, Brussels.
15. ASTM C1018, 1997, “Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete”, 100 Barr Harbor Drive, West Conchocken, Philadelphia, USA.
16. Andrew Ridout, 2007, “Macro synthetic fibres replace steel fabric in Chilean housing”, Elasto Plastic Concrete, Valparaíso, Chile.
17. R.S Londhe, 2010, “Experimental investigation on shear strength of SFRC beams reinforced with longitudinal tension steel rebars”, Applied Mechanics, Government College of Engineering, Aurangabad, MS India.
18. David Carnovale and Frank J. Vecchio, 2013. “Effect of Fiber Material and Loading History on Shear Behavior of Fiber-Reinforced concrete”, ACI Structural Journal, Farmington Hills, Michigan, USA.

19. IS 516, 1959 – Reaffirmed 2004, “Methods of Test for Strength of Concrete”, Bureau of Indian Standards, Bureau of Indian Standards, Manak Bhavan, New Delhi.
20. Rosenbusch, J. and Teutsch, M., 2003, “Shear Design with - Method”, Proceedings of the RILEM TC 162-TDF Workshop: Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete- Background and Experiences, Bochum, Germany.
21. Susetyo, J., 2009, “Fibre Reinforced for Shrinkkage Crack Control in Prestressed, Precast Segmental Bridges,” PhD dissertation, Univertisty of Toronto, Toronto, Canada.
22. Parra-Montesinos, 2006, G.J., “Shear Strength of Beams with Deformed Steel fibres,” Concrete International, V.28,No. 11.
23. J. Carrillo, S. Alcocer, J. Pincheira, 2012, “Shaking Table Tests of Steel Fibre Reinforced Concrete Walls for Housing”, 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 15WCEE, Lisboa, Portugal.
24. ACI 318, 2011, “Building Code Requirements for Structural Concrete”, Farmington Hills, Michigan, USA.
25. ASTM C1609, 2012, “Standard Test Method for flexural performance or Fiber – Reinforced Concrete (Using Beam with third – point loading), 100 Barr Harbor Drive, West Conchocken, Philadelphia, USA.
26. Henager, Charles H., and Doherty, Terrence J., Jan. 1976, Analysis of Reinforced Fibrous Concrete Beams,” Proceedings, ASCE, V 12, ST-I, pp. 177-188.
27. *fib*: Model Code for Concrete Structures 2010, 2013, fib fédération internationale du béton.
28. Coccia, Simona; Meda, Alberto; Rinaldi, Zila, 2015, “On shear verification according to the fib Model Code 210 in FRC elements without traditional reinforcement”, University of Rome.
29. Yoon-Keun Kwak, Marc O. Eberhard, Woo-Suk Kim, Jubum Kim, 2002, “ Shear Strength of Steel fiber – Reinforced concrete beams without Stirrups”, ACI Structural Journal, Farmington Hills, Michigan, USA.
30. Sharma, A. K., 1986, “Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams, “ACI Journal, Proceedings V.83, No. 4, pp. 624-628.
31. Narayanan, R., and Darwish, I.Y.S., 1987, “Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement,” ACI Structural Journal, V. 84, No 3, pp. 216-227.
32. Ashour, S. A.; Hasanain, G. S.; and Wafa, F. F., 1992, “Shear Behaviour of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams,” ACI Structural Journal, V. 89, No. 2, pp. 176-184.
33. Minelli, F., Plizzari, G.A., “Steel Fibers as Shear Reinforcement for Beams”, Proceedings of The Second Fib Congress, Naples, Italy, June 2006.
34. Vandewalle L., “Recommendation of Rilem TC162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: - design method (final recommendation)”, Materials and Structures Vol. 36, 560-567.
35. Minelli, F., “Plain and Fiber Reinforced Concrete Beams under Shear Loading: Structural Behavior and Design Aspects”, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Brescia, February 2005, pp: 430.
36. Belarbi, A., and Hsu, Thomas T. C., “Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete,” ACI Structural Journal, V. 91, No. 4, July-Aug. 1994.

37. UNE-EN 14889-1 Fibres for Concrete, 2008, European committee for standardization (CEN), Avenue Marnix 17 B1000, Brussels.
38. Anejo 14, EHE-08, 2008, "Instrucción de Hormigón Estructural", Ministerio de Fomento, Gobierno de España.
39. NCh 433 Of1996 : Diseño Sísmico de Edificios, Modificada en 2012, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
40. Carrillo, J, 2010, "Evaluación del comportamiento al cortante de muros de concreto para vivienda por medio de ensayos dinámicos", Tesis de Doctorado, Universidad Nacional Autónoma de México, 475 pp.
41. Flores, L, S Alcocer, J Carrillo, A Sánchez, R Uribe y A Ponce, 2007, "Ensayo de muros de concreto con diferente relación de aspecto y bajas cuantías de refuerzo, para uso en vivienda", XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa-Zihuatanejo, Guerrero, México, Tema XI, Artículo 2. Ghobarah.
42. EN 1992-1-1 (2004) (English): Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, European committee for standardization (CEN), Avenue Marnix 17 B1000, Brussels.
43. Oscar Ogaz, Maximiliano Astroza, Guillermo Sierra, 2005, "Ensayo de muros de albañilería estructural construidos con bloques de hormigón y cuantía reducida de refuerzos", IDIEM, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas Universidad de Chile, Santiago, Chile.
44. Decreto N°60 MINVU, 2011, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
45. Decreto N°61 MINVU, 2011, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
46. NCh1537Of.09: Cargas Permanentes y Sobrecargas de uso, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
47. NCh3171Of.10: Combinaciones de Cargas, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
48. Carrillo, J, 2014, "Evaluación de los costos de construcción de sistemas estructurales para viviendas de baja altura y de interés social", Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá, Colombia.