

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL

FACULTAD REGIONAL CONCEPCIÓN DEL URUGUAY



ESTUDIO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL
DEL COMPORTAMIENTO
MECÁNICO-ESTRUCTURAL DE TUBOS
DE HORMIGÓN REFORZADO CON
FIBRAS DE ACERO

TESIS PRESENTADA POR

ING. FACUNDO LUIS FERRADO

COMO REQUERIMIENTO PARCIAL PARA CUMPLIMENTAR LA CARRERA DE

DOCTORADO EN INGENIERÍA - MENCIÓN MATERIALES

DIRIGIDA POR

DR. MARIO RAÚL ESCALANTE Y DRA. VIVIANA CAROLINA ROUGIER

2024

Agradecimientos

Mis mas profundos agradecimientos:

En primer lugar, a mis directores el Dr. Mario Escalante y la Dra. Viviana Rougier por haberme acompañado en cada paso dado a lo largo de este trabajo. Les agradezco su infinita dedicación, generosidad y paciencia.

A mis compañeros de trabajo Miqueas Denardi, Omar Faure, Federico Gonzalez y Facundo Retamal por su desinteresada colaboración, predisposición y amistad.

Al personal de COINAR S.R.L cuyo aporte fue vital y necesario para el desarrollo de las campañas experimentales.

Al personal del Laboratorio de Ingeniería Civil de la Facultad Regional Concepción del Uruguay por su participación durante la etapa de caracterización de materiales.

A la Universidad Tecnológica Nacional por haberme brindado los medios económicos para llevar a cabo el posgrado.

A mis seres queridos, en especial a mis padres, por brindarme sus fuerzas y aliento.

Índice general

Agradecimientos	2
Resumen	18
Abstract	21
1. INTRODUCCIÓN	23
1.1. Descripción del problema	23
1.2. Objetivos de la Tesis	24
1.3. Estructura del trabajo de Tesis	25
2. ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO	27
2.1. El hormigón reforzado con fibras de acero: orígenes	27
2.2. El hormigón reforzado con fibras: perspectiva general	28
2.3. Características de los componentes	30
2.3.1. Cemento	31
2.3.2. Áridos	31
2.3.3. Aditivos	32
2.3.4. Adiciones	32
2.4. Las fibras de acero	33
2.5. Elaboración del HRFA	37
2.5.1. Amasado	37
2.5.2. Vibrado y curado	38
2.6. Características mecánicas del HRFA	39
2.6.1. Resistencia a la tracción	39
2.6.2. Resistencia a la compresión	42
2.6.3. Resistencia a la flexión	43
2.6.4. Resistencia al corte	44
2.6.5. Durabilidad	45
2.6.6. Trabajabilidad	46
2.6.7. Cargas cíclicas y fatiga	47
2.7. Consideraciones de diseño de HRFA	48

2.8.	Los tubos de hormigón y el HRFA	49
2.8.1.	Antecedentes sobre el uso de HRFA en tubos	50
2.9.	Técnicas de modelado y modelos constitutivos para HRFA	51
2.9.1.	Macromodelos	51
2.9.2.	Mesomodelos	52
2.9.3.	Elementos representativos de volumen o RVE	54
3.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	57
3.1.	Materiales empleados	58
3.2.	Elaboración del hormigón	59
3.3.	Caracterización de las mezclas	59
3.3.1.	Compresión	61
3.3.2.	Flexión	63
3.3.3.	Energía de fractura	64
3.4.	Elaboración de tubos	65
3.5.	El ensayo de tres aristas	67
3.6.	Resultados experimentales	70
4.	MODELACIÓN NUMÉRICA DEL HRFA COMO MATERIAL HOMOGÉNEO	75
4.1.	Modelado del HRFA como material homogéneo equivalente utilizando teoría de mezclas	76
4.1.1.	Modelos de daño-plasticidad	76
4.1.2.	Simulación del ensayo de tres aristas	79
4.2.	Enfoque estocástico para evaluar la distribución y orientación de las fibras	81
4.2.1.	Distribución y orientación de las fibras en una región de tubo	83
4.2.2.	Distribución de las fibras	84
4.2.3.	Orientación de las fibras	86
4.2.4.	Resultados de la simulación numérica	86
4.3.	Modelado del HRFA como material homogéneo utilizando curvas uniaxiales para compresión y tracción	89
4.3.1.	Modelo de daño y plasticidad para hormigón	89
4.3.1.1.	Ángulo de dilatación	91
4.3.1.2.	Otros parámetros de plasticidad	92
4.3.2.	Modelado del comportamiento del HRFA	94
4.3.3.	Comportamiento a tracción y compresión del HRFA	95
4.3.4.	Modelado de los soportes de goma	97
4.3.5.	Modelo de elementos finitos tridimensional	98
4.3.6.	Resultados de la simulación numérica	100

5. MODELO BI FASE PARA EL ESTUDIO DE LA ORIENTACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE LAS FIBRAS	105
5.1. Concepto de modelado bi fase	106
5.1.1. Modelo de hormigón simple	107
5.1.1.1. Comportamiento a compresión del hormigón simple	107
5.1.1.2. Comportamiento a tracción del hormigón simple . .	109
5.1.2. Modelado del acero basado en el arrancamiento de fibras . . .	110
5.1.3. Distribución aleatoria de fibras	112
5.2. Modelo de elementos finitos	114
5.3. Estudio de sensibilidad de malla	117
5.4. Resultados numéricos	118
6. ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA DISTRIBUCIÓN Y ORIENTACIÓN DE LAS FIBRAS EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL TUBO	123
6.1. Método Monte Carlo	124
6.2. Simulaciones Monte Carlo	125
6.3. Estudio paramétrico	130
6.4. Estimación teórica de la capacidad de carga del tubo bajo el ensayo de tres aristas	134
7. CONCLUSIONES Y TRABAJO FUTURO	143
7.1. Conclusiones	144
7.1.1. Comportamiento del HRFA	144
7.1.2. Comportamiento de tubos de hormigón reforzado con barras .	145
7.1.3. Comportamiento de tubos de hormigón reforzado con fibras de acero	145
7.1.4. Capacidad de los modelos numéricos para representar el comportamiento de los tubos	146
7.2. Propuestas para trabajos futuros	147
A. ALGORITMO DE MUESTREO PARA LA GENERACIÓN DE LAS FIBRAS	149
A.1. Introducción	149
A.2. Descripción de la secuencia de instrucciones ejecutadas por el algoritmo	149
B. MODELOS CONSTITUTIVOS PARA HORMIGONES REFORZADOS CON FIBRAS	151
B.1. Introducción	151
B.2. Modelos constitutivos para compresión	152
B.2.1. Soroushian and Lee (1989)	152

B.2.2.	Elezdin and Balaguru (1992)	152
B.2.3.	Lok y Xiao (1999)	153
B.2.4.	Nataraja et. al. (1999)	155
B.2.5.	Mansur et. al (1999)	155
B.3.	Modelos constitutivos para tracción	156
B.3.1.	Meng et. al. (2006)	156
B.3.2.	Sujivorakul (2012)	156
B.3.3.	Lee et. al (2013)	157
B.3.4.	RILEM TC-162	159
B.4.	Modelos basados en pull-out	160
B.4.1.	Lin and Li (1991)	161
B.4.2.	Naaman et. al (1991)	161
B.4.3.	Alwan et. al. (1999)	162
B.4.4.	Chanvillard (1999)	163
B.4.5.	Zhan and Meschke (2014)	164
B.4.6.	Cunha et. al. (2010)	166
B.4.7.	Laranjeira et. al (2010)	167
B.4.8.	Fantilli y Vanilli (2007)	169

Bibliografía	171
---------------------	------------

Índice de figuras

2.1. Clasificación de fibras según su origen.	28
2.2. Esquema de la distribución de las fibras de acero dentro de la masa de hormigón.	29
2.3. Factores que influyen en las características mecánicas del HRFA. . . .	30
2.4. Efecto del tamaño de árido sobre la distribución de las fibras.	31
2.5. Secciones típicas de fibras de acero (Lofgren, 2005).	35
2.6. Formas geométricas más comunes (Lofgren, 2005).	35
2.7. Influencia de la cuantía de fibras sobre la consistencia (Moreno Almansa y Fernandez Canovas, 1997).	36
2.8. Curvas tensión-deflexión típicas para hormigón simple y hormigones reforzados con fibras (ACI 544.1R, 1996).	39
2.9. Influencia del contenido y esbeltez de fibras en la resistencia a la tracción (Johnston, 1974).	40
2.10. Configuración del ensayo a flexión según norma EN-14651	41
2.11. Curva típica carga-desplazamiento para hormigón fibrado.	42
2.12. Curvas tensión-deformación en compresión para HRFA (Johnston, 1974).	43
2.13. Curvas carga - apertura de fisura de vigas con entalla (Meda et al., 2012).	43
2.14. Influencia del contenido de fibras en la resistencia al corte de vigas sin armadura (Abbas y Khan, 2016).	44
2.15. Relación entre segundos VeBe y contenido de fibras para hormigones con distinto asentamiento inicial (Figueiredo y Ceccato, 2015).	47
2.16. Curvas carga-desplazamiento para tubos de hormigón reforzado con barras y HRFA con 20, 40 y 60 kg/m ³ de fibras (Mohamed et al., 2014).	50
2.17. Generación de fibras aleatoriamente distribuidas en un RVE. (a) Fibras sin cortar, (b) fibras cortadas por las caras del RVE, (c) ensamble de cuatro RVEs periódicos. (Berger et al., 2007)	55
3.1. Fibras de acero Wirand FF1.	58
3.2. Mezcladora de eje vertical.	59
3.3. Aspecto en estado fresco de la mezcla utilizada.	60
3.4. Máquina de ensayo universal Shimadzu UH-1000kNC.	60

3.5. Ensayo de compresión uniaxial.	62
3.6. Testigos cilíndricos obtenidos de tubos de HRFA	62
3.7. Ensayo de viga a flexión con entalla.	63
3.8. Curvas carga-desplazamiento de vigas prismáticas con entalla.	64
3.9. Proceso de llenado y vibrado de tubos.	66
3.10. Terminación superficial de tubos y acopio bajo ambiente techado.	67
3.11. Esquema de ensayo de tres aristas.	68
3.12. Montaje de tubo de HRFA en maquinaria de ensayo.	68
3.13. Ensayo de tres aristas. Izquierda: disposición de ensayo. Derecha: instrumental de medición.	69
3.14. Indicador de celda de carga para adquisición de datos.	69
3.15. Modo de falla a flexión de tubos de HRFA.	70
3.16. Arrancamiento de fibras en tubos de HRFA.	71
3.17. Modo de falla a flexión de tubos con armadura de barras.	72
3.18. Curvas carga-deformación obtenidas experimentalmente en tubos de HRFA sometidos al ensayo de tres aristas.	72
4.1. Malla de elementos finitos bidimensional.	79
4.2. Diagrama de distribución de tensiones normales σ_{xx} y σ_{yy}	80
4.3. Distribución aleatoria de fibras en un tubo de hormigón.	84
4.4. Distribución aleatoria de fibras en la sección media del tubo.	85
4.5. Distribución de fibras en la sección transversal.	85
4.6. Malla de elementos finitos y distribución de fibras: sección transversal.	86
4.7. Histogramas de carga para dosificaciones de a) 20 kg/m ³ y b) 40 kg/m ³	88
4.8. Diagrama de convergencia para dosificación de 40 kg/m ³ : media acu- mulada	88
4.9. Diagrama de convergencia para dosificación de 40 kg/m ³ : desviación estándar.	89
4.10. Respuesta del hormigón bajo cargas uniaxiales según modelo CDP: compresión.	90
4.11. Respuesta del hormigón bajo cargas uniaxiales según modelo CDP: tracción.	90
4.12. Influencia del cambio en el ángulo de dilatancia en la carga última.	91
4.13. Superficie de fluencia de Drucker-Prager. Izquierda: Vista isométrica. Derecha: Vista del plano desviador.	92
4.14. Superficie de fluencia en plano desviador según modelo CDP.	93
4.15. Curvas tensión-deformación en compresión para HRFA según modelo de Barros y Figueiras.	96
4.16. Curvas tensión-deformación en tracción para HRFA.	97

4.17. Modelo tridimensional de elementos finitos del ensayo de tres aristas.	98
4.18. Energía total del sistema durante la simulación del ensayo de tres aristas.	99
4.19. Energía cinética del sistema durante la simulación del ensayo de tres aristas.	99
4.20. Cociente entre energía total y energía cinética del sistema durante la simulación del ensayo de tres aristas.	100
4.21. Curvas carga-deformación numérica y experimentales para HRFA con 20 kg/m ³	101
4.22. Curvas carga-deformación numérica y experimentales para HRFA con 25 kg/m ³	101
4.23. Arriba: diagrama de distribución de tensiones principales máximas. Abajo: típicas fisuras de flexión.	103
5.1. Curva tensión-deformación en compresión para hormigón simple de acuerdo a FIB Model Code 2010.	108
5.2. Curva tensión-apertura de fisura en tracción para hormigón simple de acuerdo a FIB Model Code 2010.	109
5.3. Curva bilineal carga de arrancamiento-deslizamiento.	110
5.4. Porción plástica de curvas carga de arrancamiento-deslizamiento de fibras para distintas clases de hormigón.	112
5.5. Sistema coordinado para las fibras de acero.	112
5.6. Diagrama de flujo del algoritmo de muestreo propuesto.	113
5.7. Nube de fibras con orientación y distribución aleatoria.	114
5.8. Elemento barra embebido en un elemento huésped. Fuente: Abaqus Analysis User's Guide.	115
5.9. Distribución de las deformaciones a lo largo de la fibra usando restricción total (a) y restricción parcial (b). Fuente: Soetens y Matthys (2014)	116
5.10. Mallado de fibras para embebido parcial.	116
5.11. Mallado de fibras para embebido total.	117
5.12. Efecto del tamaño de malla sobre la carga última de tubos de HRFA predicha numéricamente (Dosaje de fibras: 20 kg/m ³).	117
5.13. Curvas carga-desplazamiento numéricas y experimentales.	119
5.14. Diagrama de distribución de tensiones máximas. Arriba: en base y corona. Abajo: en laterales.	121
5.15. Curvas carga-desplazamiento en tubos de HRFA obtenidas numéricamente.	121
6.1. Curvas de convergencia: valor medio.	126
6.2. Curvas de convergencia: desviación estándar.	126

6.3.	Histograma para la carga última P_{max}	126
6.4.	Función de densidad de probabilidad para la carga última P_{max}	127
6.5.	Nube de fibras con orientaciones ideales: tangenciales al radio del tubo.	127
6.6.	Nube de fibras con orientaciones ideales: radiales.	128
6.7.	Nube de fibras con orientaciones ideales: axiales.	128
6.8.	Esquema de fibras cosiendo una fisura.	129
6.9.	Tensiones principales máximas y deformaciones plásticas.	129
6.10.	Nube de fibras con fibras en dirección perpendicular al radio del tubo.	130
6.11.	Curvas tensión-deformación en compresión usadas en el modelo.	131
6.12.	Curvas uniaxiales tensión-desplazamiento en tracción.	131
6.13.	Cargas máximas para diferentes dosajes de fibra. (Clase de hormigón: C30. Tipo de fibra: FF1)	132
6.14.	Cargas máximas para diferentes clases de hormigón. (Tipo de fibra: FF1. Dosaje de fibras: 20 kg/m ³).	133
6.15.	Cargas máximas para fibras FF1, FF3 y FS3N. (Clase de hormigón: C30. Dosaje de fibras: 20 kg/m ³)	133
6.16.	Esquemización de formación de rótulas plásticas y mecanismo de falla de un tubo de sección circular sometido al ensayo de tres aristas.	135
6.17.	Esquema de distribución de tensiones en la pared de un tubo sometido al ensayo de tres aristas (Watkins y Anderson, 2000).	138
6.18.	Diagrama de bloques de tensión de una viga de hormigón fibrado sometida a flexión (Prudencio Jr. et al., 2006).	139
6.19.	Bloques de tensión para sección fisurada (Prudencio Jr. et al., 2006).	139
B.1.	Relación constitutiva tensión deformación en tracción y compresión propuesta por Lok y Xiao (1999)	154
B.2.	Modelo de tensión-deformación uniaxial a tracción para HRFA propuesto por Sujivorakul (2012).	157
B.3.	Diagrama tensión-deformación para HRFA propuesto por RILEM TC-162-TDF (2003).	159
B.4.	Relación inicial entre tensión de vínculo a corte y deslizamiento (Naaman et al., 1991).	162
B.5.	Relación tensión de vínculo a corte-deslizamiento (Naaman et al., 1991).	162
B.6.	Fuerzas y momentos actuantes en un elemento diferencial de fibra (Chanvillard, 1999).	163
B.7.	Diagrama de interacción curvatura-carga normal-momento flector (Chanvillard, 1999).	164
B.8.	Diagramas desplazamiento-cohesión (arriba) y desplazamiento-fricción (abajo) (Chanvillard, 1999).	165

B.9. Comportamiento al arrancamiento de fibras rectas (Zhan y Meschke, 2014).	166
B.10. Estados clave durante el proceso de arrancamiento en fibras con extremo de gancho (Zhan y Meschke, 2014).	167
B.11. Puntos clave para trazar la curva de respuesta al arrancamiento.	168
B.12. Relación tensión de vínculo-deslizamiento propuesta por Fantilli y Vallini (2007).	169

Índice de tablas

3.1. Composición de las mezclas.	58
3.2. Propiedades de las fibras de acero utilizadas.	58
3.3. Resistencia a compresión de las mezclas utilizadas.	61
3.4. Carga última a flexión de vigas prismática con entalla.	63
3.5. Valores de energía de fractura obtenidos a partir de vigas con entalla (Mezcla: HRFA20)	65
3.6. Detalles de armadura y requerimientos de resistencia según IRAM 11503.	65
3.7. Detalles de tubos fabricados.	67
3.8. Cargas últimas alcanzadas por tubos de 600 mm.	70
4.1. Características mecánicas de las mezclas utilizadas.	80
4.2. Características mecánicas del material elastómero	81
4.3. Cargas últimas según ensayos experimentales y modelo numérico. . .	81
4.4. Propiedades de las fibras de acero utilizadas.	87
4.5. Cargas de falla. (a) Mohamed et.al, (b) Modelo homogéneo, (c) Mode- lo estocástico.	89
4.6. Parámetros de plasticidad para modelo CDP.	94
4.7. Carga última y deformación para tubos de HRFA con 20 kg/m^3 de fibras.100	
4.8. Carga última y deformación para tubos de HRFA con 25 kg/m^3 de fibras.101	
5.1. Coeficiente de deformación pico para diferentes clases de hormigón. .	108
5.2. Valores de longitud embebida y tensión de vínculo fibra-matriz. . . .	111
5.3. Comparación entre cargas últimas promedio obtenidas numérica y experimentalmente.	120
5.4. Comparación entre cargas últimas promedio obtenidas numérica y experimentalmente utilizando resistencias obtenidas de testigos. . . .	120
5.5. Cargas últimas obtenidas experimentalmente por Mohamed et. al y numéricamente con el modelo propuesto para tubos de HRFA de 600 mm. y 450 mm.	122

6.1. Diferencia entre cargas últimas obtenidas en tubos con fibras con orientaciones ideales y tubos sin fibras. (Dosaje de fibras: 20 kg/m ³ . Clase de hormigón: C20.)	128
6.2. Valores adoptados para el modelado constitutivo del hormigón.	131
6.3. Valores medios y desviación estándar de las cargas últimas.	132
6.4. Propiedades geométricas de fibras Wirand.	133
6.5. Cargas últimas obtenidas numéricamente en tubos sin fibras y tubos con fibras FF1 (Dosaje de fibras: 20 kg/m ³).	134
6.6. Coeficientes de diseño para instalación tipo 4 según norma ASCE. . .	136
6.7. Valores de parámetros usados para calcular el momento de diseño. . .	140
6.8. Momentos nominales para secciones críticas.	141
6.9. Valores de cargas últimas promedio obtenidas de forma numérica, experimental y teórica.	141

Lista de Abreviaciones

AASHTO American Association of State Highway and Transportation Officials

ACHE Asociación Española de Ingeniería Estructural

ACI American Concrete Institute

ASCE American Society of Civil Engineers

ASTM American Society for Testing and Materials

CDP Concrete Damaged Plasticity

CMOD Crack Mouth Opening Displacement

EHE Instrucción Española del Hormigón Estructural

HRF Hormigón Reforzado con Fibras

HRFA Hormigón Reforzado con Fibras de Acero

JCI Japan Concrete Institute

JSCE Japan Society of Civil Engineers

PICD Plastic Crack Dynamic

Resumen

La utilización de tubos de sección circular es la opción más difundida en la actualidad para aplicaciones de drenajes urbanos. La consideración de las fibras de acero como material de refuerzo en tubos de hormigón, en sustitución completa o parcial de la tradicional armadura, podrían tener un impacto positivo en la optimización del producto. Este impacto positivo está relacionado con las propiedades mejoradas del hormigón reforzado con fibras (HRFA) en comparación con el hormigón tradicional reforzado con barras, entre las que se destacan un mejor comportamiento a tracción principalmente en estado posfisura junto con una mayor ductilidad y capacidad de deformación.

Las dificultades actuales respecto a su uso están asociadas principalmente a la necesidad de un mayor conocimiento del comportamiento del HRFA aplicado a este tipo de estructuras y también a la escasez de modelos numéricos capaces de predecir aproximadamente el desempeño de los tubos. En este trabajo se investiga el comportamiento mecánico-estructural de tubos de HRFA elaborado con materiales y sistemas de fabricación utilizados por nuestra industria.

Para ello, se plantea un modelo representativo de dos fases (hormigón-fibras) que considera la orientación y distribución aleatoria de las fibras dentro de la masa de hormigón y la influencia de dichas variables en la capacidad resistente del tubo. El modelo así propuesto tiene en cuenta también la proporción y geometría de la fibra. Para el hormigón se utiliza un modelo constitutivo desarrollado por el FIB MODEL CODE 2010 mientras que para las fibras se utiliza un modelo de material que tiene en cuenta el fenómeno de arrancamiento de manera macroscópica.

El modelo numérico desarrollado es implementado en un programa de elementos finitos, el cual reproduce el comportamiento mecánico de tubos de HRFA al someterlos a un ensayo de compresión diametral normalizado.

Se llevó a cabo a su vez una campaña experimental a escala real y los resultados obtenidos son comparados entre sí. Finalmente se realizó una estimación teórica de los resultados obtenidos numérica y experimentalmente.

La metodología propuesta permite analizar la influencia de la orientación y distribución de las fibras en la capacidad resistente del tubo. Del estudio numérico se concluye que dichas variables tienen una influencia significativa en el comportamiento

de los tubos estudiados aquí.

Por su parte, de la campaña experimental se puede concluir que las fibras pueden utilizarse, en dosis adecuadas, como reemplazo de la armadura tradicional y que su utilización modifica tanto la capacidad de carga como el modo de falla en tubos.

Palabras clave: tubos de hormigón, HRFA, método de elementos finitos, análisis estocástico, modelado discreto.

Abstract

The use of circular section pipes is currently the most widespread option for urban drainage applications. The consideration of steel fibers as reinforcement in concrete pipes, in complete or partial replacement of the traditional steel bars, could have a positive impact in the optimization of the product. This positive impact is related with the improved properties of steel fiber reinforced concrete (SFRC) compared with traditional bar reinforced concrete, among which, a better tensile behaviour in post-crack regime together with a greater ductility and deformation capacity are highlighted.

The current drawbacks about its use are mainly associated with the needing of a better knowledge of the mechanical behaviour of SFRC applied to this type of structures and also the lack of numerical models capable of predicting the mechanical behaviour of pipes. In this work, the mechanical-structural behaviour of SFRC pipes manufactured with materials and fabrication processes used by our industry is investigated.

To do this, a two phase representative model (concrete-fibers), which considers the random orientation and distribution of the fibers in the concrete mass and the influence of such variables in the bearing capacity of pipes, is proposed. The proposed model take into account the dosage and geometry of the fiber. For concrete, a constitutive model developed by the FIB MODEL CODE 2010 is used, while for the fibers is used a material model that considers the pullout phenomenon in a macroscopic way.

The developed numerical model is implemented in a finite element software, to reproduce the mechanical behaviour of SFRC pipes when are submitted to a standardized diametral compression test.

A full scale experimental campaign was carried out and the obtained results are compared each other. Finally, a theoretical estimation of the results obtained numerically and experimentally was performed.

The proposed methodology allows to analyze the influence of the orientation and distribution of fibers in the bearing capacity of pipes. From the numerical study is concluded that such variables have a significant influence in the behaviour of the pipes studied here.

For its part, from the experimental campaign can be concluded that the fibers can be used, in adequate dosages, as replacement of the traditional rebar and that its usage modifies both the bearing capacity as the failure mode of pipes.

Keywords: concrete pipes, SFRC, finite elements method, stochastic analysis, discrete modelling.

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Descripción del problema

El Hormigón Reforzado con Fibras de Acero (HRFA) es un producto de aparición relativamente reciente en el mercado, ya que han transcurrido sólo unas pocas décadas desde que comenzó a utilizarse. Como material estructural, surge con el objetivo de brindar una alternativa técnica y económicamente viable al hormigón armado tradicional conformado con barras de acero. Sin embargo, el uso generalizado del HRFA no ha sido puesto en práctica aun probablemente debido a la falta de normativa específica en los códigos de edificación, sumada a la misma resistencia al cambio respecto a los usos tradicionales (De la Fuente et al., 2011a). Por su parte, los tubos de hormigón y de hormigón armado han sido ampliamente utilizados para sistemas de desagües y evacuación de agua de lluvia desde fines de 1800. Hoy en día es un hecho conocido que la resistencia a la tracción, ductilidad, tenacidad y durabilidad del hormigón son mejoradas apreciablemente a través de la adición de fibras de acero. El uso de HRFA para elaborar tubos para conducciones de saneamiento proporciona ventajas tanto desde el punto de vista técnico como económico. Desde el primero, se logra una mejora apreciable de varias propiedades mecánicas del hormigón (ductilidad, tenacidad) en particular con adición de fibras metálicas. Asimismo, la combinación mixta hormigón armado-fibras conduce a una sinergia estructural positiva: las barras desarrollan la principal función resistente, mientras que las fibras cosen toda la superficie de las fisuras reduciendo su separación y anchura colaborando a su vez, junto con las barras, en la función resistente. El ahorro de armadura tradicional que se logra con la utilización de fibras, se traduce en una disminución de las operaciones de montaje, mano de obra, maquinaria y riesgos asociados (De la Fuente et al., 2011b).

Los tubos de hormigón no reforzado y los tubos de hormigón con refuerzo de barras convencionales han sido usados exitosamente en tubos de drenaje y de agua de lluvia con diámetros internos que varían entre 300 mm. y 3000 mm. Alternativamente, tubos de plástico son frecuentemente usados para diámetros internos menores a 300 mm. Esto se debe principalmente al hecho de que, en comparación con los tubos de hormigón, los tubos de plástico son más fáciles de manipular y montar, lo que los hace

más atractivos para ese rango de pequeños diámetros.

Sin embargo, en las últimas décadas, los fabricantes de tubos de hormigón han presenciado una intensificación en la competencia proveniente de la industria de los tubos de plástico. Esta creciente competencia no solo afecta a pequeños diámetros y clases resistentes bajas, sino que también a segmentos del mercado previamente dominados por el sector de fabricantes de tubos de hormigón. Las principales razones de este cambio son las mejoras introducidas por los fabricantes de tubos de plásticos tanto a nivel material como estructural.

En vista de esta situación, la industria de los tubos de hormigón ha detectado varios aspectos que podrían ser mejorados para mantener la cuota de mercado de los diámetros internos y clases resistentes que tradicionalmente le han pertenecido.

Este material fibrado es usado para el desarrollo de tubos con diseños estructurales más eficientes, reducción en el uso de barras de acero, mayor recubrimiento (y así mayor durabilidad), peso reducido y una geometría que facilita su manipulación e instalación sumado a una mayor resistencia al corte (Peyvandi et al., 2013). Las fibras de acero de tamaños estándar, por su parte, pueden ser agregadas al mezclador de cualquier planta de hormigón del mismo modo que cualquier otro agregado o adición mineral, lo que significa una importante reducción en mano de obra y tiempo de fabricación. Sin ninguna modificación extra en el proceso de fabricación, el hormigón reforzado con fibras puede ser producido y moldeado en moldes similares a los utilizados para elaborar el hormigón simple (Haktanir et al., 2007).

A pesar de que numerosas campañas experimentales han sido llevadas a cabo y publicadas en la literatura científica, por algunas razones el uso de tubos de HRFA no se ha consolidado adecuadamente. Entre estas razones, la falta de un método sistemático para el diseño de tubos de hormigón reforzado con fibras de acero sea probablemente la más importante. Respecto a esto, la cantidad de fibras requerida para un diámetro y una clase resistente fijada ha sido tradicionalmente obtenida intentando con diferentes valores de fibras usando el ensayo de tres aristas como referencia. Este es un método confiable, pero no eficiente desde el punto de vista económico, ya que existen varios diámetros comerciales, espesores de pared, tipos de fibras y clases resistentes, lo que ralentiza el desarrollo tecnológico del hormigón reforzado con fibras de acero en esta aplicación particular.

1.2. Objetivos de la Tesis

El objetivo general del trabajo es evaluar el comportamiento mecánico-estructural de tubos de HRFA en reemplazo de las armaduras convencionales, así como desarrollar una herramienta numérica que permita evaluar y predecir satisfactoriamente dicho comportamiento.

Objetivos específicos:

- Evaluar y comprender la contribución de las fibras de acero, como agregado en hormigones utilizados para la fabricación de elementos estructurales en reemplazo total o parcial de las armaduras convencionales de barras y/o mallas de acero, en la respuesta mecánica de dichos elementos.
- Obtener resultados experimentales mediante ensayos de laboratorio (ensayo de compresión diametral o ensayo de tres aristas) sobre la respuesta estructural de los tubos de HRFA, e.g., cargas de fisuración, modos de falla, cargas de rotura, curvas cargas vs desplazamiento.
- Evaluar las incertidumbres en las propiedades mecánicas del HRFA y proponer modelos probabilísticos que permitan cuantificar la propagación de ellas en la respuesta estructural de los tubos.
- Desarrollar un modelo numérico-computacional capaz de simular el comportamiento de los tubos obtenido en la campaña experimental.
- Proponer un método práctico para estimar la capacidad de carga de tubos de HRFA.

1.3. Estructura del trabajo de Tesis

La tesis se organiza de la siguiente manera:

En el Capítulo 1 se describe el problema a abordar junto con los objetivos perseguidos en el trabajo.

El Capítulo 2 trata sobre el estado del conocimiento tanto del material hormigón reforzado con fibras, sus propiedades y su aplicación en tubos de drenaje.

En el Capítulo 3 se muestra la campaña experimental llevada a cabo. Se describen los materiales empleados, ensayos de caracterización y ensayos a escala real sobre tubos junto con los resultados obtenidos de dichos ensayos.

En el Capítulo 4 se describen las primeras aproximaciones para el modelado del HRFA, en donde se consideró al material compuesto hormigón mas fibras como un material homogéneo. Se repasan los modelos utilizados hasta la actualidad, se describen los modelos constitutivos de los materiales involucrados, se muestran los resultados obtenidos y su comparación con otros trabajos.

El Capítulo 5 trata sobre la modelación del HRFA como un material de dos fases, en donde se modelan explícitamente las fibras dentro de la masa del hormigón. Se describen los materiales usados para el hormigón y las fibras, sus relaciones constitutivas y la interacción entre ambos.

En el Capítulo 6 se realiza un estudio sobre la influencia de la distribución y orientación de las fibras en el comportamiento mecánico de los tubos de hormigón. Se propone una metodología para analizar dicha influencia, se describe como se consideró el impacto de la orientación y distribución en el modelo numérico y se llevó a cabo un análisis probabilístico considerando la aleatoriedad del fenómeno junto con otros casos ideales. Finalmente se realiza una estimación teórica de las cargas que son capaces de soportar los tubos bajo el ensayo de tres aristas.

En el capítulo 7 se incluyen las conclusiones que se desprenden del trabajo junto con algunas propuestas para trabajo futuro dentro de la misma línea de investigación.

Por último se incluyen dos apéndices: en uno de ellos se describe detalladamente el algoritmo desarrollado para generar las fibras de manera aleatoria utilizado en las simulaciones numéricas mientras que en el otro se incluye una reseña de los modelos constitutivos para HRFA más relevantes.

Capítulo 2

ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO

INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se describe al HRFA y se hace mención a las características que resultan importantes desde el punto de vista estructural.

2.1. El hormigón reforzado con fibras de acero: orígenes

La primera noción sobre HRFA aparece en 1874 cuando en California se patentó la idea de reforzar el hormigón con la adición de pequeñas astillas de acero (Maidl, 1995). Las primeras ideas de utilizar a las fibras de acero como refuerzo para hormigón surgen hacia el año 1910 con el objetivo de mejorar la heterogeneidad del hormigón reforzado con barras (Naaman, 1985).

En 1918 H. Alfsen patentó en Francia una modificación del hormigón a partir de fibras largas compuestas de acero, madera y otros materiales. Según Alfsen la adición de estas fibras incrementaría la resistencia a tracción del hormigón. Alfsen también fue el primero en mencionar la influencia de la rugosidad de la superficie de las fibras respecto a la adherencia fibra-matriz, y también puso atención al problema de anclaje de las fibras. En 1943 G. Constancinesco patentó unas fibras de acero muy similares a las usadas en la actualidad. Dicha patente, además de referirse a distintos tipos de fibras, contenía información acerca de la dispersión de fisuras durante la carga del HRFA y mencionaba la gran cantidad de energía que el HRFA podía absorber ante impactos (Katzner, 2006).

La primera investigación científica acerca de HRFA fue hecha en Estados Unidos en el año 1963 (Romualdi y Batson, 1963). Sin embargo, históricamente las aplicaciones de los hormigones fibrados en ingeniería civil estuvieron limitadas debido a la falta de métodos confiables de caracterización y evaluación del material junto con el auge de los refuerzos de barras. Actualmente existen en el mundo numerosos productores de fibras de acero quienes ofrecen más de 100 tipos de fibras. Dichas fibras son producidas principalmente en Europa y EE.UU. (Odelberg, 1985).

2.2. El hormigón reforzado con fibras: perspectiva general

La American Concrete Institute (ACI) define al HRFA como un hormigón formado por un conglomerante hidráulico, en la mayoría de los casos cemento portland, áridos de distinta granulometría y agua al que se le adicionan fibras discretas discontinuas aleatoriamente distribuidas en su masa.

Históricamente, desde la antigüedad, distintos tipos de fibras naturales se han utilizado como refuerzo, desde pelos de caballo utilizados en mortero y la paja que se usaba para conformar ladrillos de barro. En el hormigón, por el año 1900 se utilizaban fibras de asbesto como refuerzo, sin embargo su uso se vio discontinuado cerca de 1950 ya que se conocieron las propiedades cancerígenas del material por lo que había una necesidad de encontrar un reemplazo a este material compuesto. Fue así que en la década del 60 comenzaron a emplearse fibras de vidrio y fibras sintéticas de polipropileno. Recién para la década del 70 se comenzaron a usar estas fibras para conformar elementos estructurales (principalmente pavimentos). Por último, no fue hasta la década de los 80 cuando surgen las fibras de acero como material apto para refuerzo de hormigones. Estas se utilizaban principalmente como refuerzo secundario con el fin de controlar fisuras en losas planas, pavimentos y túneles así como también en trabajos de reparación y rehabilitación (Marmol Salazar, 2010).

Existen numerosos tipos de fibras, las cuales pueden ser clasificadas de acuerdo a su origen en 3 categorías: metálicas tales como acero, acero al carbono, acero inoxidable, minerales como las de asbestos y vidrio y por último las fibras orgánicas. Las fibras orgánicas pueden a su vez ser divididas en fibras naturales y aquellas hechas por el hombre. Las fibras naturales pueden ser clasificadas en fibras vegetales como las fibras de madera, y fibras animales como las de seda. Por su lado las fibras hechas por el hombre pueden también ser divididas en 2 grupos; los polímeros naturales, como la celulosa, y las fibras sintéticas, como las de nylon y polipropileno. La Figura 2.1 muestra la clasificación de las fibras basadas en este método (Behbahani y Nematollahi, 2011).

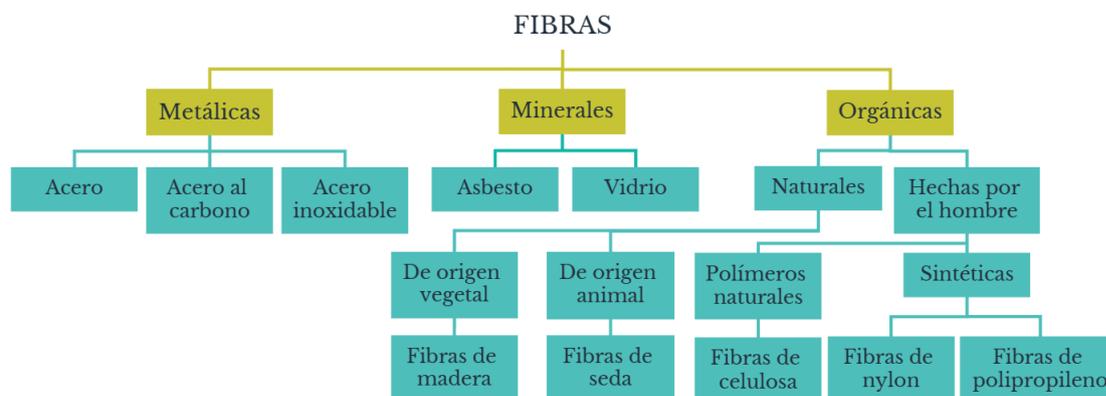


Figura 2.1: Clasificación de fibras según su origen.

Las fibras que se utilizan con fines estructurales son las de alto módulo de elasticidad (acero, vidrio, carbono) mientras que las de bajo módulo son usadas con otros fines. Debido a su alta rigidez, las fibras estructurales de mayor difusión son las de acero (Kiranbala y Bishwotrij, 2013).

Cuando las fibras de acero son mezcladas con el hormigón, estas ocupan junto con la pasta de cemento ya hidratada, los espacios existentes alrededor de los agregados gruesos. La Figura 2.2 muestra una distribución aleatoria típica de las fibras de acero en hormigón, las mismas mayoritariamente se acomodan alrededor del agregado grueso y su distribución es aleatoria por naturaleza.



Figura 2.2: Esquema de la distribución de las fibras de acero dentro de la masa de hormigón.

Esta aleatoriedad de la distribución de las fibras forma una especie de entramado alrededor del agregado grueso similar a un reticulado. Las fibras embebidas en la matriz soportan los esfuerzos de tracción mientras que el hormigón resiste la compresión a la vez que distribuye y transfiere las fuerzas internas.

La mejora de las propiedades mecánicas del hormigón debida a las fibras se puede atribuir a que las fibras contrarrestan la apertura de fisuras y la propagación de las microfisuras ya existentes. Por este hecho, y a diferencia del hormigón convencional, el HRFA muestra una mayor capacidad de deformación tanto en tracción como en compresión junto con un valor significativo de resistencia residual (Singh, 2017).

La mejora de las características mecánicas del HRFA depende de muchos factores. Algunos de ellos están relacionados directamente con las fibras, otros con las propiedades de la matriz cementicia y también podemos hablar de un tercer grupo de factores vinculados al tipo de elemento estructural. En la Figura 2.3 se resumen los factores más importantes que tienen influencia en las propiedades mecánicas del HRFA.

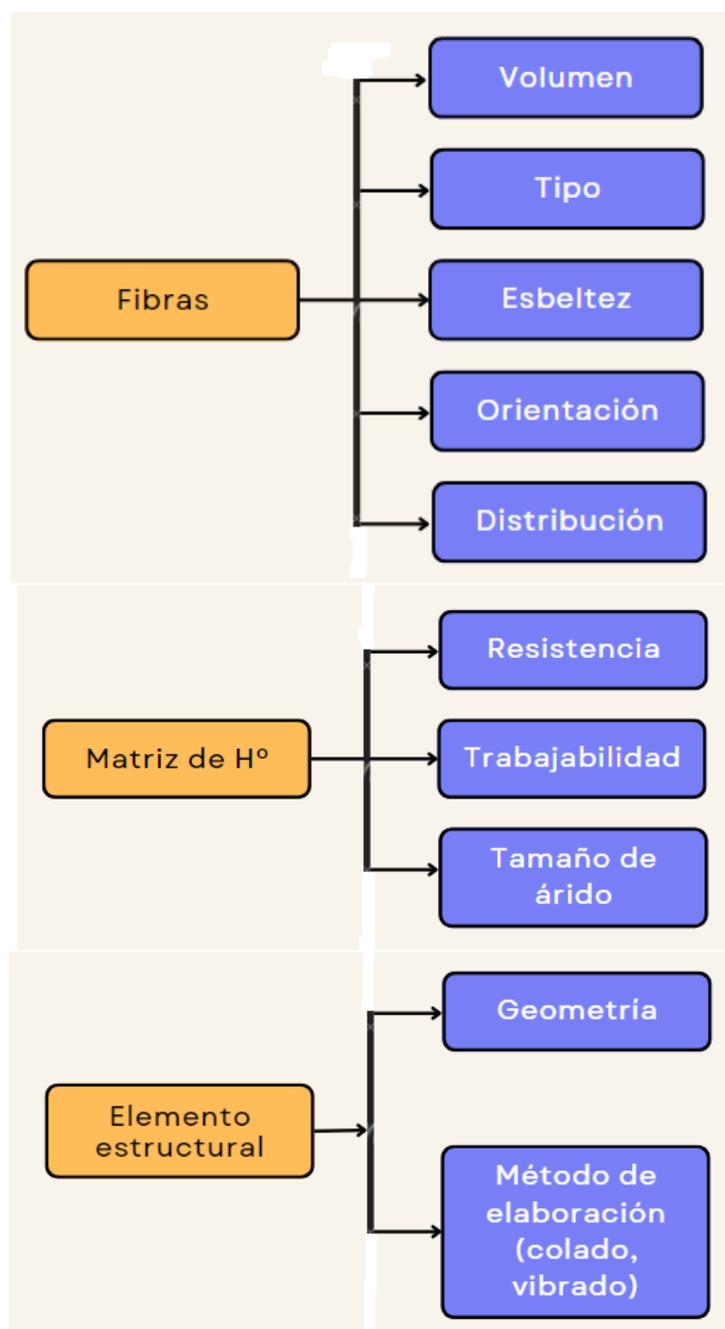


Figura 2.3: Factores que influyen en las características mecánicas del HRFA.

En los apartados siguientes se describen los componentes del HRFA, cómo influye la incorporación de fibras sobre las distintas propiedades del hormigón y la importancia de los factores mencionados para dichas propiedades.

2.3. Características de los componentes

Como se mencionó anteriormente, la inclusión de fibras proporciona numerosas características beneficiosas a la mezcla cementicia, entre las cuales destacamos un mayor control de la fisuración (en régimen post-fisura) debido a la interacción matriz-

fibra junto con un aumento de la ductilidad, dureza y durabilidad. Sin embargo, dicha incorporación de fibras también altera negativamente el comportamiento del hormigón tanto en estado fresco como endurecido, destacándose una pérdida de trabajabilidad por lo cual se le exigen a los componentes de la mezcla algunas propiedades particulares respecto a los hormigones comunes.

2.3.1. Cemento

Se puede usar cualquier cemento que cumpla los requisitos de exigencia para un hormigón tradicional. Debe tenerse en cuenta que cuanto mayor sea la cantidad de fibras y menor sea el tamaño de árido, mayor cantidad de cemento deberá adicionarse para proporcionar más pasta y ayudar a la trabajabilidad.

2.3.2. Áridos

Con respecto a los agregados gruesos pueden utilizarse tanto canto rodado como piedra partida, recomendándose el uso de los primeros, ya que para una misma relación agua-cemento se obtiene mayor trabajabilidad con estos. Por su parte, y en cuanto a los agregados finos, se recomienda aumentar la cantidad de los mismos para reducir el riesgo de segregación o agrupación de fibras y favorecer la cohesión y la movilidad de las mismas. Por otro lado, la movilidad de las fibras también está relacionada con la proporción de árido grueso y el tamaño máximo del árido. Cuanto mayor sean estos dos parámetros menor será la movilidad potencial de la fibra (Acikgens Ulas et al., 2017). Para prevenir la agrupación de fibras se recomienda que el contenido de agregado grueso sea menor al 55 % del agregado total en volumen (Hannant, 1979). La Japan Society of Civil Engineers (JSCE) plantea que el tamaño óptimo de árido no debe ser mayor a la mitad de la longitud de la fibra, evitándose tamaños de árido mayores a 20 mm. El efecto del tamaño del árido sobre la distribución y la movilidad de las fibras puede verse en la Figura 2.4.

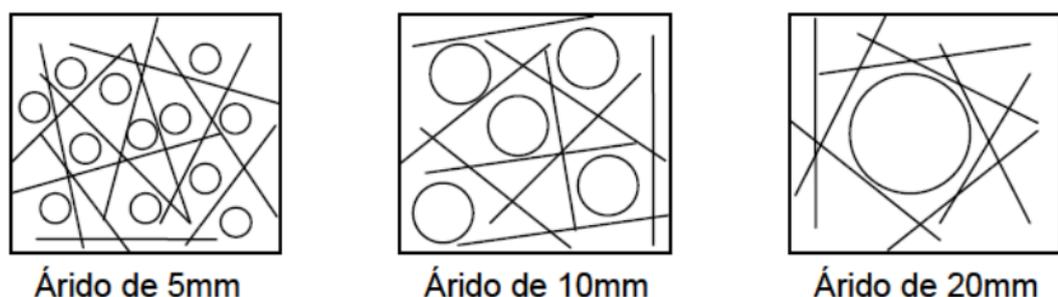


Figura 2.4: Efecto del tamaño de árido sobre la distribución de las fibras.

Como se observa, tamaños de áridos mayores hacen que las fibras se acumulen alrededor de los mismos, lo que afecta la homogeneidad en la distribución del refuerzo

con la consecuente pérdida de eficiencia. Como consecuencia del aumento de la cantidad de agregado fino, la relación agregados finos/agregados gruesos suele ser mayor que en hormigones tradicionales ya que se aumenta la cantidad de finos para obtener un mayor volumen de mortero y facilitar la movilidad de las fibras.

Otro aspecto a considerar en cuanto al agregado grueso es su granulometría. Los agregados con buena granulometría tienden a arrojar mejores mezclas, las cuales son más fáciles de transportar, colocar y compactar (Alexander y Mindess, 2005). Existen normas que recomiendan ciertas granulometrías para los agregados, expresadas en función de porcentaje pasante en peso para un conjunto dado de tamices. Dichas normas proporcionan tablas o curvas granulométricas logarítmicas que proveen límites recomendados para estas granulometrías (American Concrete Institute, 2010; American Society for Testing and Materials, 2015a; British and European Standard Specifications, 2002; Turkish Standards Institutions, 1985). De esta forma, se pueden determinar los diferentes tamaños de agregado necesarios para obtener la mejor mezcla, o dicho de otra manera, el porcentaje de pasante ideal para cada tamiz.

2.3.3. Aditivos

En cuanto a los aditivos, se utilizan principalmente reductores de agua (superfluidificantes) e incorporadores de aire. La justificación de su uso radica en el hecho de que al adicionar fibras se produce una pérdida de trabajabilidad, y con el objetivo de no adicionar agua para evitar así la pérdida de resistencia y durabilidad, se emplean reductores de agua. Debe prestarse especial atención aquí ya que si se produce un hormigón muy fluido con gran cantidad de fibras, puede producirse segregación de las mismas si no se tiene en cuenta la granulometría de los áridos y la distribución de las propias fibras en el hormigón (Massicote y Degrange, 2000).

2.3.4. Adiciones

Se suelen utilizar materiales puzolánicos tales como cenizas volantes o humo de sílice. La adición de estos materiales se hace con el fin de reducir la permeabilidad del hormigón, aumentar la durabilidad, mejorar la cohesión del material y en consecuencia la adherencia fibra-matriz, controlar la retracción y disminuir el riesgo de segregación (Marmol Salazar, 2010). Todos estos materiales poseen un peso específico menor al del cemento, por lo que una sustitución por igual peso de éste conduce a un incremento en el volumen de finos y, por lo tanto, en el volumen de pasta, lo que permite acomodar las fibras en la mezcla sin necesidad de aumentar exageradamente el contenido de cemento (Moreno Almansa y Fernandez Canovas, 1997).

2.4. Las fibras de acero

La normativa ACI define a las fibras de acero como piezas discretas de acero de corta longitud que tienen una esbeltez (relación largo/diámetro) dentro del rango 20-100 y con una sección transversal suficientemente pequeña de manera que puedan ser fácilmente dispersadas aleatoriamente en el hormigón fresco usando métodos de mezclado convencionales.

Para garantizarse una adecuada cohesión matriz-fibra se le exige a las fibras las siguientes propiedades (Naaman, 2000):

- Resistencia a tracción mayor que la del hormigón (de 2 a 4 veces mayor).
- Adherencia con la matriz igual o mayor que el valor de resistencia a tracción de la matriz.
- Modulo de elasticidad mayor que el del hormigón (al menos 3 veces mayor).
- Coeficiente de Poisson y coeficiente de dilatación térmica de preferencia de orden similar al de la matriz.

Dichos requerimientos son fácilmente alcanzados con las calidades de acero disponibles en el mercado actual.

La característica principal que define a las fibras desde el punto de vista geométrico y que tiene gran influencia en su desempeño como refuerzo estructural, es la mencionada esbeltez o relación de forma que como se dijo es el cociente entre la longitud de la misma y su diámetro o diámetro equivalente en caso de fibras de sección no circular. La resistencia de las fibras aumenta cuando esta relación es mayor, lo cual se logra o bien disminuyendo el diámetro para una misma longitud o incrementando la longitud de la fibra para un diámetro constante. El aumento de la resistencia modificando estos dos parámetros se explica de la siguiente manera: con relación al diámetro, las fibras fallan por defectos en la superficie, por lo tanto mientras menor sea el diámetro, menor superficie específica, a su vez para una misma longitud, un diámetro menor permite mayor número de fibras por unidad de peso lo cual permite un entramado más denso y una mejor redistribución de los esfuerzos. En cuanto a la longitud, siempre se prefieren fibras largas ya que los extremos toman menos carga que el centro de las fibras.

No obstante, no pueden usarse fibras infinitamente largas sino que deben valorarse algunas consideraciones ya que uno de los principales problemas en la elaboración de HRFA es la trabajabilidad de la mezcla fresca con lo cual se tendería a utilizar fibras cortas. Sin embargo se debe mencionar que las fibras deben ser lo suficientemente largas para quedar adecuadamente ancladas a la matriz, dar una adherencia necesaria matriz-fibra y así evitar arrancamientos con demasiada facilidad. Existe el concepto de longitud crítica, que es la longitud a partir de la cual la fibra es capaz de aumentar la

rigidez y resistencia del compuesto cementicio. Por debajo de esta longitud el refuerzo es insignificante y se produce una deformación de la matriz alrededor de la fibra al verse reducida sustancialmente la transferencia de esfuerzos. Pero por otro lado estas no deben ser demasiado largas ya que esto produce problemas de mezclado y una distribución ineficiente de las mismas dentro de la matriz como se mencionó. En base a todas estas consideraciones, el índice de esbeltez de la mayoría de las fibras disponibles en el mercado actual, se halla entre 20 y 100 siendo los más comunes entre 40 y 80. Dicho esto, algunos autores como [Markovich et al. \(2001\)](#) han probado utilizar fibras de distintas longitudes en una misma mezcla. Las fibras más cortas ayudan a mantener la matriz más estable mientras que las fibras más largas impiden una mayor apertura de las fisuras más grandes.

Otro parámetro importante relacionado a la geometría de las fibras es el área superficial. El área superficial total es el factor que más directamente influye en la trabazón friccional que se da en la interfase matriz-fibra, y es esta trabazón la que origina la tensión de vínculo fibra-matriz τ (bond strength).

En función del material utilizado para su conformación, se distinguen 5 grupos:

- Grupo I: alambres estirados en frío.
- Grupo II: laminas cortadas.
- Grupo III: extractos fundidos.
- Grupo IV: conformados en frío.
- Grupo V: aserrados en bloques de acero.

Las fibras de acero pueden ser de acero al carbono, acero inoxidable, e incluso revestidas con zinc o galvanizadas.

Con respecto a su forma las hay muy variadas: rectas, onduladas, corrugadas, con extremos conformados, dentadas, etc. También se las halla en gran variedad en cuanto a su sección transversal habiéndolas circulares, rectangulares, triangulares, etc. Dichas formas y secciones se grafican en las Figuras 2.5 y 2.6 respectivamente.

El objetivo de estas formas tan variadas es el de lograr un mejor vínculo fibra-matriz.

[Bayasi y Soroushian \(1992\)](#) demostraron que las fibras con extremos de gancho se comportan mejor que las fibras rectas o las fibras onduladas en términos de resistencia a la flexión y capacidad de absorción de energía, debido al mayor anclaje a la matriz cementicia que estas logran. De hecho en la actualidad, del total de fibras producidas en el mundo, alrededor de un 67 % corresponde a fibras con extremo de gancho ([Katzer, 2006](#)). [Balaguru et al. \(1992\)](#) concluyeron que para estas fibras con extremo de gancho, la longitud de las mismas no afecta significativamente a la tenacidad que aportan. Por

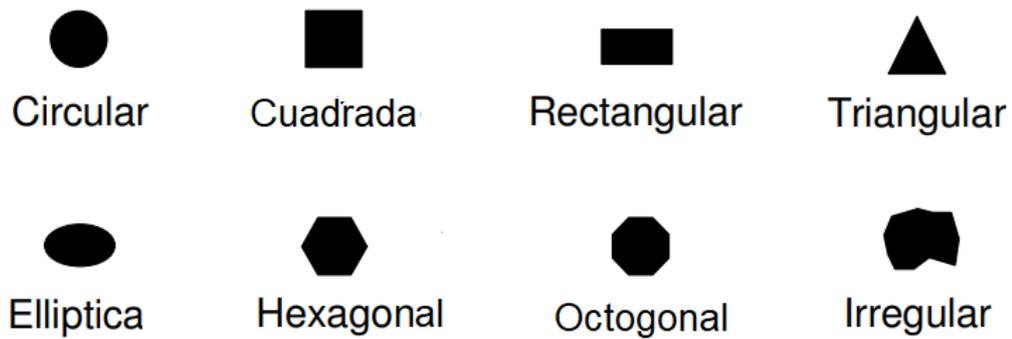


Figura 2.5: Secciones típicas de fibras de acero (Lofgren, 2005).

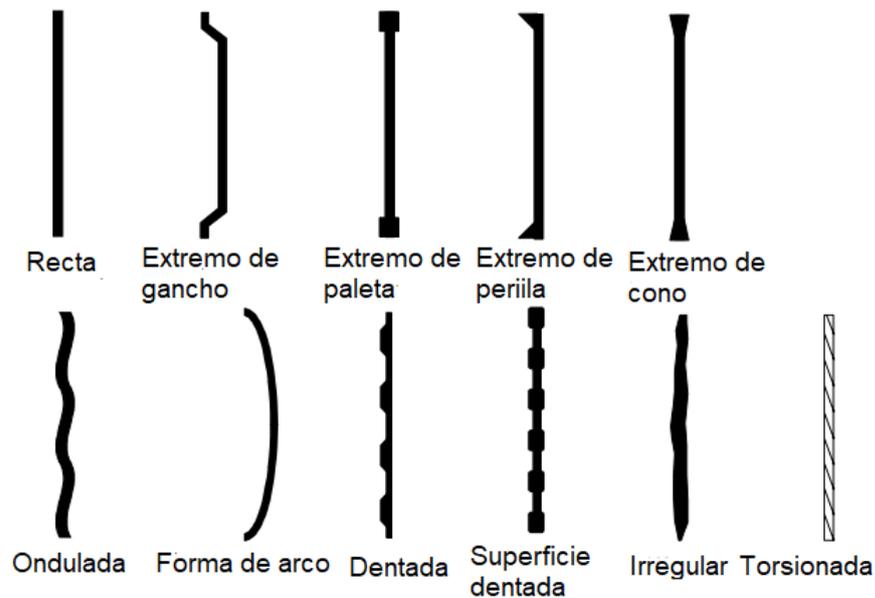


Figura 2.6: Formas geométricas más comunes (Lofgren, 2005).

lo general e independientemente del tipo de fibra, la gran mayoría tiene diámetros de entre 0.4 y 1 mm. y longitudes de entre 25 y 60 mm.

El contenido de fibras de un HRFA varía entre 0.25 % y 2 % en volumen. Esto permite clasificar a los distintos hormigones reforzados con fibras en 3 grupos según el dosaje de fibras que posean: hormigones con muy bajo volumen de fibras (menor al 0.5 % en volumen) utilizados para losas con bajas sollicitaciones, control de la contracción plástica y para refuerzo de pavimentos. Hormigones con volumen moderado de fibras (de 0.5 % a 2 % en volumen) siendo estos los más utilizados para la elaboración de elementos estructurales por ser capaces de mejorar la tensión de rotura del hormigón la rigidez a la flexión y la resistencia al impacto junto con otras propiedades mecánicas deseables en el hormigón. Hormigones con alto volumen de fibras (superiores al 2 %) son reservados para aplicaciones especiales como instalaciones militares o de seguridad (bunkers) y demás que requieran alta resistencia al impacto (Behbahani y Nematollahi, 2011). Usualmente, los límites superiores tanto del contenido de fibras

como de la esbeltez de las mismas están dados por los problemas de trabajabilidad que los mismos acarrearán (Dhonde et al., 2007; Fattuhi y Hughes, 1976; Sachan y Kameswara Rao, 1988; Yazici et al., 2007). En la Figura 2.7 se observa la influencia del volumen de fibras sobre la consistencia.

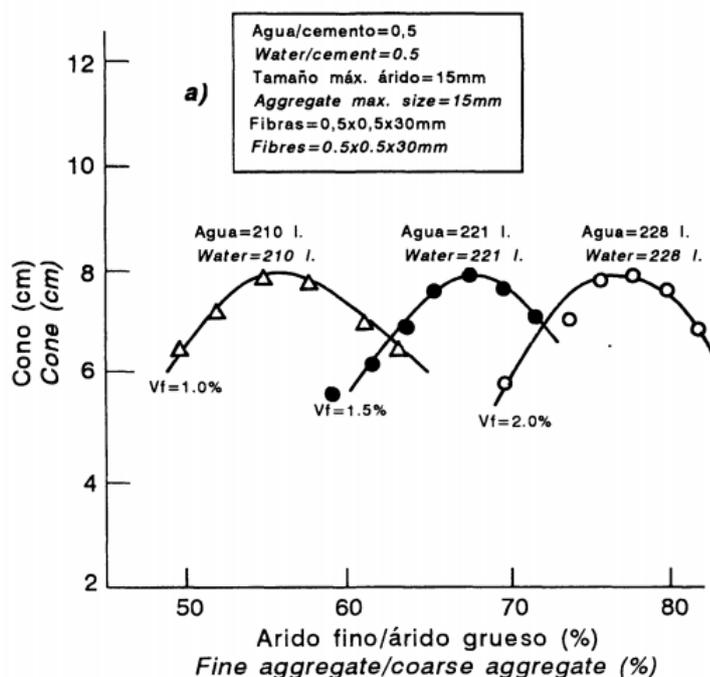


Figura 2.7: Influencia de la cuantía de fibras sobre la consistencia (Moreno Almansa y Fernandez Canovas, 1997).

Un aumento en el volumen de fibras requiere de un incremento en la cantidad de agua (y su consecuente aumento del contenido unitario de cemento al fijar la relación agua/cemento) para obtener la misma consistencia. Esto sólo no es suficiente, ya que como también se aprecia en la figura, hay que incrementar la proporción de árido fino.

La Instrucción Española del Hormigón Estructural (EHE) en su Anexo 14 denominado “recomendaciones para la utilización de hormigón con fibras” especifica que para fibras de igual longitud, un diámetro menor permite que haya un mayor número de las mismas por unidad de peso, haciendo más denso el entramado o red de fibras lo que resulta más eficiente al permitir una mayor distribución de los esfuerzos.

Como ya se mencionó, uno de los principales efectos beneficiosos que otorgan las fibras al hormigón es el control de la fisuración, el cual se refleja a dos escalas: material (microfisuras) y estructural (macrofisuras).

Cuando se requiere que las fibras trabajen sobre las microfisuras, se debe adicionar un gran número de fibras y su diámetro debe ser pequeño. Dado que la trabajabilidad del hormigón se encuentra mucho más vinculada a la esbeltez, se prefieren fibras cortas. Sin embargo, para controlar las macrofisuras deben hallarse presentes fibras

largas que tengan un anclaje adecuado con la matriz, aunque por cuestiones de trabajabilidad, dichas fibras no deben ser extremadamente largas. En definitiva para aumentar la resistencia a la tracción y la ductilidad del material deben utilizarse fibras cortas, mientras que para fortalecer la capacidad resistente y ductilidad de la estructura debe emplearse una menor cantidad de fibras largas (Rossi, 2000). Sin embargo, en la práctica se utiliza un único tipo de fibra con una única longitud intermedia buscando cumplir de manera satisfactoria con ambos requerimientos.

Otro elemento crucial a la hora de hablar de la efectividad de las fibras es la dispersión de las mismas en la matriz, junto con la orientación y distribución de las mismas en relación a la dirección de las tensiones principales. Estos parámetros dependen de varios factores tales como el asentamiento del hormigón, la forma del encofrado, la dirección de colado, los métodos de compactación, etc. (Laranjeira et al., 2011).

Una alineación en la misma dirección de las tensiones principales ofrecerá la mayor eficiencia resultando en mayor resistencia post-fisura en relación a una orientación aleatoria, mientras que una alineación perpendicular a la dirección de las tensiones principales no aportaría en teoría ninguna contribución a la resistencia (Michels et al., 2013).

2.5. Elaboración del HRFA

Las fibras de acero actúan en la masa del hormigón como elementos rígidos de gran área superficial y geometría esbelta que exigen se tomen algunos recaudos en cuanto a la dosificación, fabricación, vertido, transporte y acabado del hormigón.

Adicionar fibras al hormigón tiene un impacto importante en su costo, en tal sentido la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE) recomienda optimizar el uso de las fibras de manera de incluir las cantidades estrictamente necesarias obteniendo un material que pueda competir con el hormigón armado tradicional desde el punto de vista económico.

2.5.1. Amasado

Como premisa, debe evitarse a toda costa la formación de conglomeraciones de fibras (erizos). La aglomeración de fibras lleva a una distribución heterogénea del refuerzo con una consecuente disminución en el desempeño mecánico. Este fenómeno normalmente ocurre porque las fibras se adicionan demasiado rápido a la mezcla, se agregan demasiadas fibras, se agregan antes que los otros componentes o bien el mezclado es deficiente. Para evitar la formación de dichos conglomerados es preferible entonces, adicionar las fibras a una mezcla ya fluida, dosificar el hormigón con buena cantidad de finos y evitar el uso de fibras demasiado esbeltas así como también tiempos

de transporte largos. Si esto último no puede evitarse, se pueden colocar las fibras in situ.

Con respecto a la velocidad de vertido, se recomienda incluir a la masa de hormigón entre 20 y 60 kg. de fibra por minuto, con la amasadora girando a su máxima velocidad por aproximadamente cinco minutos para garantizar una distribución uniforme (Altun et al., 2007). La normativa ACI 6.44-3R indica que las fibras deben ser adicionadas a una mezcla ya fluida, es decir durante la etapa final del mezclado o bien junto con los demás agregados. A su vez dicha normativa provee varias recomendaciones con el objeto de evitar aglomeraciones de fibras que están relacionadas a la cantidad de fibras que se agregan por unidad de tiempo. Por su parte la Japan Concrete Institute (JCI) recomienda que la mezcladora donde se vierten los componentes de la mezcla no se llene más del 80 % de su capacidad (Japan Concrete Institute, 1983). También menciona que el agregado de las fibras debe realizarse de manera tal que se garantice una dispersión uniforme, para ello suele utilizarse un tamiz #100.

2.5.2. Vibrado y curado

Como se dijo en incisos anteriores, los HRFA resultan menos dóciles y trabajables que los hormigones tradicionales, por lo que se vuelve necesario utilizar vibrador (evitar el uso de barra) para compactar al mismo.

Al usar vibradores internos, las fibras tienden a acumularse alrededor del pico vibrador dando lugar a orientaciones circulares de las fibras alrededor de los lugares donde se introduce el pico, lo que deriva en una distribución heterogénea de las fibras por lo que se recomienda vibración externa.

El proceso de vibrado cobra especial importancia en los hormigones fibrados autocompactantes, los cuales son especialmente fluidos en estado fresco. Es por ello que el método de vibrado y el tiempo pueden afectar la distribución y orientación de las fibras dentro de la masa cementicia. Swamy y Stavrides (1976) mostraron que la orientación y distribución de las fibras en hormigones con marcada fluidez es afectada notablemente por la duración del vibrado. Bonzel y Schmidt (1984) y Gettu et al. (2005) concluyeron que los métodos de compactación y vibración influyen considerablemente en la orientación de las fibras y que las fibras tienden a orientarse horizontalmente cuando se usa una tabla vibradora. Ferrara et al. (2008) mostró que en un HRFA con un asentamiento de 21 cm., se produce una segregación tal de fibras que produce una gran dispersión en cuanto a los resultados experimentales referidos a resistencia a flexión de la mezcla. Zhao et al. (2022) afirmaron que el tiempo de vibrado óptimo tiende a decrecer cuando la fluidez del HRFA aumenta y que en la práctica el tiempo de vibrado debe ajustarse en función de la trabajabilidad de la mezcla para lograr una distribución de fibras adecuada evitando la segregación.

Por su parte, el proceso de curado se desarrolla a través de los métodos tradicionales empleados para hormigones convencionales.

2.6. Características mecánicas del HRFA

En esta sección se hace referencia a las características más importantes del HRFA desde el punto de vista estructural. Se describe como afecta la incorporación de fibras a estas propiedades y se las contrasta con las correspondientes al hormigón convencional.

2.6.1. Resistencia a la tracción

La incorporación de fibras tiene un efecto ligeramente positivo sobre la resistencia a tracción del hormigón en la etapa pre-fisura, y un efecto notoriamente positivo de dicha resistencia en la etapa de post-fisura. El efecto de cosido que logran las fibras entre los labios de la fisura mejora la capacidad de deformación y la ductilidad del material compuesto, siendo este el efecto más beneficioso desde el punto de vista mecánico gracias a la presencia de las fibras (Ahn y Jang, 2014; Balaguru et al., 1992; Brandt, 2008; Yazici et al., 2007). De hecho, la incorporación de fibras hace que el cociente entre la resistencia a tracción y resistencia a compresión del HRFA sea varias veces superior en relación al mismo valor para hormigones sin fibras (Camps et al., 2008; Li et al., 2017; Park et al., 2012).

Esta característica puede reflejarse a través de curvas carga-deflexión típicas para HRFA con distintas dosis de fibras en contraste con un hormigón simple, las cuales se muestran en la Figura 2.8.

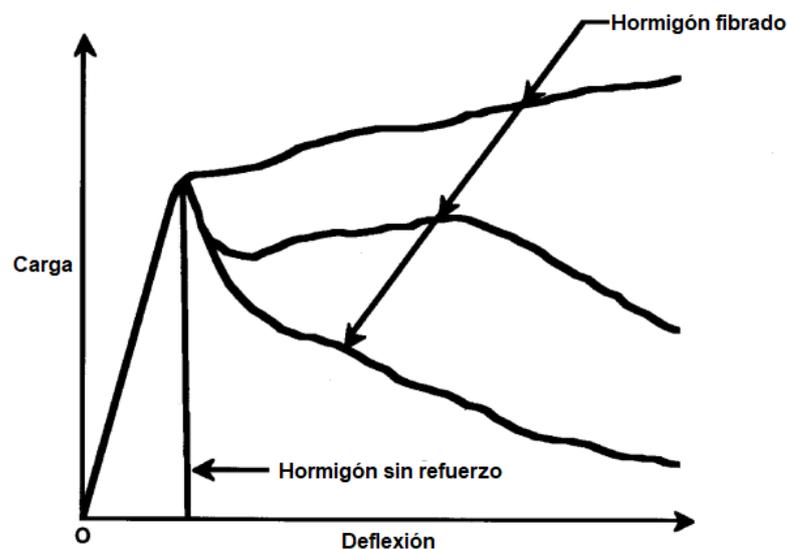


Figura 2.8: Curvas tensión-deflexión típicas para hormigón simple y hormigones reforzados con fibras (ACI 544.IR, 1996).

Si observamos la curva del hormigón reforzado vemos que esta es lineal, hasta llegar al punto que corresponde a la “tensión de primera fisura”. Hasta este punto no se aprecia diferencia sustancial entre el hormigón convencional y el HRFA ya que como se mencionó el aporte de las fibras es menor en régimen pre-fisura. En un hormigón tradicional, una vez alcanzada la tensión de primera fisura, se llega a la máxima tensión y ocurre la rotura en un modo predominantemente frágil. En el HRFA la primera fisura tiene lugar para tensiones iguales o ligeramente superiores a la tensión máxima del convencional, y es en este punto cuando empieza a ejercerse el efecto de cosido de las fibras. Dicha acción de las fibras cosiendo las fisuras confiere al material una mayor ductilidad y capacidad de deformación en comparativa con hormigones sin fibras. Una vez comenzada la fisuración, las fibras continúan trabajando hasta que rompen por tracción o deslizan por pérdida de adherencia. Estos dos mecanismos se dan en todos los casos siendo mayor el número de fibras que deslizan, ya que la tensión de adherencia matriz-fibra suele ser menor que la tensión de rotura del acero, salvo en casos de hormigones de ultra alta resistencia.

Finalmente, la resistencia última del hormigón fibrado es función del dosaje de fibras pudiendo darse un fenómeno de ablandamiento (softening) para hormigones con bajo tenor de fibras o endurecimiento (hardening) para contenidos superiores. En el caso de una respuesta con ablandamiento, la pendiente de la curva tensión-deformación disminuye luego de alcanzada la carga de primera fisura mientras que en endurecimiento la pendiente aumenta en el rango post-fisura.

Las fibras tienen la habilidad de mejorar la resistencia a tracción directa hasta un 40 % con una dosis de 1.5 % en volumen (Williamson, 1974).

En la figura 2.9 se muestra el incremento de la resistencia a la tracción en función del contenido de fibras en peso para distintas esbelteces.

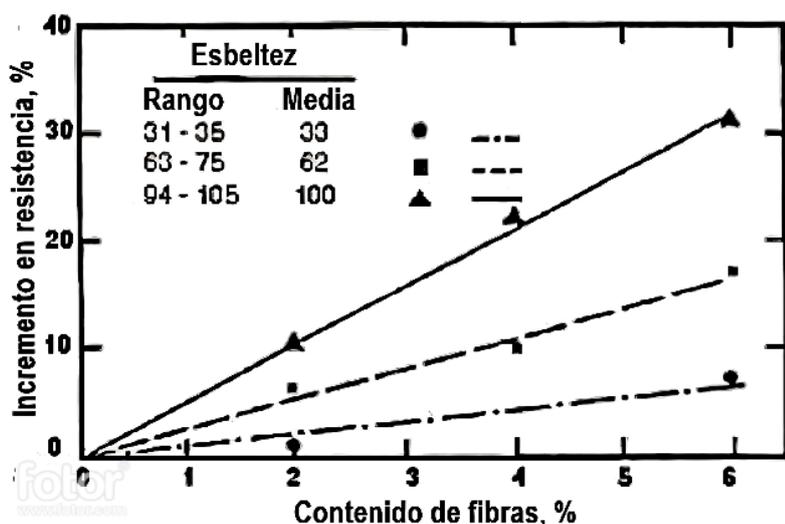


Figura 2.9: Influencia del contenido y esbeltez de fibras en la resistencia a la tracción (Johnston, 1974).

Para un mismo contenido de fibras, las fibras más esbeltas resultan más eficientes ya que hay mayor cantidad de fibras favoreciendo a una mejor distribución de los esfuerzos. A su vez, la mejora en la resistencia a tracción post-fisura tiene incidencia sobre otras propiedades mecánicas tales como la adherencia de armaduras, resistencia al corte, resistencia a la fatiga, ductilidad, durabilidad, etc. (Shah, 1991). Se puede afirmar entonces que el éxito o no del material depende de mejorar el comportamiento post-fisura del mismo (Massicote y Bischoff, 2000).

Siendo el comportamiento a tracción el aspecto más importante del HRFA, existen varios métodos de ensayo para determinar su resistencia a este tipo de esfuerzo. Ya que los ensayos de tracción directa suelen ser difíciles de realizar, se recurre a ensayos de flexión con el objetivo de determinar la relación carga-deformación.

Uno de los ensayos de caracterización más populares para HRFA y demás hormigones fibrados es el ensayo de flexión de tres puntos sobre viga entallada según la norma EN-14651 (Figura 2.10).

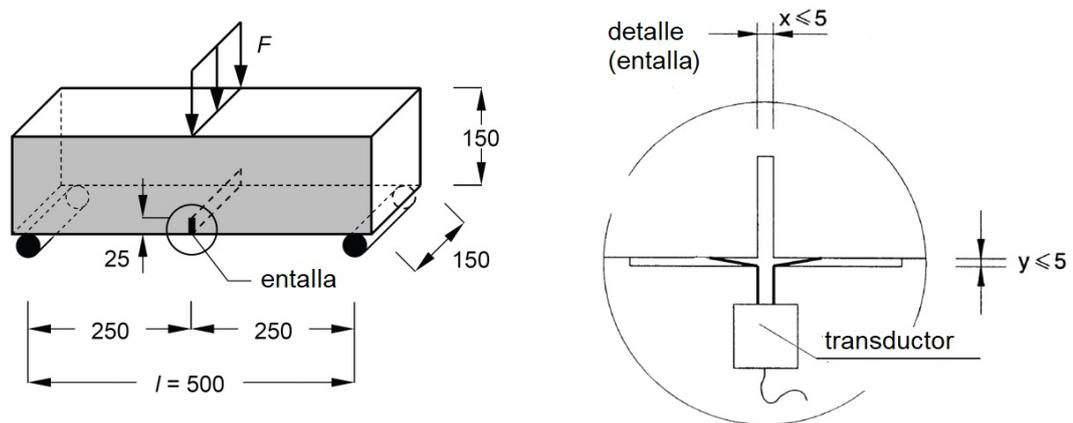


Figura 2.10: Configuración del ensayo a flexión según norma EN-14651

Un diagrama típico carga-deformación de este ensayo se muestra en la Figura 2.11. La deformación es generalmente expresada en términos de apertura de fisura o Crack Mouth Opening Displacement (CMOD).

Los valores de carga se representan como resistencia residual a tracción $f_{R,j}$ y se calculan a partir de la relación carga-CMOD a través de la siguiente expresión:

$$F_{R,j} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2}, \quad (2.1)$$

donde:

$F_{R,j}$ es la resistencia residual a la tracción para un CMOD dado (MPa).

F_j es la carga correspondiente a un CMOD = CMOD_j (N).

l es la distancia entre apoyos de la viga (mm.).

b es el ancho de la viga (mm.).

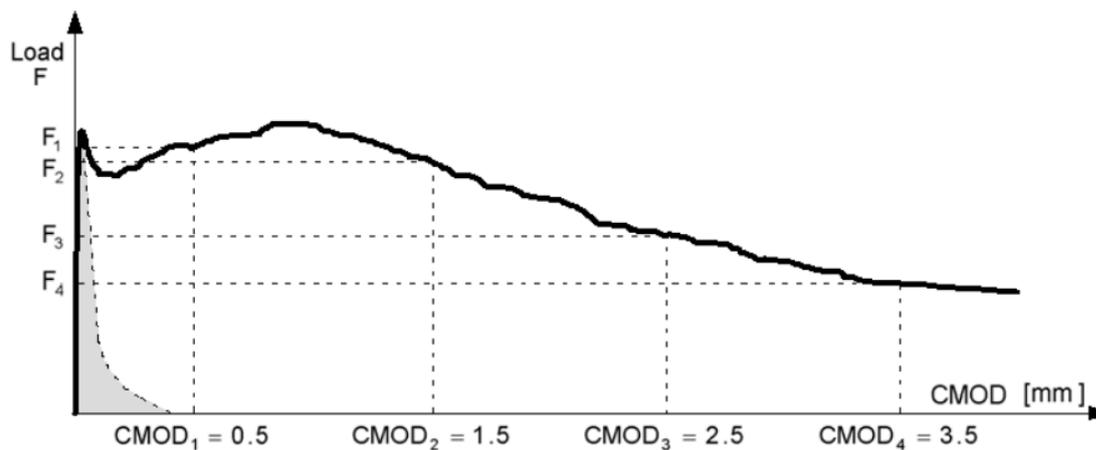


Figura 2.11: Curva típica carga-desplazamiento para hormigón fibrado.

h_{sp} es la altura útil que es la distancia entre la entalla y la cara superior de la viga.

Para las diversas aplicaciones estructurales, los valores de resistencia residual post-fisura obtenidos a través de este ensayo permiten clasificar al hormigón fibrado en distintas clases resistentes.

Existen a su vez otros ensayos de caracterización menos difundidos tales como el ensayo de tres puntos según American Society for Testing and Materials (ASTM) C1609 y el ensayo RILEM TC-162 ejecutados sobre especímenes similares a EN-14651 o el ensayo ASTM C1550 ejecutado en losas circulares.

2.6.2. Resistencia a la compresión

La adición de fibras de acero no tiene efectos significativos sobre el módulo de elasticidad y la resistencia pico a compresión del HRFA (Balendran et al., 2002; Bhargava et al., 2006; Chen Ou et al., 2012; Vaigarade y Bhedi, 2015). Existe cierta controversia respecto a esto ya que en algunos casos la resistencia a compresión del HRFA es menor que la del mismo espécimen sin fibras, esto se debe a que la presencia de fibras afecta la compacidad del hormigón (Altun et al., 2007; Carrillo et al., 2013; Guo, 2013).

Si puede observarse una mayor tenacidad y mayor capacidad de deformación para la tensión pico junto con un mejor comportamiento post-pico y una rama de ablandamiento más extendida (Bencardino et al., 2008; Tapadelli et al., 2013). En este sentido, Olivito y Zuccarello (2010) concluyeron a partir de ensayos de compresión uniaxial que la principal función de las fibras fue el cambio del modo de falla de frágil a dúctil.

La Figura 2.12 muestra curvas tensión-deformación en compresión para distintas dosificaciones, comparada con hormigón simple.

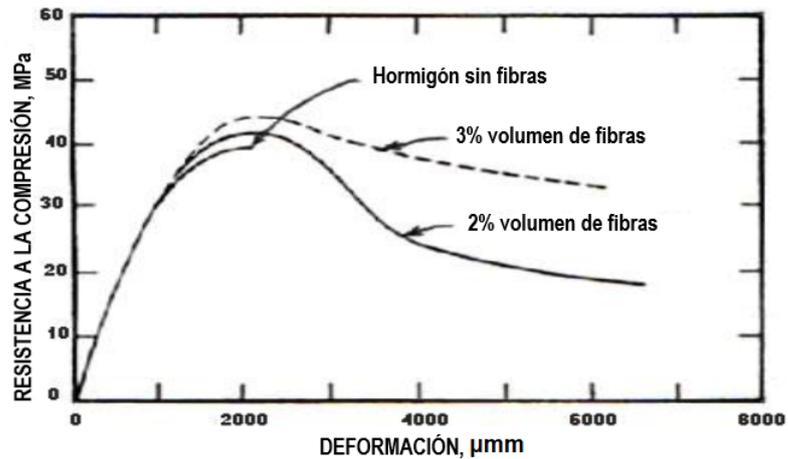


Figura 2.12: Curvas tensión-deformación en compresión para HRFA (Johnston, 1974).

2.6.3. Resistencia a la flexión

Existe un consenso general de que el hormigón fibrado mejora significativamente el comportamiento a flexión gracias a un mayor control de las fisuras y las deformaciones. El uso de refuerzo convencional de barras junto con fibras conduce a una mayor rigidez y resistencia a flexión resultando en un patrón de fisuración más difuso, caracterizado por la formación de múltiples fisuras con un mayor control del ancho de las mismas en estados límite de servicio. Esto se debe a la transmisión de resistencia residual a través de las fisuras (Cardoso et al., 2018; Chiaia et al., 2009; Di Prisco et al., 2009; Sorelli et al., 2006; Tiberti et al., 2015). Existe también una clara influencia de la incorporación de fibras en estado límite último. Esta influencia es superior a medida que el dosaje de fibras aumenta (Conforti et al., 2018).

En la Figura 2.13 se puede ver el efecto de la incorporación de fibras de acero con ganchos en ensayos de flexión de vigas con entalla para distintas dosificaciones.

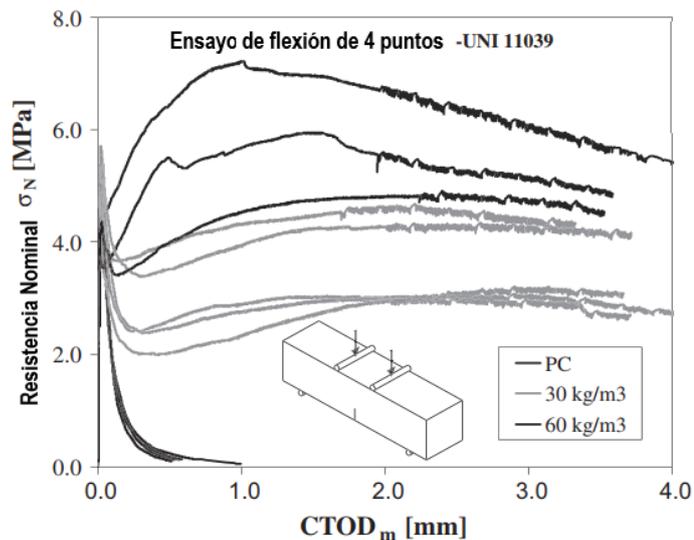


Figura 2.13: Curvas carga - apertura de fisura de vigas con entalla (Meda et al., 2012).

La deformación se mide por la apertura de la entalla o CTOD por sus siglas en inglés. Se observa que la respuesta de los hormigones simples difiere de la de los HRFA. Estos últimos tienen la capacidad de mantener carga luego de la aparición de fisuras (resistencia residual) y en el caso de un alto dosaje de fibras puede apreciarse endurecimiento (Barnett et al., 2010; Liao et al., 2014).

2.6.4. Resistencia al corte

La efectividad de las fibras en mejorar la resistencia a corte de los elementos estructurales es de amplio conocimiento en la comunidad científica (Casanova et al., 1997; Choi et al., 2007; Di Prisco et al., 2010; Ding et al., 2011; Dinh et al., 2010; Imam et al., 1997; Lim y Oh, 1999; Shoaib et al., 2014; Soetens et al., 2017; Susetyo et al., 2011). Las fibras pueden incluso evitar la formación de una única fisura crítica de corte y retrasar así la ocurrencia de falla bajo este tipo de esfuerzo (Minelli et al., 2014).

En la figura 2.14 se muestra la influencia del contenido de fibras en la resistencia al corte última de vigas sin estribos con igual sección transversal y distintos valores de luz libre.

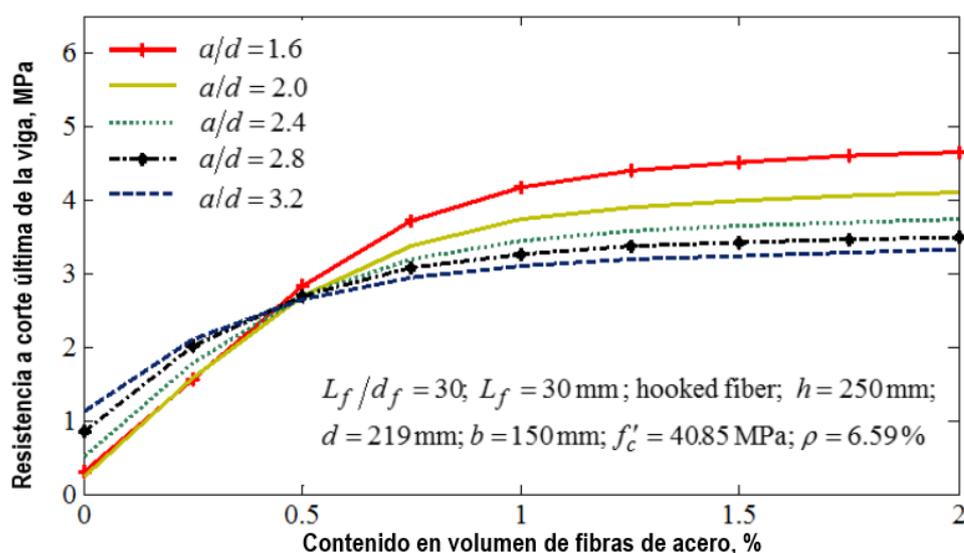


Figura 2.14: Influencia del contenido de fibras en la resistencia al corte de vigas sin armadura (Abbas y Khan, 2016).

En base a esta evidencia, diversos reglamentos y recomendaciones actuales permiten utilizar a las fibras como refuerzo a corte (RILEM TC-162-TDF, 2003) (American Concrete Institute, 2014).

En las primeras guías de diseño, la contribución de las fibras a la resistencia al corte era considerada como un término separado basado en la resistencia residual. Investigaciones posteriores demostraron que la presencia de fibras influye en los mecanismos

típicos de transferencia a corte del hormigón, especialmente en el mecanismo de trabazón entre agregados, por ello actualmente el HRFA es considerado como un único material con una mayor tenacidad post-fisura. Este concepto es adoptado por recomendaciones recientes como el FIB Model Code 2010 en donde el efecto positivo de las fibras a corte es considerado como una mejora en las propiedades del hormigón, también basada dicha mejora en la resistencia residual evaluada a través de la norma EN-14651 (Cuenca et al., 2018).

2.6.5. Durabilidad

La corrosión debida a las fisuras es menos severa en el HRFA que en el hormigón común. Diversos autores (Aufmuth et al., 1976; Halvorsen et al., 1976; Mangat y Gurusamy, 1987; Schupack, 1985; Williamson y Morse, 1977) concluyeron que un HRFA bien compactado tiene una corrosión leve cerca de la superficie expuesta del hormigón incluso cuando el hormigón está sometido a altas concentraciones de iones cloruro. Esto se debe a que las fibras ayudan a reducir el ancho de fisuras lo que dificulta el ingreso de los productos iniciadores de la corrosión a la matriz. Esto hace que el problema de corrosión sea de menor importancia ya que los efectos de la misma se manifiestan como “puntos” de corrosión en las superficies expuestas tratándose de un problema más bien estético que no compromete a la resistencia (Balouch et al., 2010).

Dsouza et al. (2018) concluyeron en su campaña experimental que el HRFA con un dosaje de fibras de entre 0.5 % y 1.5 % en volumen resulta más resistente a ataques de ácido y sulfatos comparándolo con hormigón convencional. Esto se debe a que los hormigones fibrados poseen una porosidad considerablemente menor.

Basavaraj (2020) estudió la durabilidad de un HRFA de 40 MPa. de resistencia característica con contenido de fibras de 0.75, 1 y 1.25 % en volumen. El experimento consistió en sumergir probetas cúbicas en una solución con un 3 % de concentración de ácido sulfúrico. Luego de medirse la pérdida de peso del espécimen para cuantificar la resistencia al ataque ácido, el autor concluyó que el HRFA resulta más resistente a este tipo de ataques que el hormigón convencional, siendo el cubo con mayor contenido de fibras el más resistente.

Balouch et al. (2010); Zhu (2009) y Mangat y Gurusamy (1988) confirmaron que el HRFA mostró buena resistencia a la corrosión en ambiente aéreo, salino y en agua subterránea.

Atis y Karahan (2009) concluyeron que el HRFA tiene una mejorada resistencia frente a ciclos de hielo-deshielo en comparación con el hormigón convencional, observando una pérdida de peso de solo 5 % luego de 50 ciclos. Esto se debe principalmente a que las fibras al hallarse uniformemente distribuidas dentro de la masa cementicia

impiden la expansión de fisuras lo que reduce el daño sufrido por el hormigón frente a estos ciclos.

2.6.6. Trabajabilidad

El uso de fibras en el hormigón reduce la fluidez de la mezcla lo que puede afectar la trabajabilidad del hormigón. Esto ocurre porque las fibras afectan la movilidad del agregado grueso dado una compatibilidad dimensional entre ambos. Mientras más alto sea el dosaje de fibras y mayor la longitud de las mismas, más dificultoso se torna el movimiento del agregado grueso y en consecuencia la fluidez de la mezcla. Además, las fibras pueden afectar el acabado superficial del HRFA cuando se concentran en la superficie (Figueiredo y Ceccato, 2015). En estado fresco, las fibras pueden causar dificultades en los procesos de mezcla y colocación (Bayasi y Soroushian, 1992). Una mezcla deficiente puede conducir a la formación de bolas o “erizos” de fibras generando pérdida de homogeneidad y reducción en la performance del HRFA.

Los principales factores que contribuyen al desempeño mecánico de las fibras (dosaje y esbeltez) son los que más impactan negativamente en la trabajabilidad (American Society for Testing and Materials, 2015b). Eren y Marar (2009), Iqbal et al. (2019), Jhatial et al. (2018) y Yazici et al. (2007) observaron que los valores de asentamiento del HRFA disminuyen a medida que aumenta la esbeltez y el dosaje de fibras. Mohammadi et al. (2008) también confirmaron que la relación largo/diámetro tiene un efecto importante sobre la trabajabilidad. En tal sentido, las fibras más pequeñas afectan menos a la trabajabilidad que las fibras de mayor tamaño ya que las primeras están usualmente distribuidas más uniformemente dentro de la mezcla. Es por ello que, para mantener una buena trabajabilidad, los HRFA suelen caracterizarse por poseer un mayor contenido de cemento y una mayor cantidad de agregado fino que los hormigones convencionales. De hecho, se recomienda el uso de un método de diseño apropiado que considere el impacto negativo de las fibras en la trabajabilidad a fin de garantizar condiciones de fluidez adecuadas para el HRFA.

Dada entonces su baja trabajabilidad, los ensayos de trabajabilidad estáticos como el ensayo de asentamiento en cono de Abrams, no son útiles ya que el hormigón solo es trabajable cuando es vibrado. Así, para evaluar la trabajabilidad del HRFA en estado fresco se recurre a ensayos dinámicos como es el ensayo en consistómetro de VeBe en el cual se toma el tiempo que necesita una muestra de hormigón para fluir a través de un embudo cuando este es vibrado externamente. A través de este ensayo la trabajabilidad se mide en segundos VeBe. Mientras mas segundos necesita la mezcla para fluir a través del embudo, menos trabajable es la misma. (Bentur y Mindess, 2007).

En la Figura 2.15 se muestra el efecto que tiene sobre la trabajabilidad, medida en segundos VeBe, la incorporación de distintos volúmenes de fibras, en mezclas con

diferentes valores de asentamiento inicial (sin fibras).

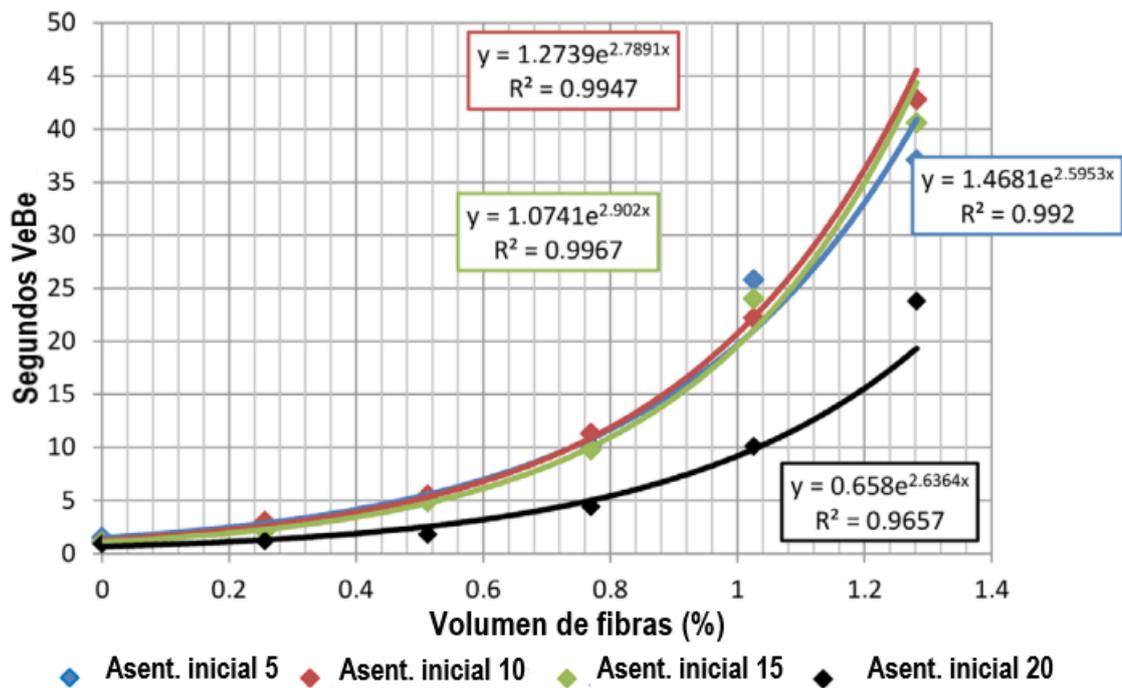


Figura 2.15: Relación entre segundos VeBe y contenido de fibras para hormigones con distinto asentamiento inicial (Figueiredo y Ceccato, 2015).

Se observa como el tiempo aumenta exponencialmente a medida que se incorporan fibras, lo que limita el contenido de las mismas que se pueden añadir a la mezcla por los problemas que esto acarrea en estado fresco. De hecho, varios métodos de dosificación basan su diseño en obtener una mezcla con buena trabajabilidad (American Concrete Institute, 2010; Ounanian y Kesler, 1976; Schrader, 1989; Schrader y Munch, 1976). Como regla práctica, se espera que al adicionar fibras el asentamiento del HRFA disminuya entre 50 y 75 mm. respecto a la misma mezcla sin fibras.

2.6.7. Cargas cíclicas y fatiga

Al igual que ocurre con los ensayos estáticos, la incorporación de fibras no supone mejoras significativas en el comportamiento bajo cargas cíclicas de compresión (Morris y Garrett, 1989; Plizzari et al., 2000; Yin y Hsu, 1995). En cuanto a la resistencia a la fatiga bajo cargas de tracción, si se tienen apreciables incrementos como ocurre en cargas estáticas para este tipo de sollicitación (Lovata y Morrill, 1994).

El incremento de la resistencia a la fatiga está relacionado tanto al dosaje de fibras como a la geometría de las mismas. Las fibras más esbeltas y aquellas que han sido deformadas, como pueden ser las fibras con extremo de gancho, conducen a mayores mejoras en comparación con fibras rectas o fibras menos esbeltas (Hacene et al., 2014; Johnston y Zemp, 1991; Jun y Stang, 1998; Ramakrishnan et al., 1987). más recientemente Fataar et al. (2021) concluyeron que los ganchos de las fibras proveen

el mecanismo predominante de resistencia a la fatiga y que una vez que los mismos se enderezan por completo dicha resistencia se agota. El HRFA ha sido utilizado con éxito para mejorar el comportamiento a la fatiga de elementos estructurales como pavimentos, losas y vigas (Lau et al., 2020; Parvez y Foster, 2015; Wang et al., 2021).

2.7. Consideraciones de diseño de HRFA

Como ocurre con cualquier tipo de hormigón, las proporciones de la mezcla en un HRFA dependen de los requerimientos de cada aplicación, en particular, en términos de resistencia, durabilidad y demás. A pesar de las numerosas ventajas técnicas y económicas que trae el uso del HRFA, también pueden encontrarse algunos inconvenientes. Por ello hay que tener en cuenta algunas consideraciones específicas al momento de diseñar HRFA:

- Con el fin de favorecer la movilidad de las fibras en la mezcla, las mezclas de HRFA suelen poseer mayor contenido de cemento que los hormigones comunes por lo cual los procedimientos de diseño pensados para hormigón común pueden no ser apropiados para HRFA.
- Los HRFA poseen mayor proporción de finos en relación a hormigones convencionales. La cantidad de agregado fino necesaria para lograr una adecuada distribución de fibras es función del dosaje de fibras. Mayor dosaje de fibras requiere mayor proporción de finos con el objeto de obtener una adecuada trabajabilidad (Al-Ghamdy et al., 1991). A su vez, para seleccionar los áridos finos, existen curvas granulométricas pensadas especialmente para hormigones fibrados.
- Para mejorar la trabajabilidad de mezclas con un alto volumen de fibras, suelen usarse aditivos como reductores de agua, superplastificantes e incorporadores de aire.
- Además del contenido de fibras, el segundo factor que repercute negativamente en la trabajabilidad es la relación de aspecto de las fibras (largo/diámetro). En la práctica se utilizan fibras con relación de aspecto menor a 100 ya que es muy difícil lograr una mezcla uniforme y trabajable si la relación de aspecto supera ese número.

Cuando se elabora HRFA para una cierta aplicación, el problema básico radica en introducir un volumen suficiente de fibras uniformemente distribuidas con el objeto de alcanzar las mejoras en el comportamiento mecánico deseadas, pero a la vez manteniendo una trabajabilidad suficiente de la mezcla húmeda que permita un mezclado adecuado. La otra principal dificultad al producir HRFA es lograr una distribución uniforme de fibras dada la tendencia que estas tienen de aglomerarse formando bolas o

erizos de fibras. Para evitar esto deben tenerse ciertos cuidados durante el procedimiento de mezclado, por ejemplo no agregar las fibras demasiado rápido y verterlas en último lugar con la mezcla ya húmeda (Van Chahn, 2001).

2.8. Los tubos de hormigón y el HRFA

Los tubos de hormigón son el sistema más eficaz, económico y ecológico para las redes de sistemas sanitarios. Entre sus principales bondades como elemento estructural se puede enumerar su buena respuesta ante cargas dinámicas y de impacto, adecuada flexibilidad ante eventuales movimientos de terreno mediante el uso de juntas de dilatación y un mantenimiento mínimo una vez puestos en servicio. La utilización de tubos de hormigón es la opción más difundida en obras de drenajes urbanos. De hecho, algunos acueductos de hormigón construidos por los romanos hace unos 2000 años están aún en uso, prueba de que la infraestructura de drenaje basada en hormigón reúne una durabilidad adecuada junto con eficiencia estructural (Peyvandi et al., 2013).

La utilización de HRFA para la fabricación de tubos de hormigón implica una serie de mejoras relacionadas al desempeño de este nuevo material, además de la ventaja de reducción de costo y tiempo que se logra al suprimir o disminuir la utilización de mallas de acero las que requieren un doblado especial y uso de maquinaria específica para su colocación. Además, el uso de fibras en reemplazo de la armadura de barras elimina por completo las dificultades asociadas al hecho de colocar la armadura en el medio de la pared del tubo. Un pequeño desplazamiento respecto a esta posición central significa un importante decrecimiento en la capacidad resistente del tubo (Figueiredo et al., 2008; Mohamed et al., 2014).

Sin embargo, su introducción dentro del mercado no es completa debido a varios factores como: la falta de métodos de cálculo para este material junto con la resistencia al cambio respecto a los usos tradicionales. Existe también una carencia de recomendaciones y métodos de cálculo simplificados para tubos de HRFA. Dado esto, su diseño es llevado a cabo por prueba y error: se intentan varios dosajes de fibra hasta encontrar el valor óptimo que satisfaga los requerimientos de una determinada clase resistente. Este proceso es dificultoso y costoso dada la gran variedad de geometría de los tubos, de clases resistentes y de tipos de fibras existentes. Por esta razón, es necesario desarrollar herramientas analíticas o numéricas que permitan llevar a cabo un diseño óptimo y la correspondiente verificación de los tubos de HRFA, ya que no existe ninguna metodología excepto los métodos de ensayo experimentales (De la Fuente et al., 2014).

2.8.1. Antecedentes sobre el uso de HRFA en tubos

La primer patente registrada de tubos de HRFA data de 1927 en California siendo registrada por G.C. Martin (Maidl, 1995). La primer producción de tubos prefabricados de HRFA a gran escala fue realizada en Suecia en el año 1985 (Sallstrom, 1985).

MacDonald y Trangsrud (2004) fueron unos de los primeros autores en considerar el uso de fibras de acero en tubos prefabricados, demostrando que la inclusión de fibras puede reemplazar parcial o totalmente el uso de las tradicionales barras. En sus estudios se indica que según el dosaje de fibras utilizado se pueden alcanzar resistencias que satisfacen lo requerido por las distintas clases resistentes según la normativa ASTM.

Luego de este estudio surgieron otros aportes significativos (Abolmaali et al., 2012; de Figueiredo et al., 2012; De la Fuente et al., 2012, 2011b; Mohamed et al., 2014, 2015; Nehdi et al., 2016) donde se estudió el comportamiento de tubos para distintos diámetros, espesores de pared, tipo y contenido de fibras, clase de hormigón, etc. Entre las conclusiones más importantes pueden mencionarse que, para este tipo de aplicación, las fibras largas resultan más eficientes que las fibras cortas dado que estas últimas tienden a desprenderse más fácilmente de la matriz cementicia (deslizamiento o pull out). Esto es así ya que el anclaje que proveen las fibras largas junto con la resistencia a la tracción de la mezcla, juegan un rol importante en la prevención del arrancamiento de las fibras, lo que mejora el comportamiento de los tubos.

Aumentar el dosaje de fibras más allá del dosaje óptimo puede provocar un fenómeno de endurecimiento, es decir, que los tubos son capaces de soportar cargas mayores a la carga de primera fisura, mientras que para tenores bajos de fibras se produce una pérdida de la capacidad de carga una vez alcanzada la carga última (ver Figura 2.16).

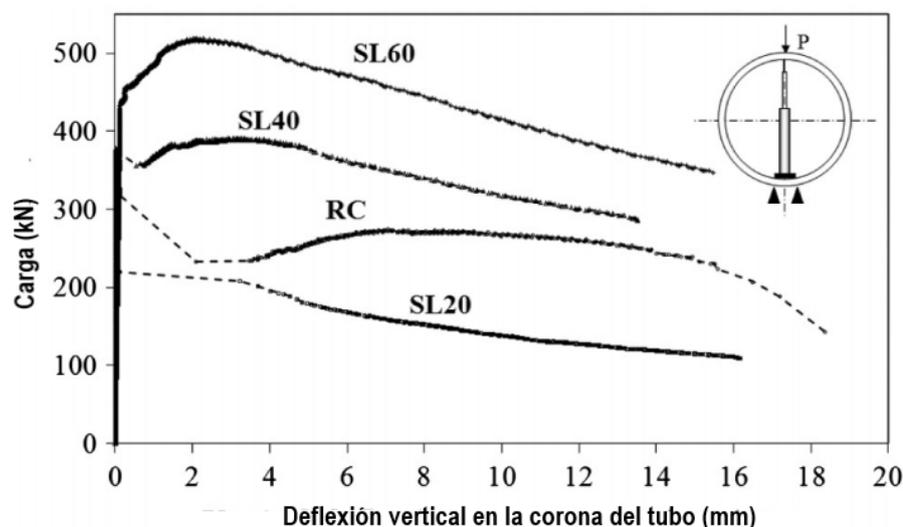


Figura 2.16: Curvas carga-desplazamiento para tubos de hormigón reforzado con barras y HRFA con 20, 40 y 60 kg/m³ de fibras (Mohamed et al., 2014).

Sin embargo, ninguno de los estudios mencionados han abordado como las distintas orientaciones y distribuciones que pueden adquirir las fibras debido a, por ejemplo, las acciones de colado, vibrado, efecto pared entre otras, repercuten sobre el desempeño mecánico de los tubos.

2.9. Técnicas de modelado y modelos constitutivos para HRFA

Las ventajas descritas del HRFA como material de construcción han despertado el interés de modelar este material, siendo esta una alternativa viable a las costosas campañas experimentales. Como ocurre en el caso de otros materiales compuestos, existen diferentes aproximaciones para simular su comportamiento.

2.9.1. Macromodelos

En esta escala de observación, los materiales con una base cementicia pueden ser considerados como materiales homogéneos y se los idealiza como si fueran un medio continuo. Por tanto son modelados en un marco teórico que incluye las formulaciones clásicas del continuo. En los denominados macromodelos, el material compuesto es representado como un único material en donde las leyes constitutivas se obtienen en base a ensayos experimentales. Estos modelos se enmarcan en la teoría de la plasticidad y la mecánica del continuo entre los que se destacan aquellos basados en daño y plasticidad (Luccioni et al., 2012; Mihai et al., 2016; Moradi et al., 2019; Peng y Meyer, 2000).

Luccioni et al. (2012) propusieron un modelo de homogeneización usando una teoría de mezclas modificada para modelar al HRFA. La matriz de hormigón es caracterizada por un modelo de plasticidad mientras que las fibras son modeladas como inclusiones elasto-plásticas que pueden arrancarse de la matriz. Este arrancamiento y desplazamiento relativo es abordado a través de un modelo de pull-out basado en los trabajos de Naaman et al. (1991), Chanvillard (1999) y Hameed et al. (2013). Mihai et al. (2016) presentó un modelo de HRFA el cual combina varios sub-modelos mecánicos que tienen en cuenta la fisuración y la acción de cosido de fisuras realizada por las fibras. Posee también una componente plástica que emplea una función friccional de ablandamiento/endurecimiento que considera la variación de la resistencia de la matriz y la deformación con el contenido de fibras. Peng y Meyer (2000) desarrollaron un modelo para HRFA basado en daño continuo en donde la influencia de las fibras fue tomada en cuenta modificando las funciones de evolución de daño. Tienen la ventaja de que están desarrollados en una escala congruente con la escala de análisis estructural. En general, están basados en enfoques fenomenológicos en los que las leyes constitutivas se obtienen a partir de bases termodinámicas y/o ensayos de laboratorio. Muchos de los trabajos recientes presentan la modelación numérica del HRFA utilizando mo-

delos originalmente desarrollados para hormigón como los modelo de micro-planos de Liu et al. (2009), Beghini et al. (2007) y Caner et al. (2013). Para incluir el efecto de cosido de fisuras realizado por las fibras, la función de ablandamiento de la matriz de hormigón es acoplada en paralelo con otra relación de cohesión basada en un modelo de resistencia de hormigón como lo es el modelo de Kholmyansky (2002) que da la evolución de la componente normal al micro-plano de tensiones. Entre otros macro-modelos para abordar el comportamiento mecánico del HRFA se encuentran modelos de multifisuras distribuidas (Chalioris y Karayannis, 2009), modelos de fisuras discretas, modelos plásticos como el modelo de Willam-Warnke (Ozcan et al., 2009), modelos de hormigón confinado (Tokgoz y Duncar, 2010), modelos no lineales calibrados con resultados experimentales de ensayos de compresión y tracción (Campione y Mangiavillano, 2008) u obtención del comportamiento uniaxial mediante análisis inverso (Santos et al., 2008). En otros trabajos se desarrollan modelos de daño continuo simples basados en resultados experimentales con distintos volúmenes de fibras y velocidades de deformación (Wang et al., 2008). En ningún caso, estos modelos incluyen la modelación explícita de la influencia de la adición de fibras, su proporción ni orientación. En la actualidad, estos modelos se obtienen a partir de modelos originalmente concebidos para hormigones simples los cuales son modificados para considerar las mejoras que provoca la incorporación de fibras. Estas modificaciones se logran por medio de calibraciones realizadas de resultados obtenidos en ensayos uniaxiales de tracción y compresión. La principal desventaja de estos métodos es la necesidad de desarrollar costosas campañas experimentales para cada dosaje, esbeltez, tipo y orientación de las fibras. Además la obtención de datos experimentales en los ensayos de tracción directa no es sencillo por lo que muchas veces las curvas tensión-deformación se obtienen a partir de métodos indirectos utilizando ensayos de flexión.

Ejemplos de estas formulaciones del tipo tensión-deformación en compresión son las desarrolladas por Ezeldin y Balaguru (1992), Soroushian y Lee (1989), Nataraja et al. (1999) mientras que en tracción se mencionan las propuestas del reglamento RILEM TC-162-TDF (2003), Sang-Yung et al. (2013), Somsak y Puay (2006) y Amin et al. (2015).

2.9.2. Mesomodelos

Las limitaciones impuestas por el uso de macromodelos pueden superarse mediante el uso de modelos constitutivos a una escala material menor en donde sus componentes hormigón y fibras se modelan por separado. En estos casos, el material es idealizado considerando sus diferentes fases (matriz y fibras) y además la interacción entre estas fases es considerada. Los modelos a mesoescala consideran el fenómeno representado por el vínculo fibra-matriz donde cada fibra es modelada como una entidad discreta.

La principal virtud de estos modelos es que al modelarse las fibras explícitamente se pueden considerar su volumen y geometría junto con su orientación y distribución. Esto es de vital importancia ya que uno de los factores que más influencia tiene en el comportamiento de un elemento estructural es la distribución del refuerzo en el material. Modelar un hormigón fibrado con un mesomodelo implica dos tareas principales: derivación de la fuerza de arrancamiento de una fibra en solitario y obtención del comportamiento del material compuesto para una distribución de fibras dada. En sus formulaciones, estos modelos consideran la naturaleza aleatoria de la distribución de las fibras mediante parámetros estadísticos y como afectan los fenómenos de arrancamiento y deslizamiento de las fibras al comportamiento del material compuesto. Así, el comportamiento del material compuesto puede obtenerse a través de técnicas de homogeneización basadas en las propiedades de sus materiales constituyentes (hormigón y fibras) considerando la geometría, volumen y orientación de estas o bien las fibras pueden ser explícitamente modeladas usando diferentes tipos de elementos discretos, que es la metodología que se adoptará en la etapa final de este trabajo.

Como antecedentes de trabajos de modelado de HRFA utilizando técnicas de homogeneización se pueden nombrar los trabajos de [Leung y Geng \(1998\)](#); [Li et al. \(1991\)](#) y [Pasa Dutra et al. \(2010\)](#) que desarrollaron modelos estadísticos para el comportamiento a tracción de compuestos con fibras cortas considerando mecanismos de falla como arrancamiento y deslizamiento.

En relación a modelos que consideran a las fibras como elementos discretos se encuentran los trabajos de [Bolander \(2004\)](#); [Radkte et al. \(2010\)](#) y [Cunha et al. \(2011\)](#). En estas aproximaciones, las relaciones tensión-deslizamiento se obtienen a través de ensayos de arrancamiento.

Dentro de la categoría de mesomodelos también podemos incluir a los llamados modelos de lattice, de los cuales han aparecido varios en los últimos años referidos a Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) ([Bolander et al., 2008](#); [Kang et al., 2014](#); [Schauffert y Cusatis, 2012a,b](#)). Estos modelos son capaces de capturar tanto la compleja mesoestructura y los mecanismos físicos que ocurren en este material compuesto, así como también el comportamiento macroscópico general. Sin embargo, el alto costo computacional de estos modelos sigue siendo uno de los mayores obstáculos para que sean aplicados masivamente a estructuras de gran escala. De todas formas estos modelos resultan muy útiles para ayudar a entender los mecanismos que gobiernan el comportamiento del HRF.

Cada uno de estos tipos de modelos tiene ventajas y desventajas. Los macromodelos, están desarrollados en una escala congruente con la del análisis estructural pero no incluyen la modelación explícita de la influencia de la incorporación de fibras, su proporción, orientación o distribución. De hecho, la mayoría de los modelos presentes

en la literatura actual proponen leyes constitutivas donde se considera al HRFA como un material homogéneo a través de propiedades materiales macroscópicas (Meskenas et al., 2014). Estas aproximaciones se basan en relaciones del tipo tensión-deformación ($\sigma - \epsilon$) (RILEM TC-162-TDF, 2003) o relaciones del tipo tensión-apertura de fisura ($\sigma - w$). Mientras que los mesomodelos permiten un mejor entendimiento del mecanismo de falla del HRFA sometido a cargas externas pero en contrapartida tienen un costo computacional superior y un mayor número de variables se ven involucradas en la formulación del modelo.

También podemos incluir una tercera categorización que son los micromodelos. Los micromodelos están basados en un nivel de observación en donde la pasta cementicia es descrita en términos de sus constituyentes químicos. Este tipo de modelos apunta a modelar la microestructura del compuesto en donde el cemento es representado como una “red” de partículas de cemento. Esta red de partículas reacciona con una variedad de componentes que lleva a obtener productos hidratados. La modelación numérica de este tipo de compuestos endurecidos requiere una amplia escala de formulaciones matemáticas y métodos numéricos relacionados a conceptos de hidratación/deshidratación que ocurren a nivel de microestructura (van Breugel, 1991). Dentro de estos modelos pueden nombrarse el modelo de Oliver et al. (2003) quienes propusieron un micromodelo que describe al HRF como una combinación de tres dominios: la matriz de hormigón, las fibras y la interfase fibra-matriz.

En el Apéndice B se realiza una descripción más detallada de algunos de estos modelos, los cuales se consideraron los más significativos para el estado del arte actual.

2.9.3. Elementos representativos de volumen o RVE

Dentro de las técnicas de homogeneización, una de las más difundidas es la creación de un elemento representativo de volumen o RVE por sus siglas en inglés. Un RVE puede ser considerado como una parte periódica de una estructura heterogénea que es lo suficientemente grande para representar estadísticamente al compuesto. Es decir, se trata de una muestra pequeña pero que incluya todas las heterogeneidades que puedan ocurrir en el compuesto (Kanit et al., 2003). A través del uso de RVEs se puede estudiar la distribución de fibras en un material compuesto. Para ello se genera un RVE con fibras cortas en formas de cilindro distribuidas aleatoriamente pero que a su vez satisfagan ciertas condiciones como por ejemplo el no solapamiento de una fibra con las demás. Estos RVEs pueden ser modelados como un cubo de tamaño unitario, luego la estructura constará de una sucesión periódica del mismo RVE. Para una generación automática de RVEs de manera de considerar la aleatoriedad en la distribución de las fibras, Hinrichsen et al. (1986) desarrollaron un algoritmo conocido como RSA (Random Sequential Adsorption). Diversos parámetros de entrada pueden ser dados

al algoritmo incluyendo el tamaño del RVE, distancia mínima entre fibras vecinas y volumen de fibras entre otros. El algoritmo entonces comienza creando el eje del cilindro que representará a la primer fibra en una posición aleatoria y con un ángulo aleatorio. De forma subsecuente se crean nuevas fibras con valores de distribución aleatorios. Si la nueva fibra cumple con las condiciones de no solapamiento y suficiente distancia mínima con las demás la misma es creada, de lo contrario se descarta. La generación de nuevas fibras se repite hasta alcanzarse el volumen deseado.

La Figura 2.17 muestra un ejemplo de fibras generadas con este algoritmo dentro de un RVE.

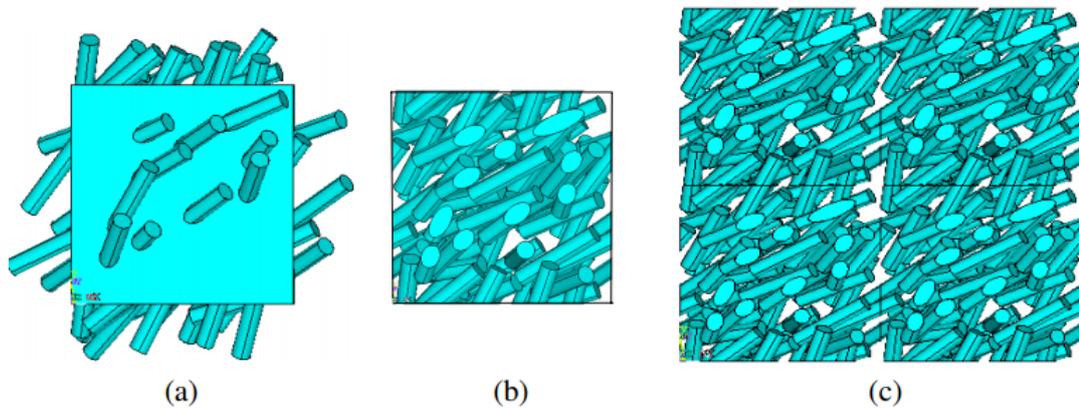


Figura 2.17: Generación de fibras aleatoriamente distribuidas en un RVE. (a) Fibras sin cortar, (b) fibras cortadas por las caras del RVE, (c) ensamble de cuatro RVEs periódicos. (Berger et al., 2007)

Esta técnica fue utilizada por Pasa Dutra et al. (2010) en su micromodelo sobre el comportamiento elástico y viscoelástico del HRF y más recientemente en trabajos de diversos autores (Pan et al., 2008; Salnikov et al., 2014; Tian et al., 2021) con el objetivo de superar algunas de las limitaciones del algoritmo creado por Hinrichsen et al. (1986).

Capítulo 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

INTODUCCIÓN

El programa experimental llevado a cabo en esta tesis se realizó con el objetivo de evaluar el desempeño del HRFA en la construcción de tubos para transporte de líquidos no presurizados, analizando la contribución de las fibras en la respuesta mecánica-estructural de los mismos. Para ello se llevó a cabo una producción de tubos en escala real los cuales fueron sometidos a un ensayo de compresión diametral normalizado, a fin de determinar la carga máxima que los mismos pueden soportar bajo este tipo de solicitaciones, analizándose además deformaciones y modos de falla. Dichos ensayos fueron realizados en la empresa de prefabricados COINAR S.R.L. ubicada en la ciudad de Concordia-Argentina. El programa de ensayos realizados comprende dos etapas. La primera etapa consistió en una etapa “de prueba” destinada a la calibración del equipamiento y familiarización con los métodos e instrumental de ensayo. Posteriormente a dicha etapa se desarrolló la “campaña experimental” sobre la cual trata el trabajo. Para estudiar el efecto de la adición de fibras se elaboraron tubos con dos contenidos de fibras: 20 kg/m^3 y 25 kg/m^3 junto con tubos reforzados con armadura tradicional de barras según normativa IRAM 11503 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1986a). Se escogieron estos dosajes con el objetivo de lograr un producto competitivo tanto en lo económico como en lo técnico. Además, según algunos autores como Haktanir et al. (2007), existe un dosaje óptimo que ronda los 25 kg/m^3 tras el cual un aumento en la dosis de fibra significa un aumento casi imperceptible en la carga máxima capaz de resistir el tubo

Además del ensayo de los tubos a escala real se realizaron probetas cilíndricas y prismáticas para cada mezcla empleada a fin de caracterizar el comportamiento a compresión y tracción de las mismas.

El hormigón utilizado es un hormigón seco (dry cast) implementado por la planta de prefabricación para la elaboración a gran escala de diversos productos, entre ellos los tubos de hormigón sobre los que trata este trabajo.

3.1. Materiales empleados

El hormigón empleado fue elaborado con agregados de la zona. Como agregado grueso se utilizó canto rodado de tamaño máximo nominal 12 mm. mientras que como agregado fino se empleó arena de río con un módulo de fineza de 2.82. La relación agua-cemento fue de 0.4. La composición de las mezclas se muestra en la tabla 3.1.

Material	Proporción por m ³ de hormigón
Cemento CP40	325 kg
Agua	130 kg
Arena de río	958 kg
Agregado grueso 5-12	1001 kg
Aire incorporado	1.5 lts
Dosaje de fibras	0, 20, 25 kg

Tabla 3.1: Composición de las mezclas.

Se utilizaron fibras de acero con extremo de gancho provistas por el fabricante Maccaferri, las cuales se muestran en la Figura 3.1.

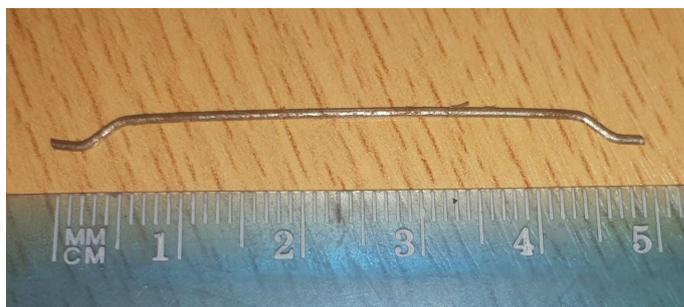


Figura 3.1: Fibras de acero Wirand FF1.

Las especificaciones de las mismas se detallan en la tabla 3.2.

Propiedad	Valor
Tipo de fibra	Extremo de gancho
Nombre de la fibra	WIRAND FF1
Longitud	50 mm.
Diametro	1 mm.
Resistencia a tracción del acero	1100 MPa.
Módulo elástico	210000 MPa.
Fibras por kg.	3244

Tabla 3.2: Propiedades de las fibras de acero utilizadas.

3.2. Elaboración del hormigón

La dosificación de la mezcla es realizada en forma automática mediante un software que permite especificar los contenidos unitarios de cemento, áridos y agua a incorporar realizando a su vez las correcciones correspondientes por humedad. Luego los componentes son trasladados por gravedad por medio de un tubo hasta la mezcladora normalizada que se muestra en la Figura 3.2. En la Figura también se muestran el tubo que transporta los materiales hasta la mezcladora y la cinta que transporta el material ya mezclado hasta el molde de los tubos.



Figura 3.2: Mezcladora de eje vertical.

Se incorporan primero los materiales secos y durante un minuto de mezclado aproximadamente se añade el agua de amasado. Finalmente se agregan las fibras de forma manual con la mezcladora girando a su máxima velocidad a razón de 20-30 kg. de fibras por minuto para evitar la formación de erizos. La mezcladora tiene capacidad para elaborar dos tubos por pastón considerando el desperdicio y el material necesario para las probetas utilizadas para la caracterización del material.

3.3. Caracterización de las mezclas

En este apartado se incluye una descripción de los ensayos de caracterización realizados junto con los resultados obtenidos a partir de los mismos. Se utilizó un método de producción del hormigón conocido como hormigón seco (dry cast concrete). Este tipo de hormigones usan una relación agua/cemento baja para así producir una mezcla sin asentamiento en estado fresco. La principal ventaja del uso de este método es que el hormigón elaborado de esta forma puede soportar su propio

peso aún en estado fresco permitiendo así retirar los moldes inmediatamente. En contrapartida, el uso de una relación agua/cemento baja para producir este tipo de hormigón, resulta en una mezcla difícil de trabajar con una consistencia muy poco fluida. En la Figura 3.3 se muestra el aspecto en estado fresco del hormigón utilizado.



Figura 3.3: Aspecto en estado fresco de la mezcla utilizada.

Tanto las probetas cilíndricas como prismáticas fueron ensayadas con una máquina de ensayo universal marca Shimadzu modelo UH-1000kNC perteneciente al Laboratorio de Ingeniería Civil de la Facultad Regional Concepción del Uruguay de la U.T.N. Es un sistema de pruebas con control de desplazamiento capaz de desarrollar tanto cargas de tracción como compresión que son ejercidas por un cilindro hidráulico. La máquina es comandada por una computadora que posee un software el cual permite especificar la tasa de desplazamiento a ser aplicada durante el ensayo. En la Figura 3.4 se muestra una imagen de la máquina.



Figura 3.4: Máquina de ensayo universal Shimadzu UH-1000kNC.

Se menciona que todas las probetas utilizadas para los ensayos de caracterización fueron elaboradas en los mismos días y bajo las mismas condiciones que los tubos.

3.3.1. Compresión

Se elaboraron probetas cilíndricas de 150 mm. de diámetro y 300 mm. de alto según lo especificado por la norma IRAM 1524 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1986c). Las mismas fueron compactadas manualmente siguiendo un procedimiento similar al de la norma antes mencionada. El mismo consiste en llenar un tercio de la probeta y propinar 25 golpes por capa mediante un pisón metálico repitiendo el proceso para las dos capas de material restante hasta llenar el molde. Esta metodología fue adoptada debido a que el vibrador utilizado para compactar los tubos no tiene la suficiente potencia para consolidar adecuadamente las muestras, lo que originó que las muestras obtenidas de la primera etapa de la campaña o etapa “de prueba” no pudieran ser correctamente caracterizadas. Esto se debió a las dificultades encontradas en su compactación producto de su baja trabajabilidad. Además, este método manual de compactación/vibración parece ser el que menos afecta a la uniformidad en la distribución de las fibras en comparación con otros métodos como vibración interna o vibración con mesa de vibrado (Gettu et al., 2005). Este método de vibración ha sido utilizado por otros autores en diversos trabajos de caracterización de probetas de HRFA (Akdag y Ozden, 2013; Demakos et al., 2021; Shi et al., 2020). Se menciona que todas las mezclas mostraron asentamiento nulo bajo el ensayo de cono de Abrams. Se obtuvieron 4 probetas para cada mezcla y todas fueron desmoldadas luego de 24 horas y curadas bajo agua hasta el día del ensayo. Previo a su ensayo se realizó el encabezado de ambas bases de las probetas con mezcla de azufre según lo especificado por la norma IRAM 1553 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1992b). A los 28 días la resistencia a la compresión fue determinada mediante ensayo de compresión según Norma IRAM 1546 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1992a). En la Figura 3.5 puede observarse el modo de falla a compresión de una probeta de HRFA luego de ser ensayada.

La resistencia a la compresión media de las mezclas se detalla en la Tabla 3.3.

Designación de la mezcla	Dos. de fibras (kg/m ³)	Resist. media (MPa.)	Desv. estándar (MPa.)
HRFA-20	20	22.6	1.3
HRFA-25	25	25	1.7
RC	-	21.6	0.8

Tabla 3.3: Resistencia a compresión de las mezclas utilizadas.

Como se puede observar, la incorporación de fibras no produce incrementos significativos en la resistencia a la compresión. Complementariamente, como parte de otro trabajo (Gonzalez y Rougier, 2021), se realizaron ensayos de compresión en



Figura 3.5: Ensayo de compresión uniaxial.

testigos calados obtenidos de los tubos (Figura 3.6).

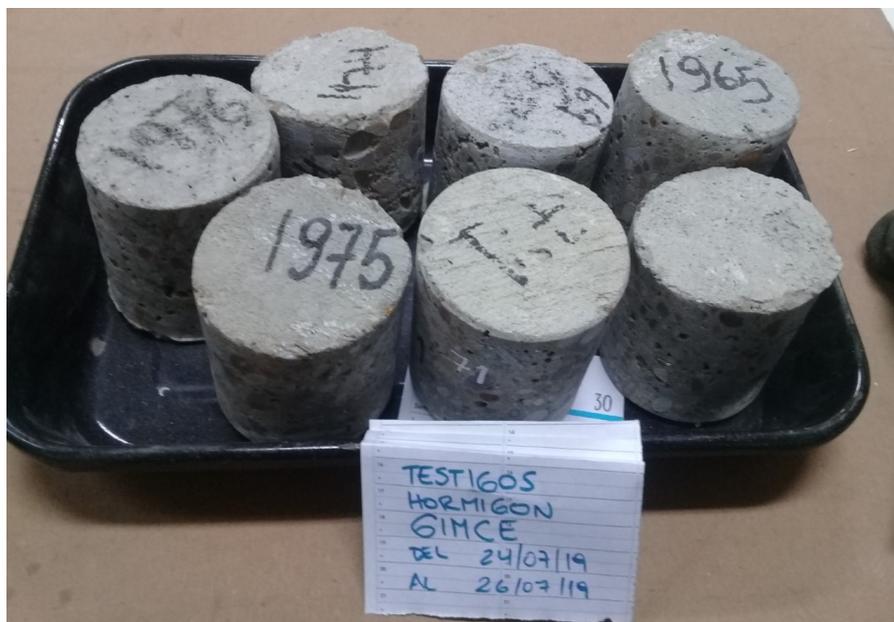


Figura 3.6: Testigos cilíndricos obtenidos de tubos de HRFA

Las resistencias a compresión medidas en dichos testigos arrojaron resultados promedio cercanos a los 17 MPa. contra 22 MPa. observados en las probetas (ver Tabla 3.3). De aquí que el problema parece estar relacionado a una insuficiente compactación y consolidación de los tubos con el método de fabricación descrito.

3.3.2. Flexión

Se realizaron ensayos en probetas prismáticas entalladas de 150 x 150 x 550 mm. según normativa RILEM TC-162 que es el ensayo más difundido para evaluar la resistencia a flexión de hormigones fibrados. Su disposición se ilustra en la Figura 3.7. A partir de este ensayo se pueden obtener las curvas carga-desplazamiento en



Figura 3.7: Ensayo de viga a flexión con entalla.

flexión ya que la máquina universal posee una celda de carga que mide la carga total ejercida por el cilindro y el desplazamiento vertical que sufre el cabezal de la celda durante el ensayo. Se colocó a su vez un reloj comparador digital en el tramo central de la viga para obtener los desplazamientos de manera manual y así detectar posibles errores de calibración de la máquina. No se observaron discrepancias significativas en las mediciones de las deflexiones obtenidas con ambos métodos.

La baja relación agua/cemento de la mezcla condujo a una mezcla muy seca, lo que causó una marcada segregación como se ve en la Figura 3.7 producto de la vibración a la que se sometió a las probetas para su consolidación disminuyendo notablemente la resistencia esperada. En la Tabla 3.4 se muestran los resultados de los ensayos a flexión de vigas prismáticas con entalla elaboradas con la mezcla HRFA-20.

Designación de la viga	Dosaje de fibras (kg/m^3)	Carga última (N)
VP-HRFA-20-1	20	13082
VP-HRFA-20-2	20	12000
VP-HRFA-20-3	20	13997

Tabla 3.4: Carga última a flexión de vigas prismática con entalla.

La designación VP corresponde a viga prismática y la nomenclatura HRFA-20 a la mezcla utilizada. Con relación a las probetas obtenidas para el dosaje de 25 kg/m^3 ,

los resultados no se muestran dado que no resultaron representativos producto de la dificultosa compactación de las mismas.

3.3.3. Energía de fractura

Uno de los parámetros más importantes a la hora de caracterizar al HRFA es la energía de fractura, la cual permite evaluar el desempeño del material luego de la fisuración. Según la normativa RILEM TC 50-FMC, la energía de fractura se define como el trabajo total requerido para crear una fisura de área unitaria bajo el método de trabajo de fractura de Hillerborg que se basa en los resultados del ensayo de flexión ilustrado en la Figura 3.7. En este método, el trabajo total necesario para romper la viga en dos partes, es calculado estimando el área total bajo la curva carga-desplazamiento, este resultado se llama trabajo de fractura, de allí el nombre del método. Luego, la energía de fractura es calculada dividiendo el trabajo de fractura (W_f) por el área transversal de la viga prismática sin entalla (A). Dado que los tramos finales de las curvas-carga desplazamiento no pudieron ser medidos, se agrega una cantidad compensatoria al valor del área bajo la curva medida para alcanzar el trabajo de fractura total (Bazant y Planas, 1997). Dicha cantidad viene dada por la expresión $P_0 \cdot U_0$, donde:

U_0 = máxima deflexión medida.

P_0 = carga puntual equivalente al peso de la viga.

El trabajo total viene dado entonces por:

$$W_f = W_0 + 2 \cdot P_0 \cdot U_0. \quad (3.1)$$

La figura 3.8 muestra las curvas carga-desplazamiento obtenidas en tres probetas sometidas al ensayo RILEM TC-162 correspondientes a la mezcla HRFA-20.

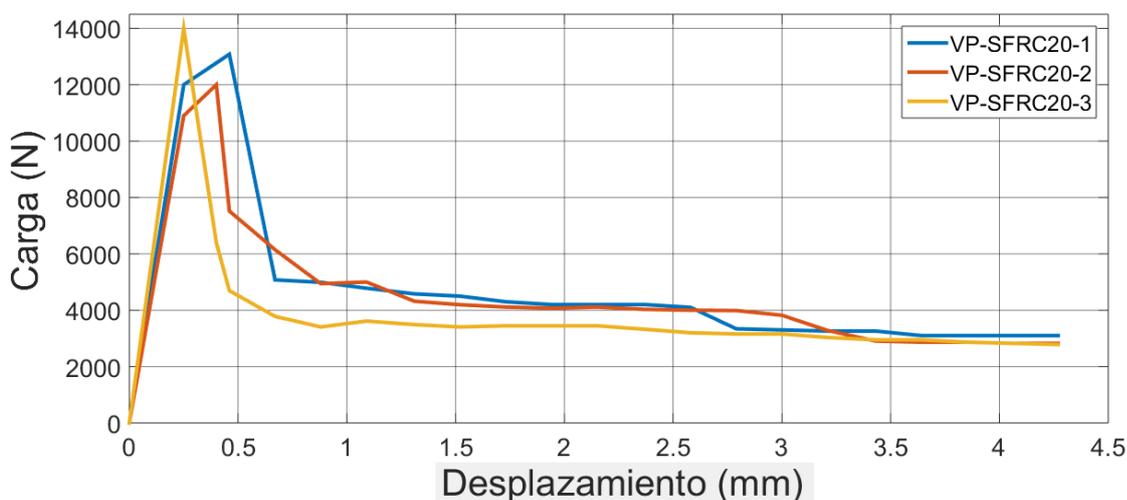


Figura 3.8: Curvas carga-desplazamiento de vigas prismáticas con entalla.

Los valores de energía de fractura obtenidos para vigas elaboradas con mezcla HRFA-20 junto con una viga elaborada con hormigón sin fibras, mediante la aplicación de este método, se muestran en la Tabla 3.5.

	Sin fibras	VP-HRFA20-1	VP-HRFA20-2	VP-HRFA20-3
Área bajo la curva (W_F)(N/m)	4.5	20.10	19.03	16.14
Última deformación medida (mm)	1.7	4.2	4.2	4.2
Parámetro $2 \cdot P_0 \cdot U_0$	1.13	2.766	2.766	2.766
Energía de fractura (N/m)	250.35	1016.52	968.75	840.31

Tabla 3.5: Valores de energía de fractura obtenidos a partir de vigas con entalla (Mezcla: HRFA20)

Los valores de energía de fractura para hormigón simple se hallan en un orden cercano a los obtenidos por otros investigadores para hormigones de similares prestaciones a los aquí estudiados (Kazemi et al., 2007; Lee y Lopez, 2014; Nikbin et al., 2017). Por el contrario, para el hormigón fibrado se obtuvieron valores inferiores comparados con valores típicos para esta dosis y tipo de fibra (Barros y Sena Cruz, 2001; Koksall et al., 2013; Meza de Luna et al., 2014; Wang et al., 2021), lo cual se debe a los problemas de trabajabilidad y compactación ya descritos.

3.4. Elaboración de tubos

Los tubos de hormigón elaborados objeto de estudio de este trabajo tienen un diámetro interno de 600 mm., espesor de pared de 75 mm. y una longitud de 1000 mm. respondiendo a los requerimientos para tubos Clase II según la normativa IRAM 11503. En la tabla 3.6 se muestran los requerimientos de resistencia para la Clase II junto con los detalles de armadura.

Diam. int. (mm)	Esp. de pared (mm)	Arm. long.		Arm. transv. (cm^2/m)		Carga de prueba (KN/m)	Carga de rotura (KN/m)
		Num.	Diam. (mm)	Interno	Externo		
600	75	7	6	1.5	-	30	45

Tabla 3.6: Detalles de armadura y requerimientos de resistencia según IRAM 11503.

La norma IRAM 11503 especifica 4 clases resistentes: Clase I, Clase II, Clase III y Clase IV cada una de ellas con sus requerimientos de carga de prueba, o carga de primera fisura, y carga última para cada diámetro. La norma también detalla algunas discrepancias permitidas en las dimensiones del tubo. Se eligió este diámetro de tubo por resultar el de mayor interés comercial en la zona, dado que son los más utilizados tanto en infraestructura urbana como rural.

Los tubos fueron elaborados utilizando un molde consistente en un núcleo vibrador interno y una camisa o molde externo, donde luego el hormigón es colado en el espacio

entre estos dos elementos a través de una cinta transportadora (Figura 3.9).



Figura 3.9: Proceso de llenado y vibrado de tubos.

Cuando el molde se llena, la camisa o molde externo se remueve inmediatamente luego del colado de la mezcla ya que, como se mencionó, el hormigón utilizado tiene la capacidad de soportar su propio peso aún en estado fresco. Esto permite elaborar gran cantidad de tubos con rapidez disponiendo de un solo molde reduciendo además los costos. Durante la primera etapa de prueba se elaboraron dos tubos para cada dosificación estudiada, mientras que en la segunda etapa se elaboraron cuatro tubos por dosificación de HRFA junto con tubos elaborados con armadura tradicional Clase II según lo detallado anteriormente. Los tubos perteneciente a la segunda etapa del programa experimental se elaboraron en dos series: en la primera se elaboraron dos tubos por cada dosis de fibra y dos con armadura tradicional y en la segunda serie se elaboraron los restantes. La denominación THRFA corresponde a tubos de hormigón reforzado con fibras de acero mientras que la numeración 20/25 indica el dosaje de fibras, por su parte las siglas THRB corresponden a tubos de hormigón reforzado con barras y los caracteres CII indican la clase de armadura de acuerdo a la norma IRAM 11503. Los detalles de los tubos ensayados se muestran en la Tabla 3.7.

Una vez elaborados los tubos, se les realiza un acabado superficial con espátula para eliminar imperfecciones y se los cura al aire en ambiente techado. En la figura 3.10 se puede ver una fotografía del proceso de terminación superficial realizado en los tubos.

Tubo	Dosaje de fibras (kg/m ³)	Refuerzo de barras
Primer Serie		
1-THRFA-20	20	-
2-THRFA-20	20	-
1-THRFA-25	25	-
2-TRHFA-25	25	-
1-THRB-CII	-	Clase II
2-THRB-CII	-	Clase II
Segunda Serie		
3-THRFA-20	20	-
4-THRFA-20	20	-
3-THRFA-25	25	-
4-THRFA-25	25	-
3-THRB-CII	-	Clase II
4-THRB-CII	-	Clase II

Tabla 3.7: Detalles de tubos fabricados.



Figura 3.10: Terminación superficial de tubos y acopio bajo ambiente techado.

3.5. El ensayo de tres aristas

Para evaluar el desempeño mecánico de los tubos, estos se someten a un ensayo llamado ensayo de tres aristas, cuya configuración se esquematiza en la Figura 3.11.

Este ensayo estandarizado es el utilizado para evaluar la capacidad de carga y así diseñar los tubos de hormigón. En el caso de tubos enterrados, la carga obtenida en el laboratorio se relaciona con la carga obtenida en el campo a través de un factor

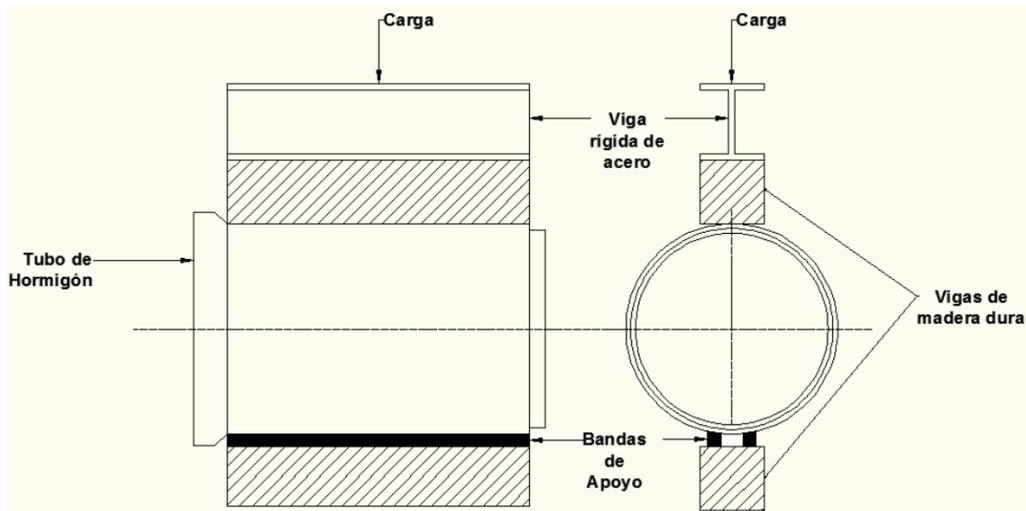


Figura 3.11: Esquema de ensayo de tres aristas.

empírico llamado “bedding factor”, que tiene en cuenta la carga de suelo y la carga de tráfico si existiera y considera también la diferencia entre la condición de apoyo del tubo en el laboratorio y la misma condición en campo. Dicho factor es muy útil porque es mucho más fácil obtener la carga última en las condiciones controladas que se tienen durante el ensayo. Este factor ha sido ampliamente discutido por Alzabeebee et. al. (Alzabeebee, 2019; Alzabeebee et al., 2018a,b).

En nuestro país, el ensayo está reglamentado por la norma IRAM 11513 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1986b) y consiste en la aplicación de una carga lineal monotónica y cuasi-estática a lo largo de toda la corona del tubo hasta alcanzarse la carga máxima soportada por el mismo. El dispositivo de apoyo consiste en 2 bandas de goma de 50 mm. de ancho y 25 mm. de espesor separadas 50 mm. entre ellas. Dicha norma especifica que las bandas deben poseer una dureza Shore de 50 ± 5 . En la Figura 3.12 se muestra un tubo siendo colocado en la maquinaria de ensayo.



Figura 3.12: Montaje de tubo de HRFA en maquinaria de ensayo.

Los tubos fueron ensayados en prensa hidráulica con capacidad de desarrollar una carga nominal máxima de 100 kN. Para aplicar la carga, el cabezal de la prensa se colocó sobre una viga de acero rígida materializada con un perfil IPN 120, la cual descansa sobre una banda de goma similar a la utilizada en el dispositivo de apoyo que a su vez se apoya en la corona del tubo. Para medir las deflexiones horizontales y verticales se utilizaron relojes comparadores con precisión de 0.001 mm. La Figura 3.13 muestra un tubo colocado en la maquinaria junto con el instrumental.

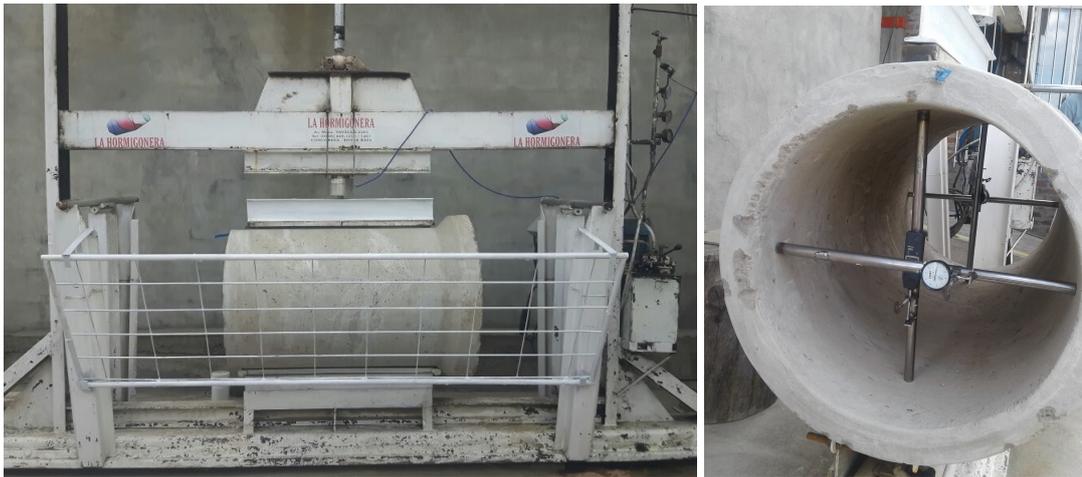


Figura 3.13: Ensayo de tres aristas. Izquierda: disposición de ensayo. Derecha: instrumental de medición.

La máquina está materializada de tal forma que resulte lo suficientemente rígida para que la distribución de la carga no sea afectada por una posible deformación de la propia máquina. En todos los ensayos, los dispositivos de medición fueron retirados antes de alcanzarse la carga pico con el objetivo de preservarlos. La carga fue medida de forma manual a intervalos de carga constantes y cuyos datos se adquirieron de una celda de carga conectada a la línea hidráulica de la máquina (ver Figura 3.14).

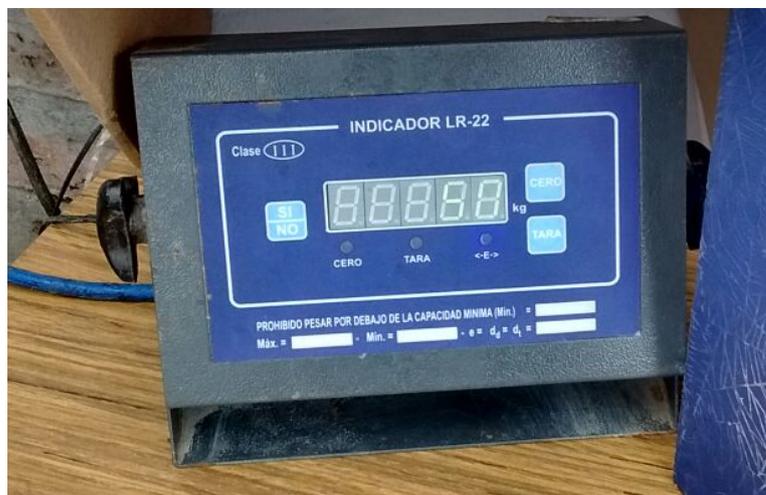


Figura 3.14: Indicador de celda de carga para adquisición de datos.

3.6. Resultados experimentales

Las cargas máximas medidas en los tubos de 600 mm. elaborados se muestran en la Tabla 3.8.

Tubo	Carga última (KN.)	Carga última media (KN.)
Primer Serie		
1-THRFA-20	37	41
2-THRFA-20	45	
1-THRFA-25	36	38
2-THRFA-25	42	
1-THRB-CII	51	53.5
2-THRB-CII	55	
Segunda Serie		
3-THRFA-20	43	43
4-THRFA-20	43	
3-THRFA-25	36	37
4-THRFA-25	38	
3-THRB-CII	52	50
4-THRB-CII	48	

Tabla 3.8: Cargas últimas alcanzadas por tubos de 600 mm.

Todos los tubos mostraron un modo de falla típico de flexión. El patrón de fisuras se muestra en la Figura 3.15.

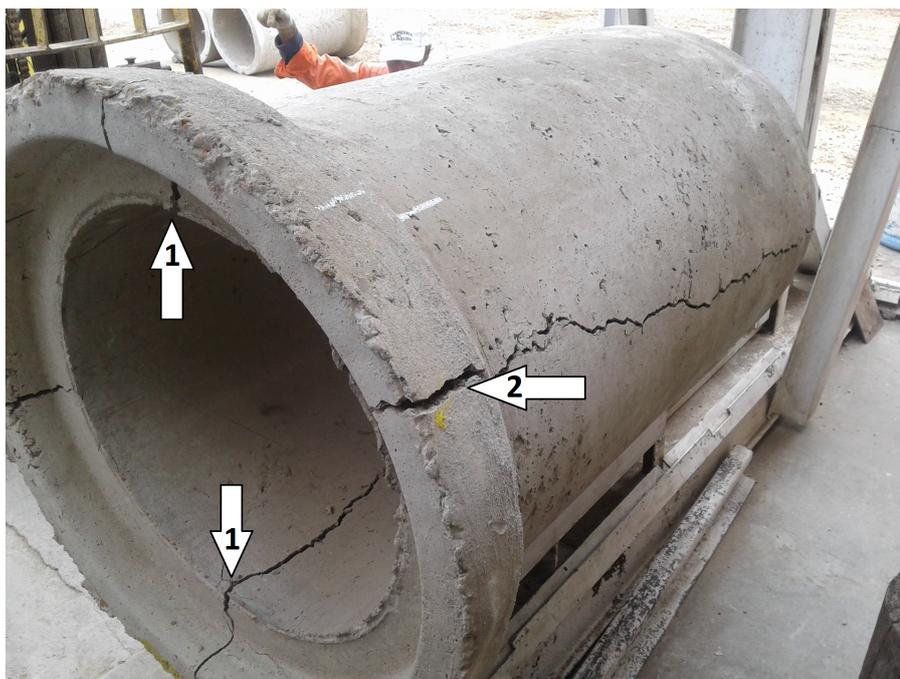


Figura 3.15: Modo de falla a flexión de tubos de HRFA.

Se observó que las fisuras principales siempre se desarrollan en las caras internas de la corona y la base del tubo (1) seguidas por fisuras secundarias ubicadas en la cara externa de los laterales del tubo (2). Con respecto a los tubos elaborados con HRFA, los mismos mostraron un comportamiento dúctil con capacidad de alcanzar grandes deformaciones verticales y horizontales sin colapsar. No se observó ruptura de fibras en ningún caso, siempre la falla del material se produjo por arrancamiento de las mismas de la matriz de hormigón como se observa en la Figura 3.16.



Figura 3.16: Arrancamiento de fibras en tubos de HRFA.

Este fenómeno está en concordancia con lo observado por Simoes et al. (2017) quienes concluyeron que el anclaje mecánico provisto por los ganchos de las fibras es más importante en hormigones de baja resistencia, como es aquí el caso. En contrapartida, un incremento de la resistencia del hormigón conduce a un incremento en la cantidad de fibras que fallan por tracción en lugar de arrancarse o desprenderse de la matriz. Esto se debe a un aumento en la tensión de vínculo fibra-matriz favorecida por una mayor calidad del hormigón junto con una mayor dificultad de dañar la matriz circundante a la fibra durante el proceso de deformación del gancho. Los tubos elaborados con hormigón reforzado con barras mostraron un comportamiento mucho más frágil con desprendimiento de material en algunos casos (Figura 3.17).

Los ensayos fueron finalizados tras alcanzarse la carga última dada la imposibilidad de mantener una tasa de incremento de carga controlada. Como se observa, las cargas alcanzadas por los tubos de HRFA con los dosajes de fibras aquí estudiados quedan levemente por debajo de los 45 KN requeridos por la Clase II según IRAM. Las cargas alcanzadas por los tubos con ambos dosajes de fibras son muy similares, incluso se observa en algunos casos que a mayor dosaje de fibras menor es la carga última. En la Figura 3.18 se muestran las curvas cargas-deformación para los tubos de HRFA ensayados en la primer serie.

Como se aprecia en dicha figura, un mayor dosaje de fibras otorga mayor ductilidad



Figura 3.17: Modo de falla a flexión de tubos con armadura de barras.

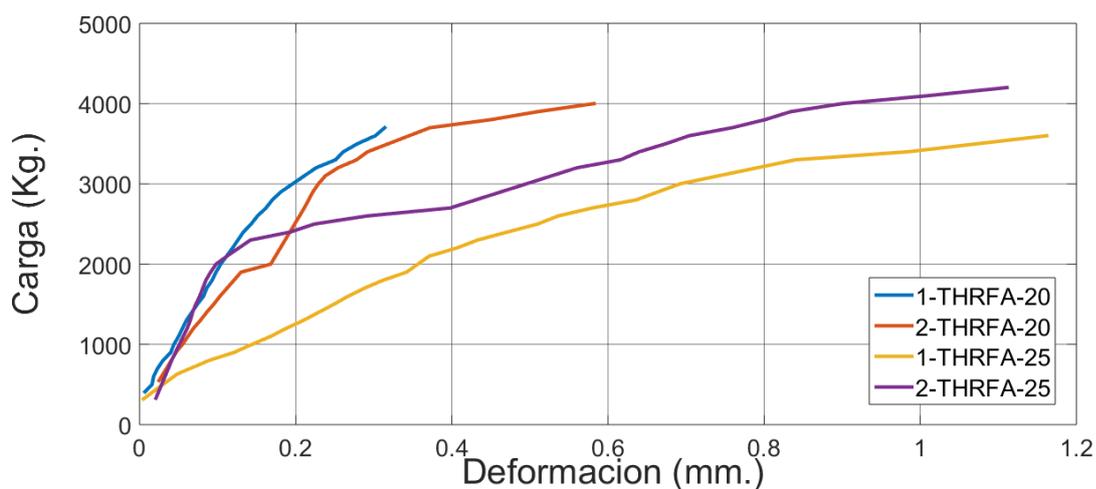


Figura 3.18: Curvas carga-deformación obtenidas experimentalmente en tubos de HRFA sometidos al ensayo de tres aristas.

y capacidad de deformación a los tubos, lo que permitió mantener una tasa de carga controlada durante mayor tiempo respecto a los tubos que contienen 20 kg/m^3 de fibras. Sin embargo y como se mencionó, las cargas últimas son, en promedio, menores en los tubos que contienen mayor dosaje de fibras tal cual muestra la Tabla 3.8, pero además los tubos resultan menos rígidos ya que para un mismo valor de carga las deformaciones en dichos tubos son mayores. Esto puede deberse a una deficiente consolidación y compactación de la mezcla debida a su baja trabajabilidad, fenómeno que se ve acentuado al aumentarse la cantidad de fibras. También se observa una disparidad entre el comportamiento exhibido por los tubos que contienen 25

kg/m³ de fibras, sobre todo en las primeras etapas del proceso de carga, fenómeno atribuible a una posible falta de compacidad y homogeneidad de la mezcla. Obsérvese además que los tubos reforzados con barras obtuvieron mayores resistencias que los tubos elaborados con hormigón con fibras, lo que también evidencia los problemas acarreados por la incorporación de fibras en esta clase de hormigón seco. Además, dado que la resistencia de la matriz de hormigón es relativamente baja (resistencia a compresión media alrededor de los 20 MPa), la contribución de las fibras se ve significativamente reducida. Por lo cual, para alcanzar cargas más altas usando fibras de acero se necesita una mejor calidad de hormigón independientemente del contenido de fibras, como se verá en el siguiente capítulo.

Capítulo 4

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL HRFA COMO MATERIAL HOMOGÉNEO

INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describen los tipos de modelos utilizados para modelar los tubos, los modelos constitutivos utilizados para los materiales y los resultados de las simulaciones numéricas llevadas a cabo utilizando un macromodelo. En nuestro país existen algunos estudios a nivel material sobre HRFA, con escasas aplicaciones prácticas en el elemento estructural que aquí se pretende estudiar. Estas dificultades están en parte asociadas a la falta de modelos numéricos capaces de predecir adecuadamente el comportamiento mecánico de los tubos de HRFA.

El HRFA al igual que otros materiales cementicios pertenece al grupo de materiales multifase comúnmente llamados en la literatura como compuestos o “composites”. La modelación constitutiva del hormigón y demás materiales compuestos ha sido un tema de investigación durante décadas. Sin embargo, el comportamiento complejo del hormigón, debido a su naturaleza heterogénea, no siempre puede ser fielmente representado en todos los modelos constitutivos dedicados a este material (Nguyen, 2005). La tarea del ingeniero es entonces elegir un modelo que sea lo suficientemente preciso y a la vez no demasiado complejo ni costoso computacionalmente (Runesson, 1996). Se consideraron tres alternativas numéricas de modelado del HRFA como material homogéneo.

Para el primer caso, se modela al HRFA a través de la teoría de mezclas clásica, que permite obtener el comportamiento del material compuesto a través de la combinación en proporción volumétrica de cada fase. Luego se presenta un enfoque probabilístico en donde se considera el aporte de las fibras modificando las propiedades materiales de cada elemento finito según el aporte volumétrico de las fibras a cada elemento. Finalmente se construyeron un modelo 2D y uno 3D en donde se adoptaron relaciones constitutivas del tipo $(\sigma - \epsilon)$ y del tipo $(\sigma - w)$ para modelar el comportamiento a compresión y tracción del HRFA respectivamente.

4.1. Modelado del HRFA como material homogéneo equivalente utilizando teoría de mezclas

En una primera etapa del proceso de investigación, se decidió como ya se mencionó anteriormente tratar al HRFA como un material homogéneo. Este tipo de aproximación es frecuentemente utilizada en materiales compuestos como lo son los materiales cementicios. Al modelar el material de esta manera, se considera la ley constitutiva de cada material componente, en este caso hormigón por un lado y acero por el otro, y se obtiene el comportamiento del material resultante en función del aporte o proporción volumétrica que cada material tenga dentro del compuesto cementicio (Molina et al., 2009).

Es importante entender las hipótesis simplificadoras subyacentes a las ecuaciones derivadas de esta teoría, para el caso de materiales fibrados las más importantes son:

- Las fibras se consideran paralelas entre si y extendidas a lo largo de toda la longitud del elemento en cuestión.
- Existe una adherencia perfecta entre las fibras y la matriz sin producirse deslizamiento entre ellas.
- La carga se considera alineada con la dirección de las fibras y produce igual deformación en las fibras y la matriz.

El modelo de material homogéneo equivalente que se utiliza es un modelo de hormigón con idénticas propiedades elásticas y no lineales de compresión que aquel que compone el HRFA pero con una curva de endurecimiento/ablandamiento en tracción modificada debido a la contribución de las fibras. La curva que representa el comportamiento a tracción del HRFA se puede obtener de ensayos de tracción directa, indirectamente de ensayos de flexión o alternativamente en forma numérica. Para ello, se recurre a un “modelo de daño plástico”, cuyos fundamentos básicos permiten simular el comportamiento multiaxial del hormigón considerando el fenómeno de degradación de rigidez producido a partir del comienzo del proceso de fisuración, con el objeto de reproducir con mejor aproximación el comportamiento inelástico del hormigón (Oller et al., 1988).

4.1.1. Modelos de daño-plasticidad

Experimentalmente se ha observado que el mecanismo de colapso en materiales friccionales tales como los hormigones, está precedido por un proceso disipativo no lineal caracterizado por la concentración de deformaciones en bandas de espesor muy pequeño en comparación con las dimensiones globales de la estructura. En ellas se concentran procesos irreversibles de degradación y disipación de energía

(daño-plasticidad) mientras que el resto del sólido experimenta descarga elástica. La aparición de este mecanismo de localización de deformaciones implica directa o indirectamente el inicio del proceso de falla del material, de allí la importancia de disponer de modelos numéricos capaces de simular eficientemente el fenómeno. Las bandas con deformaciones altamente localizadas pueden manifestarse bajo diversas formas entre las cuales se hallan los procesos de fisuración en estructuras construidas a base de morteros cementicios (Sanchez, 2006). Un modelo constitutivo de daño-plasticidad para la modelación del HRFA permite tomar las cualidades de dos mecanismos de falla: por el lado del mecanismo de plasticidad permite almacenar deformaciones inelásticas (permanentes) asociadas a un proceso de carga o descarga del material, y por el lado del mecanismo de daño, permite que se genere un deterioro de las constantes elásticas con base en la ley de evolución de la variable de daño (Caicedo Silva, 2010).

Para modelar el comportamiento del hormigón se utiliza un modelo daño-plasticidad desarrollado por Luccioni y Rougier (2005). Dicho modelo está basado en otro modelo de daño y plasticidad (Luccioni et al., 1996) el cual fue modificado para poder reproducir también el comportamiento del hormigón confinado. El comportamiento plástico se obtiene como una generalización de la teoría clásica de la plasticidad. Para caracterizarlo se utilizan las propiedades elásticas del hormigón de base y se modifica solamente la curva de endurecimiento en tracción utilizada para definir el umbral plástico. El límite de comportamiento elástico es definido a través de una función de fluencia:

$$F^p(\sigma_{ij}; \kappa^p) = f^p(\sigma_{ij} - K(\sigma_{ij}; \alpha_k)) \leq 0. \quad (4.1)$$

donde $f^p(\sigma_{ij})$ es la tensión equivalente definida en el espacio de tensiones que puede tomar la forma de cualquiera de las funciones de fluencia de la plasticidad clásica (Tresca, Von Mises, Mohr Coulomb, Drucker Prager, etc.).

$K(\sigma_{ij}; \alpha_k)$ es el umbral de fluencia y κ^p es la variable de daño plástico o variable de endurecimiento isótropo.

Se define la siguiente regla de evolución para las deformaciones plásticas:

$$\epsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\delta G(\sigma_{mn}; \kappa^p)}{\delta \sigma_{ij}}. \quad (4.2)$$

Donde λ es el factor de consistencia plástica y G la función de potencial.

La variable de endurecimiento plástico κ^p se obtiene normalizando la energía disipada en el proceso plástico. Este índice varía entre 0 para el material virgen y 1 cuando se ha disipado plásticamente la totalidad de la energía que el material es capaz de disipar de esta forma.

Se utiliza la siguiente regla de evolución para el umbral de fluencia equivalente:

$$K(\sigma_{ij}; \kappa^p) = rR^{op}\sigma_t(\kappa^p) + (1 - r)\sigma_c(\kappa^p). \quad (4.3)$$

Donde $\sigma_t(\kappa^p)$ y $\sigma_c(\kappa^p)$ representan la evolución de los umbrales de fluencia en ensayos de tracción y compresión uniaxial respectivamente, mientras que rR^{op} es la relación entre los umbrales de fluencia en compresión uniaxial y en tracción uniaxial.

Las condiciones de carga/descarga se derivan de las relaciones de Kuhn-Tucker (Kuhn y Tucker, 1951) formuladas para problemas con restricciones unilaterales:

$$d \geq 0, \quad F^p \leq 0, \quad dF^p = 0. \quad (4.4)$$

Considerando ahora el proceso de daño, y de manera análoga al límite de comportamiento plástico, se define un límite o umbral de daño en la siguiente forma:

$$F^d = f^d(\sigma_{ij} - K^d(\sigma_{ij}; \kappa^d)) \leq 0, \quad (4.5)$$

en la que, de manera similar a lo visto en el proceso plástico, $f^d(\sigma_{ij})$ es la tensión equivalente definida en el espacio de tensiones, $K^d(\sigma_{ij}, \kappa^d)$ es el umbral de daño equivalente y κ^d es la variable de endurecimiento de daño. La tensión equivalente $f^d(\sigma_{ij})$ puede ser evaluada utilizando funciones conocidas de la teoría de la plasticidad como las ya expuestas (Tresca, Von-Mises, Mohr-Coulomb o Drucker-Prager) o cualquier otra función especialmente desarrollada para daño. La variable de endurecimiento en daño varía entre 0 para el material virgen a 1 para el material completamente dañado. Se propone la siguiente ecuación para el umbral de daño equivalente:

$$K^d(\sigma_{ij}; \kappa^d) = r\sigma_t(\kappa^d) + (1 - r)\sigma_c(\kappa^d), \quad (4.6)$$

donde $\sigma_t(\kappa^d)$ y $\sigma_c(\kappa^d)$ representan la evolución de los umbrales de daño en ensayos de compresión y tracción uniaxial respectivamente.

Las condiciones de carga/descarga se derivan de las relaciones de Kuhn-Tucker y resultan análogas a las correspondientes al proceso plástico:

$$d \geq 0, \quad F^d \leq 0, \quad dF^d = 0. \quad (4.7)$$

La evolución de las deformaciones plásticas y del daño se obtiene de la solución simultánea de las siguientes ecuaciones denominadas condiciones de consistencia del problema:

$$\begin{cases} F^p = 0, \\ F^d = 0. \end{cases} \quad (4.8)$$

Estas ecuaciones de consistencia son dos ecuaciones lineales en λ y δ que pueden ser fácilmente resueltas.

4.1.2. Simulación del ensayo de tres aristas

Para validar el modelo, se simula numéricamente el ensayo de tres aristas descrito en el capítulo 3 y se contrastan los resultados obtenidos en la simulación con resultados experimentales en tubos de HRFA obtenidos por otros autores.

El modelo descrito se implementó en un código de elementos finitos no lineal, desarrollado en la Universidad Politécnica de Cataluña y en el Instituto de Estructuras de la Universidad Nacional de Tucumán llamado Plastic Crack Dynamic (PLCD).

En esta primera etapa, se planteó un modelo bidimensional donde se modelaron tanto el tubo como los apoyos inferiores y superiores. Se usaron elementos finitos triangulares de tres nodos y seis grados de libertad en estado plano de deformaciones. La malla utilizada para este caso se muestra en la Figura 4.1.

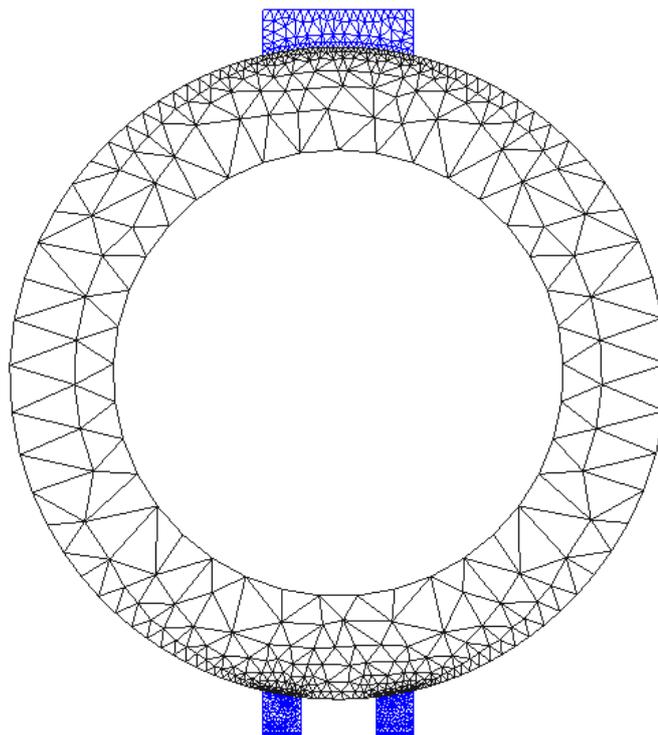


Figura 4.1: Malla de elementos finitos bidimensional.

El mallado fue realizado con el software GiD ya que resulta compatible con el código PLCD. Como se observa, se realizó un refinamiento de la malla en los sectores correspondientes a los apoyos ya que se producían concentraciones de tensiones en dichos sectores, lo que conducía a resultados no representativos. Los resultados obtenidos muestran una concordancia con el modo de fisuración de este tipo de estructuras, concentrándose las mayores tensiones de tracción en los sectores internos

de la corona y de la base. Dichas tensiones son las que finalmente determinan la falla.

En la Figura 4.2 se muestra un diagrama de distribución de tensiones σ_{xx} y σ_{yy} .

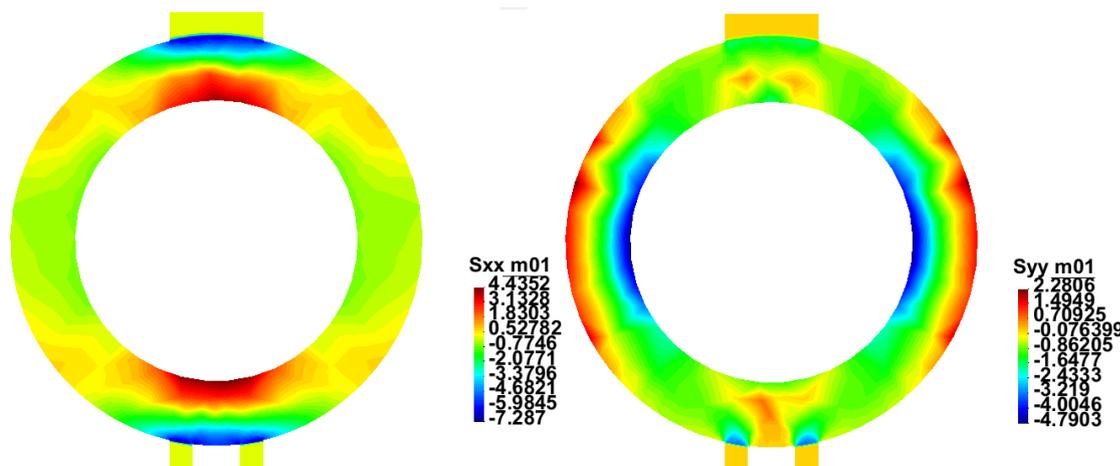


Figura 4.2: Diagrama de distribución de tensiones normales σ_{xx} y σ_{yy} .

A los efectos de verificar y contrastar los resultados obtenidos, estos son comparados con los hallados por otros autores de manera experimental (Mohamed et al., 2014). Los parámetros utilizados en la simulación se tomaron de los dados en el trabajo de Mohamed para el hormigón fibrado. Se modeló una mezcla de hormigón simple sin fibras (HS) y 3 mezclas con dosificaciones de 20, 40, y 60 kg/m³ de fibras de acero (HRF20, HRF40 y HRF60). En la Tabla 4.1 se muestran las propiedades de cada una de las mezclas cementicias empleadas en este modelo.

Mezcla	HS	HRF20	HRF40	HRF60
Módulo de elasticidad (MPa)	35.79	34.85	37.77	34.37
Coefficiente de Poisson			0.5	
Resistencia última a compresión (MPa)	45.8	52.88	58.02	61.64
Resistencia última a tracción (MPa)	5.59	6.76	7.32	7.92
Tensión umbral de fluencia (MPa)	34.35	40	43.5	46.23
Variable de endurecimiento plástico			0.2	
Energía de fractura (N/mm)	0.1	2.58	5.4	8.55
Energía de aplastamiento (N/mm)	6.72	156.9	339.6	517.5
Criterio de fluencia		Lubliner-Oller		
Criterio de potencial		Lubliner-Oller		

Tabla 4.1: Características mecánicas de las mezclas utilizadas.

Los apoyos superiores e inferiores son materializados con bandas de caucho (elastómero) cuyas propiedades mecánicas son presentadas en la Tabla 4.2.

Los valores de carga última (P_{ult}) lograda por los tubos en el ensayo de tres aristas obtenidas numéricamente mediante el modelo propuesto y las obtenidas experimentalmente por Mohamed et al. (2014) se muestran en la Tabla 4.3.

Propiedad	Valor
Módulo de elasticidad (MPa)	2600
Resistencia última a compresión (MPa)	11
Resistencia última a tracción (MPa)	11
Alargamiento máximo (%)	300
Criterio de fluencia	Tresca

Tabla 4.2: Características mecánicas del material elastómero

Dosis de fibras (kg/m ³)	P_{ult} Experimental (N/mm)	P_{ult} Numérico (N/mm)
Sin fibras	136	132
20	151	160
40	160	171
60	157	185

Tabla 4.3: Cargas últimas según ensayos experimentales y modelo numérico.

Como se puede observar, para el caso de tubos sin fibras y con un dosaje de fibras de 20 kg/m³, la correlación entre resultados numéricos y experimentales es aceptable. Sin embargo a medida que se aumenta el dosaje de fibras, el modelo numérico tiende a superar los resultados experimentales. Esto ocurre debido a que al modelar al material hormigón utilizando la teoría de mezclas, su resistencia mecánica principalmente a tracción es sobrestimada, fenómeno que se acentúa al incrementar el dosaje de fibras. Esto tiene que ver con el hecho de que para maximizar el aporte de las fibras se tiene un dosaje o proporción de volumen óptimo y a que aumentando el dosaje más allá de ese valor ya no se tiene un incremento apreciable de la resistencia del hormigón fibrado y por ende de la resistencia de los tubos. Diversos estudios (Haktanir et al., 2007; Mikhailova, 2013; Mohamed et al., 2015) han arrojado que este valor de dosaje óptimo oscila entre los 25 y 40 kg/m³. Además, al usar la teoría de mezclas se supone que las fibras están alineadas y uniformemente distribuidas como se mencionó anteriormente, pero en la realidad el compuesto posee cierta heterogeneidad y dispersión en cuanto a la orientación de las fibras. En consecuencia, dicha teoría tiende a sobreestimar la resistencia a tracción de los materiales compuestos (Agarwal y Broutman, 1980; Chawla, 1987; Mittelman y Roman, 1990; Zweben et al., 1989).

4.2. Enfoque estocástico para evaluar la distribución y orientación de las fibras

Uno de los factores que más influencia tiene en el comportamiento de un elemento estructural, es la distribución del refuerzo en el material. Si el HRFA es comparado con hormigón reforzado convencionalmente, la principal diferencia es la incertidumbre y la imprevisibilidad de la localización y la orientación del refuerzo en el mismo. De hecho,

las fibras están distribuidas aleatoriamente en el hormigón y su posición espacial puede estar influenciada por numerosos factores como se verá más adelante. Estudios experimentales han mostrado que existe una fuerte conexión entre la distribución de las fibras y las propiedades mecánicas del HRFA (Ferrara y Meda, 2006; Orbe et al., 2014; Pujadas et al., 2014). A partir de un gran número de series de ensayos, se observó que la resistencia a la tracción por flexión equivalente es proporcional al número efectivo de fibras que atraviesan la fisura (Dupont, 2003b). La deformación y las propiedades resistentes de los elementos estructurales de HRFA fisurados y no fisurados están afectadas por la distribución de las fibras en términos de tres aspectos principales:

- La cantidad de fibras que atraviesan un plano de fisura.
- La uniformidad de la distribución de las fibras a través de la sección transversal.
- La orientación de las fibras respecto al plano de fisura.

Aunque hay métodos analíticos para predecir el número de fibras por sección transversal de un elemento estructural, la mayoría de ellos están basados en la suposición de que la distribución de las fibras es homogénea, sin considerarse la segregación. La eficiencia de las fibras se reduce si estas no están distribuidas uniformemente o si están concentradas en ciertas regiones donde no existen tensiones de tracción que necesiten ser transferidas. Por otro lado, [Stahli et al. \(2008\)](#) observaron que la segregación de fibras conduce a una mucho mayor resistencia a la flexión que la esperada debida solamente al alineamiento de fibras, al menos en cuanto las fibras segregadas estén localizadas a lo largo de la parte traccionada de la viga. La efectividad de las fibras en el plano de fractura es en gran parte influenciada por la orientación de las fibras. Existe una correlación entre la resistencia a la flexión y el alineamiento de las fibras. Un mejor alineamiento de fibras conduce a una mayor resistencia a la flexión. El análisis de las propiedades de vínculo entre las fibras y el hormigón muestran que la máxima fuerza de arrancamiento tiene que ser aplicada a las fibras con un ángulo de inclinación de entre 0 y 20 grados ([Robins et al., 2002](#)). Además, las fibras orientadas casi paralelas al plano de fisura, no tienen contribución en la transmisión de tensiones. La orientación promedio de las fibras es comúnmente caracterizada a través del llamado número de orientación el cual varía de 0.0 a 1.0 para fibras paralelas y ortogonales a la sección transversal analizada respectivamente. Números de orientación grandes no solo proveen propiedades mejoradas, sino que inducen a una menor dispersión del desempeño, lo cual puede ser un aspecto de mayor importancia para los propósitos de diseño ([Laranjeira et al., 2011](#)).

La descripción de la distribución de las fibras dentro de un espacio tridimensional no es un problema nuevo. Existen básicamente dos enfoques usados para describir este fenómeno: un método geométrico ([Dupont, 2003a](#); [Dupont y Vandewalle, 2005](#))

y un método probabilístico (Karinsrki et al., 2017). Cuando se describe la distribución a través de un enfoque estadístico y se considera una distribución aleatoria, una distribución uniforme es la mejor solución (Kobaka, 2021). Sin embargo, el espacio tridimensional que representa la masa de HRFA puede tener ciertas irregularidades causadas por diversos factores ya mencionados como la dirección de colado, métodos de compactación y las propiedades del hormigón mismo, en cuyo caso deberá elegirse otra distribución de probabilidad que refleje estas irregularidades.

Dicho esto, se presenta en esta sección una primera aproximación para estudiar el efecto de la distribución y orientación de las fibras en la capacidad resistente de tubos de HRFA mediante un enfoque probabilístico. Para ello, se plantea un modelo donde el efecto de distribución de las fibras se tiene en cuenta modificando las propiedades del compuesto de acuerdo a la fracción de volumen de fibras en cada elemento finito. Un criterio similar se utiliza para tener en cuenta la orientación de las fibras.

4.2.1. Distribución y orientación de las fibras en una región de tubo

En la presente sección se aborda el problema de la distribución y orientación de las fibras en la matriz de hormigón dentro del tubo. Sea:

$$V = \{(\rho, \alpha, z) \in \mathbb{R}^3 / R_{int} \leq \rho \leq R_{int} + e, 0 \leq \alpha \leq 2\pi, 0 \leq z \leq L\}, \quad (4.9)$$

la región del espacio ocupada por el tubo de longitud L , radio interior R_{int} y espesor e . La ubicación de cada fibra de longitud l_f queda determinada por las coordenadas de su punto medio M_f y su vector dirección \vec{v}_f . Las coordenadas del punto medio (ρ_f, α_f, z_f) expresadas en coordenadas cilíndricas dan su posicionamiento en el tubo, y el par de ángulos (Θ_f, Φ_f) , con $0 \leq \Theta_f \leq \pi$ y $0 \leq \Phi_f < \pi/2$, determinan la orientación de la fibra.

Sea (Ω, \mathcal{F}, P) el espacio de probabilidades, donde Ω es el espacio muestral, \mathcal{F} es una σ -álgebra sobre Ω y P la medida de probabilidad. Se define la variable vectorial aleatoria $\theta : \Omega \rightarrow \mathbb{R}^5 \sim U(0, 1)$. Luego, la posición y orientación de cada fibra (ω) estará dada por $(\rho, \alpha, z, \Theta, \Phi)_{(\omega)}$ con:

$$\begin{aligned} \rho(\omega) &= R_{int} + e\theta_1(\omega) \\ \alpha(\omega) &= 2\pi\theta_2(\omega) \\ z(\omega) &= L\theta_3(\omega) \\ \Theta(\omega) &= \pi\theta_4(\omega) \\ \Phi(\omega) &= \pi\theta_5(\omega) \end{aligned} \quad (4.10)$$

para cada $\omega \in \Omega$.

4.2.2. Distribución de las fibras

La distribución de cada fibra en el tubo se realiza mediante un sorteo aleatorio (realizaciones de la variable aleatoria $\theta(\omega)$). Sea $P_{1f} = M_f + \frac{1}{2}\vec{v}_f * l_f$ y $P_{2f} = M_f - \frac{1}{2}\vec{v}_f * l_f$ las coordenadas de los extremos de cada fibra, con l_f la longitud de la fibra; se sortea la ubicación de una fibra y se verifica que $\{M_f, P_{1f}, P_{2f}\} \subset V$, condición suficiente por ser un dominio convexo. De no estar incluida en V se descarta esa realización y se continua este proceso hasta sortear la totalidad de fibras correspondiente a la dosificación de las mismas que corresponda. Luego, a fin de determinar la cuantía de fibras, se considera una sección transversal correspondiente a la sección media del tubo de espesor 10 mm. En las Figuras 4.3 y 4.4 se ilustra respectivamente, un ejemplo de distribución de las fibras en el tubo y la fracción del mismo correspondiente a la sección media considerada.

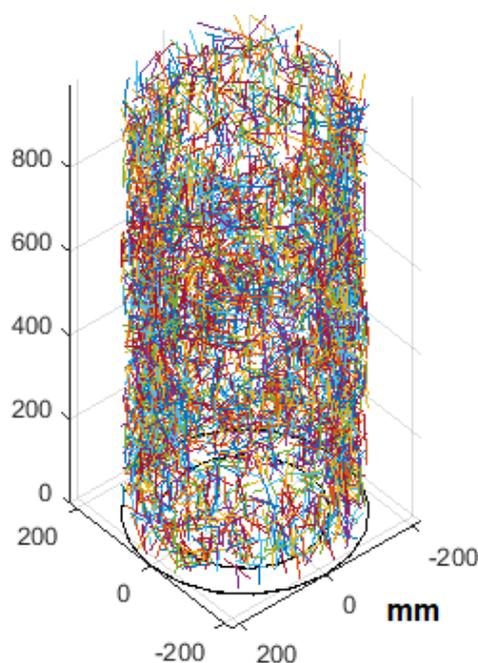


Figura 4.3: Distribución aleatoria de fibras en un tubo de hormigón.

Por otra parte, en la Figura 4.5, se pueden observar longitudes diferentes de fibras en la sección ejemplificada debido a las orientaciones de las fibras que están representadas en proyección sobre la sección transversal considerada.

Se tiene en cuenta únicamente las fibras que, total o parcialmente, están en el fragmento de tubo analizado; y de ellas, solo la parte de la fibra de longitud l_f que esta dentro del mismo. Luego, en cada elemento de la malla de elementos finitos se calcula la cantidad de fibras (en volumen, vol_f^e) que contienen y se determina la fracción de volumen de fibras en cada elemento como el cociente entre el volumen del elemento que representa al hormigón y la cantidad de fibras en volumen.

Finalmente, con la fracción de volumen de fibra aportado a cada elemento se

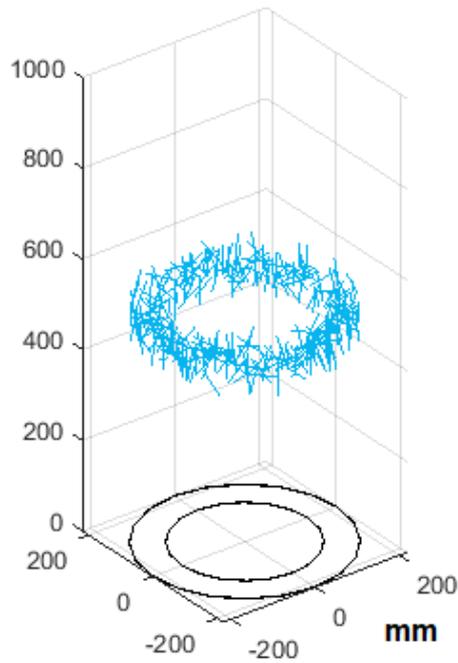


Figura 4.4: Distribución aleatoria de fibras en la sección media del tubo.

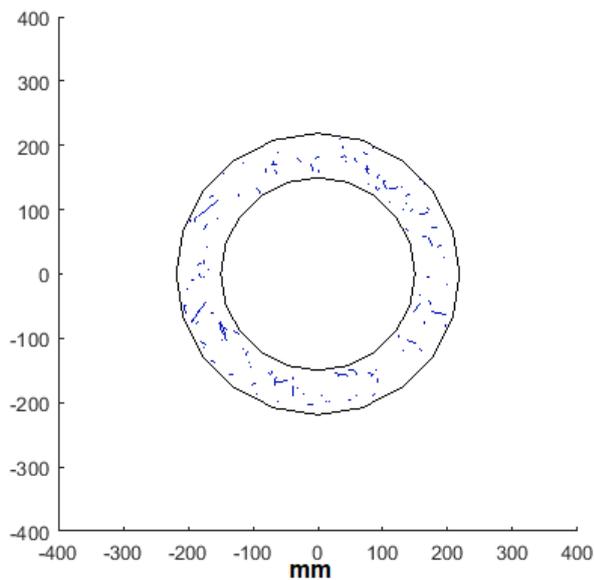


Figura 4.5: Distribución de fibras en la sección transversal.

calculan las propiedades del material equivalente homogéneo correspondientes al elemento, aplicando la teoría clásica de mezclas. La Figura 4.6 muestra el mallado de elementos finitos y los segmentos de fibras localizados en el fragmento de tubo.

Las diferentes dimensiones de los segmentos de fibras que se observan en dicha figura se debe a que estos corresponden a sus respectivas proyecciones sobre el plano transversal medio.

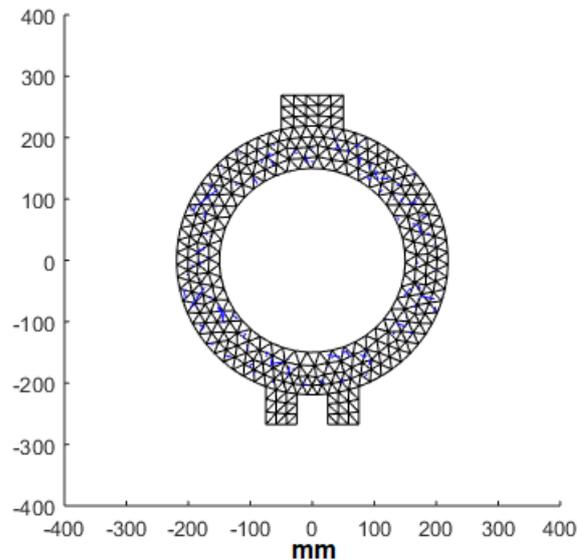


Figura 4.6: Malla de elementos finitos y distribución de fibras: sección transversal.

4.2.3. Orientación de las fibras

Para abordar el efecto de la orientación de las fibras, se introduce el ángulo promedio de fibras por elemento $\bar{\beta}^e$ dado por:

$$\bar{\beta}^e = \frac{\sum_{i=1}^{N_f} \Theta_{i,e} l_i^e}{\sum_{i=1}^{N_f} l_i^e}, \quad (4.11)$$

en donde N_f es el numero de fibras, l_i^e es la longitud de la fibra i en un elemento y $\Theta_{i,e}$ la orientación correspondiente (en proyección). A partir de estos ángulos promedio y con la cuantía de fibras de cada elemento obtenida de acuerdo a lo explicado anteriormente, se define para cada elemento finito un material equivalente, con propiedades obtenidas a partir de la teoría clásica de mezclas y de la orientación $\bar{\beta}^e$.

4.2.4. Resultados de la simulación numérica

Para este modelo, se simuló el ensayo de tres aristas en tubos de idénticas dimensiones a las consideradas para el modelo anterior, a fin de establecer una comparación entre ambos modelos. Previamente se utilizó un macromodelo para el HRFA, donde se representó el HRFA como un material homogéneo equivalente con propiedades promedio según sus componentes (hormigón y fibras). En este caso, y a los fines de analizar la influencia de la distribución aleatoria de las fibras, se utiliza el método de Monte Carlo realizándose 500 simulaciones, cada una de ellas con distintas orientaciones y distribuciones de fibras generadas aleatoriamente. El procedimiento seguido para cada

simulación comprende los siguientes pasos:

- Se sortea una distribución aleatoria de las fibras.
- Se determinan las fibras que total o parcialmente están en el fragmento de tubo correspondiente a la sección media y espesor 10 mm. y de ellas se considera sólo la parte, de longitud l_i que están dentro del fragmento de tubo.
- Para cada elemento de la malla de elementos finitos se calcula la cantidad de fibras (en volumen, vol_f^e) que contienen y se determina la fracción de volumen de fibras en cada elemento $Area^e/vol_f^e$.
- Con la fracción de volumen de fibra aportada a cada elemento se calculan las propiedades del material equivalente homogéneo correspondientes al elemento, aplicando la teoría clásica de mezclas.

Se consideraron dos dosificaciones diferentes de fibras por m^3 de hormigón: 20 kg/m^3 y 40 kg/m^3 cuyas propiedades se pueden ver en la Tabla 4.1. Las características de las fibras utilizadas en la simulación numérica están dadas en la Tabla 4.4.

Propiedad	Valor
Longitud	50 mm
Diametro	1 mm
Resistencia a tracción del acero	1100 MPa
Módulo elástico	210000 MPa

Tabla 4.4: Propiedades de las fibras de acero utilizadas.

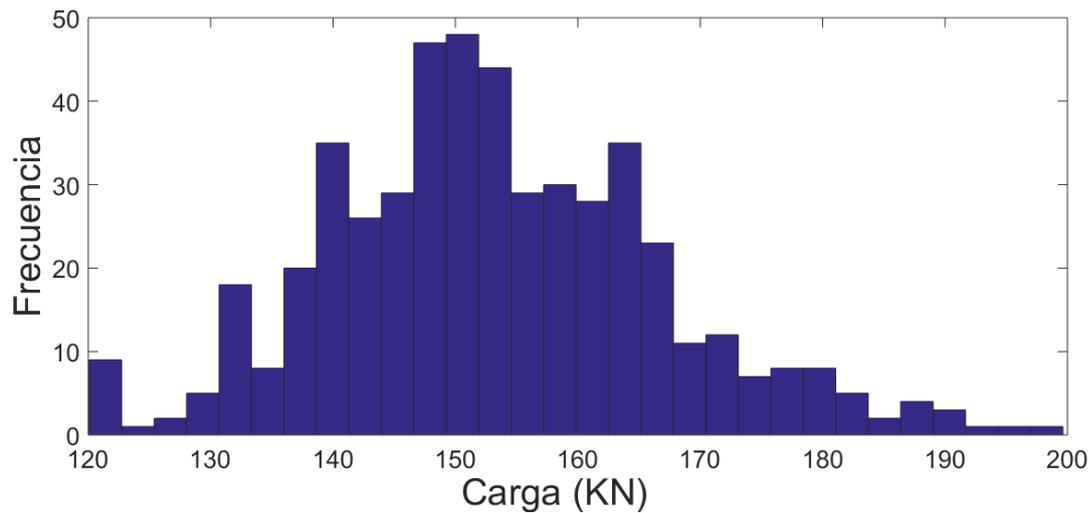
En la Figura 4.7 se muestran los resultados de las simulaciones Monte Carlo.

Los histogramas corresponden a la media y la desviación estándar de la carga de falla del tubo. Se observa de estos gráficos, que la distribución de las fibras influye de manera significativa en la capacidad resistente del tubo, obteniéndose diferencias de hasta un 80 % entre los valores mínimos y máximos.

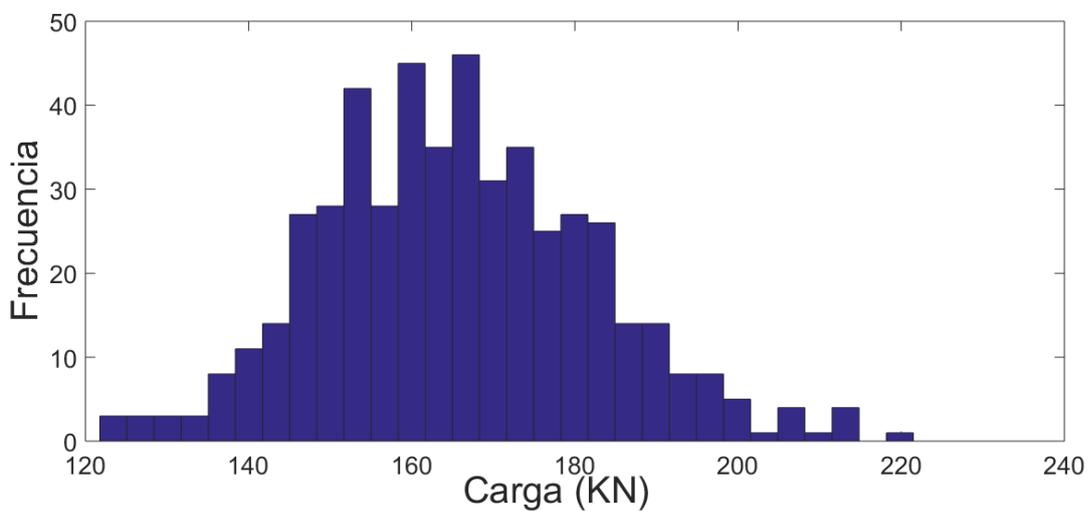
Las Figuras 4.8 y 4.9 ilustran la convergencia de la media acumulada y desviación estándar acumulada respectivamente para el caso de 40 kg/m^3 estudiado.

Se observa que 500 simulaciones alcanzan para obtener resultados estadísticos con una adecuada aproximación. En la Tabla 4.5 los valores numéricos de las cargas de falla obtenidos mediante el enfoque aquí presentado son contrastados con datos experimentales de Mohamed et al. (2014) y con aquellos obtenidos previamente mediante el modelo de material único homogéneo equivalente descrito en la sección 4.1.

Los resultados obtenidos mostraron una mejora en la aproximación, en relación al modelo de material único homogéneo equivalente.



(a) 20 kg/m³: $\mu = 153,13$ kN $\sigma = 13,71$ kN



(b) 40 kg/m³: $\mu = 165,7$ kN $\sigma = 16,72$ kN

Figura 4.7: Histogramas de carga para dosificaciones de a) 20 kg/m³ y b) 40 kg/m³.



Figura 4.8: Diagrama de convergencia para dosificación de 40 kg/m³: media acumulada



Figura 4.9: Diagrama de convergencia para dosificación de 40 kg/m³: desviación estándar.

Dosis de fibras	(a) P _f Exp. (N/mm)	(b) P _f Mod. homog. (N/mm)	(c) P _f Distr. Aleat. (N/mm)
20kg/m ³	151	160	153.13
40kg/m ³	160	171	165.70

Tabla 4.5: Cargas de falla. (a) Mohamed et.al, (b) Modelo homogéneo, (c) Modelo estocástico.

4.3. Modelado del HRFA como material homogéneo utilizando curvas uniaxiales para compresión y tracción

Como se vio hasta el momento, el HRFA puede ser considerado como un material homogéneo, es decir como un hormigón convencional pero con algunas de sus propiedades mejoradas gracias a la incorporación de fibras. En la actualidad, la mayoría de los modelos propuestos en la literatura se basan en relaciones constitutivas del tipo tensión-deformación ($\sigma - \epsilon$) o tensión apertura de fisura ($\sigma - w$) que pueden ser agrupadas según la forma del diagrama (rectangular, bilineal, trilineal) en los cuales los valores de los parámetros requeridos por dichos modelos se obtienen de ensayos normalizados de caracterización del material (Meskenas et al., 2014; Pujadas et al., 2012).

Anteriormente, se abordó el problema mediante un modelo bidimensional en estado plano de deformaciones. En esta sección se presenta un modelo tridimensional el cual es implementado en el software de análisis por elementos finitos ABAQUS®. A su vez se describe el modelo constitutivo adoptado para el HRFA.

4.3.1. Modelo de daño y plasticidad para hormigón

Para representar el comportamiento del hormigón se utilizó un modelo basado en la mecánica del continuo que tiene en cuenta los fenómenos de plasticidad y daño lla-

mado Concrete Damaged Plasticity (CDP). El modelo supone que los dos mecanismos de falla del hormigón son fisuración por tracción y aplastamiento por compresión. Así, el modelo considera diferentes comportamientos bajo estas dos sollicitaciones. Bajo tracción uniaxial la respuesta tensión-deformación es elástica lineal hasta que se alcanza el valor de la tensión de falla o tensión última (σ_{tu}). Luego de alcanzada esta tensión, la formación de microfisuras es representada macroscópicamente con una rama de ablandamiento. Por el otro lado, bajo compresión uniaxial la respuesta es lineal hasta el valor de la tensión de fluencia (σ_{c0}). En régimen plástico, la respuesta está caracterizada por un endurecimiento hasta alcanzarse la tensión última (σ_{cu}). Las Figuras 4.10 y 4.11 muestran la respuesta típica del hormigón de acuerdo al modelo CDP en compresión y tracción respectivamente (Lubliner et al., 1989).

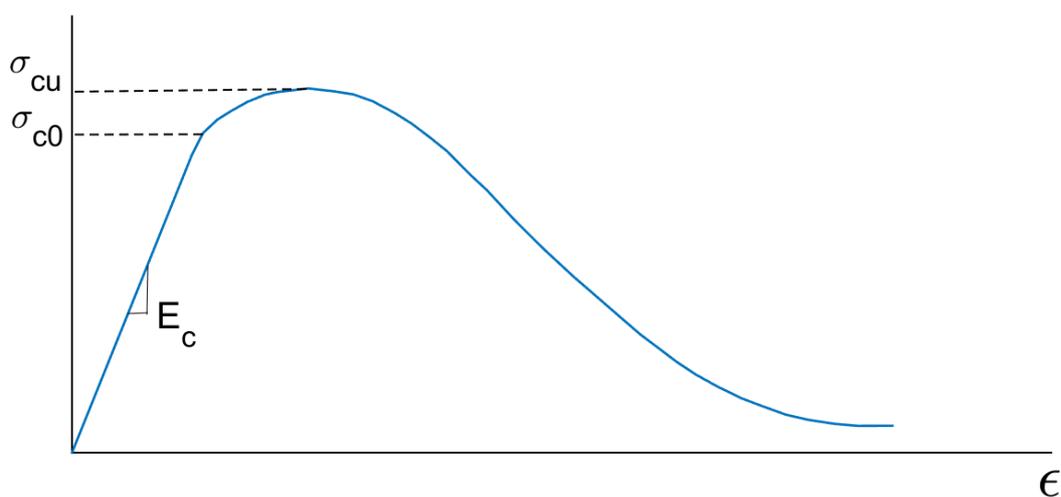


Figura 4.10: Respuesta del hormigón bajo cargas uniaxiales según modelo CDP: compresión.

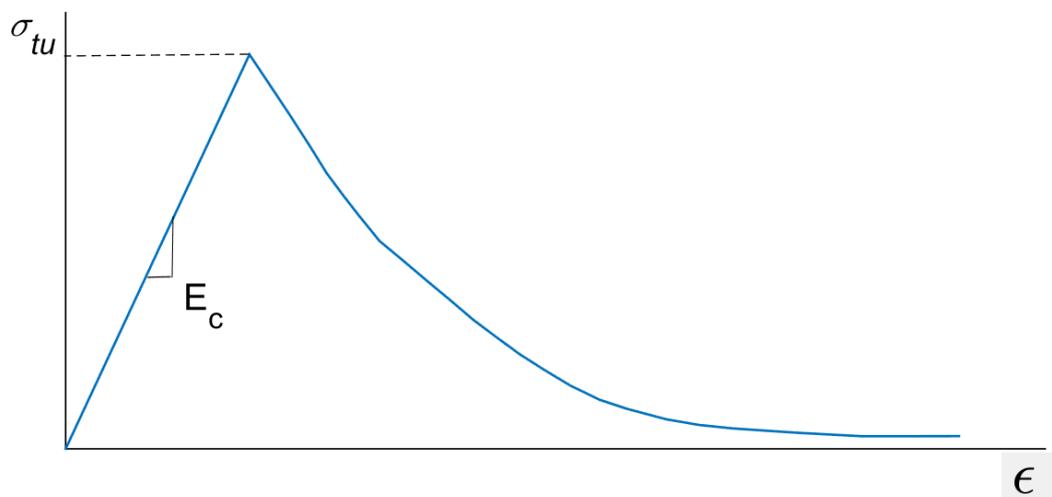


Figura 4.11: Respuesta del hormigón bajo cargas uniaxiales según modelo CDP: tracción.

El uso de este modelo requiere la definición de varios parámetros relacionados al flujo plástico del material, los cuales son discutidos a continuación:

4.3.1.1. Ángulo de dilatancia

Uno de los parámetros más importantes que deben ser definidos en el modelo CDP es el ángulo de dilatancia. El mismo corresponde al ángulo de inclinación de la superficie de falla hacia el eje hidrostático, medido en el plano meridional. Físicamente el ángulo de dilatancia es interpretado como el ángulo de fricción interna del hormigón. El mismo afecta la cantidad de deformación volumétrica y la ductilidad del material. El hormigón puede mostrar un cambio significativo en su volumen cuando se lo somete a deformaciones inelásticas. Justamente ese cambio de volumen es lo que se conoce como dilatancia. Un incremento del ángulo de dilatancia aumenta la flexibilidad de la estructura. Desde un punto de vista práctico, este ángulo depende de parámetros relacionados a la deformación plástica y la presión de confinamiento. Un incremento en la deformación plástica y la presión de confinamiento disminuyen el ángulo de dilatancia. En diferentes trabajos que usan el modelo CDP, el valor del ángulo de dilatancia varía normalmente entre 5° y 40° , adoptándose normalmente 36° o 40° (Genikomsou y Polak, 2015; Jankowiak, 2011; Jankowiak y Lodygowsky, 2005; Szczecina y Winnicki, 2016). Se realizaron simulaciones numéricas para los siguientes valores de dicho ángulo: 5° , 10° , 20° , 30° y 40° . En la figura 4.12 se muestran las curvas carga-deformación obtenidas de las simulaciones para los distintos valores del ángulo de dilatancia.

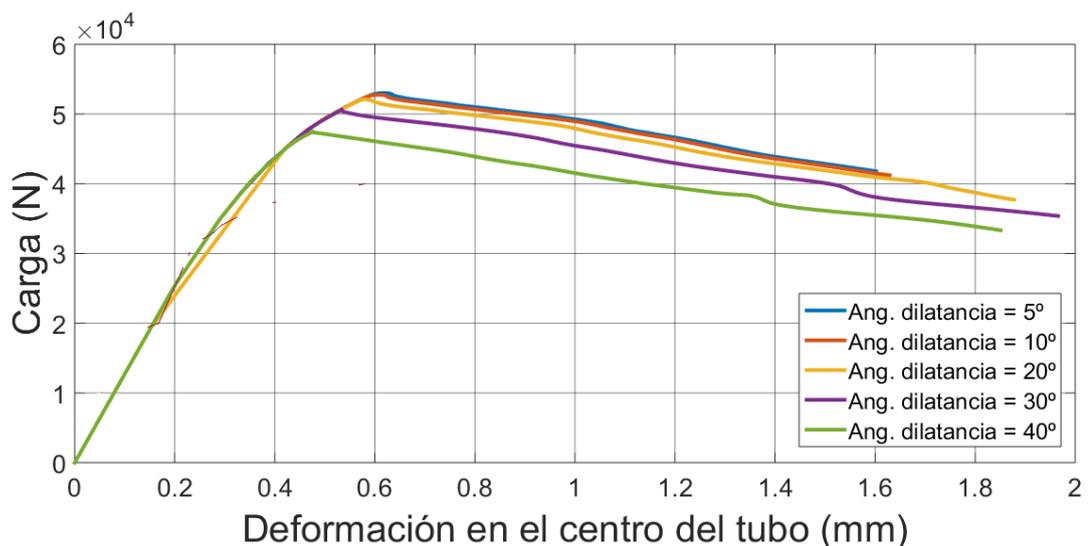


Figura 4.12: Influencia del cambio en el ángulo de dilatancia en la carga última.

Como se observa, el ángulo de dilatancia afecta tanto la deformación como la carga última alcanzada por los tubos. Para valores menores de dicho ángulo, la estructura resiste mayor carga para la misma deformación ya que aumenta su rigidez (o disminuye

su flexibilidad según lo expuesto), lo cual también está relacionado a un aumento de la presión de confinamiento, la cual no existe en el ensayo de tres aristas simulado. Por ello, los valores más representativos estarán relacionados a ángulos de dilatación más cercanos al límite superior estudiado, fijado en 40°.

4.3.1.2. Otros parámetros de plasticidad

El modelo CDP usado en ABAQUS es una modificación de la hipótesis de Drucker-Prager (Drucker y Prager, 1952). La ventaja del uso de este criterio es la suavidad de la superficie de fluencia lo cual elimina complicaciones en las aplicaciones numéricas (Figura 4.13).

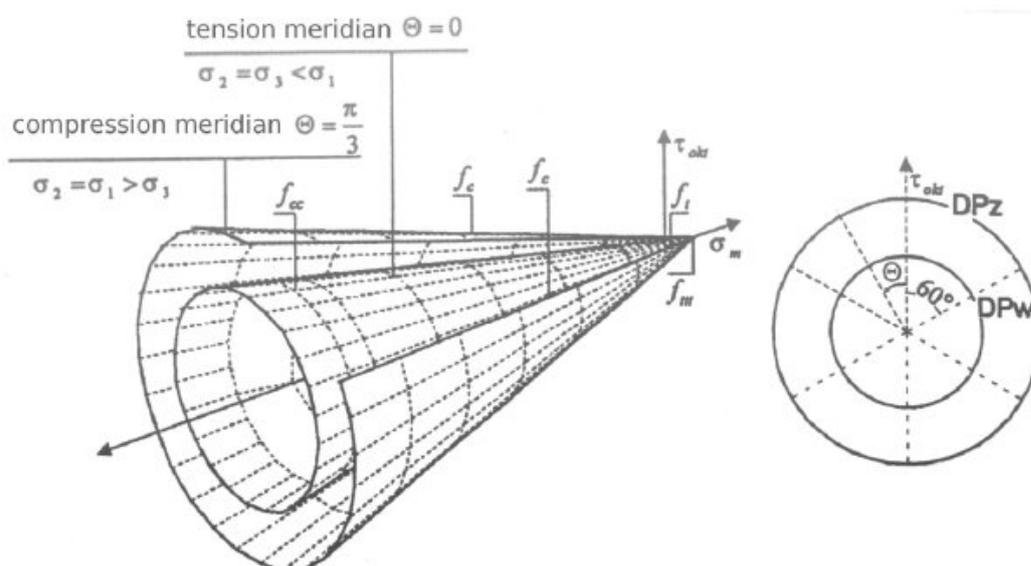


Figura 4.13: Superficie de fluencia de Drucker-Prager. Izquierda: Vista isométrica. Derecha: Vista del plano desviador.

El principal inconveniente es que no es plenamente consistente en cuanto al comportamiento actual del hormigón. Los demás parámetros requeridos por el modelo CDP están relacionados a la implementación de dichas modificaciones respecto al modelo de Drucker-Prager. El parámetro K_c controla la evolución de la superficie de fluencia en el plano desviador, cuya forma en el modelo CDP ya no corresponde a la de un círculo (Figura 4.14).

Físicamente, el parámetro K_c es interpretado como el cociente entre las distancias entre el eje hidrostático y los meridianos de compresión y tracción respectivamente. Este cociente es siempre mayor a 0.5 y cuando toma el valor de 1 significa que la superficie de fluencia es un círculo en el plano desviador, tal cual ocurre según Drucker-Prager. El modelo CDP recomienda un valor de $K_c = 2/3$. Esta forma es similar al criterio de resistencia formulado por Willam y Warnke (1975) donde la superficie de fluencia es la combinación de tres elipses tangentes entre ellas.

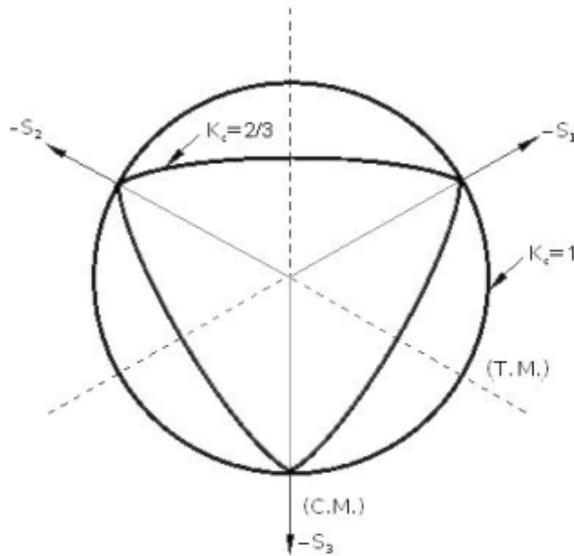


Figura 4.14: Superficie de fluencia en plano desviador según modelo CDP.

Similarmente, la forma de los meridianos en el espacio de tensiones cambia. Resultados experimentales indican que dichos meridianos son curvos. En el modelo CDP, el potencial plástico asume la forma de una hipérbola. La forma es ajustada mediante un parámetro llamado excentricidad (excentricidad del potencial plástico). Es un valor positivo y pequeño que expresa la tasa de aproximación de la hipérbola que representa al potencial plástico a su asíntota. En otras palabras, es la longitud (medida a lo largo del eje hidrostático) del segmento que está entre el vértice de la hipérbola y la intersección de sus asíntotas (el centro de la hipérbola). La excentricidad puede ser calculada como un cociente entre la resistencia a tracción y la resistencia a compresión (Jankowiak y Lodygowsky, 2005). El modelo CDP recomienda suponer $\epsilon = 0.1$, alterar este valor puede provocar problemas de convergencia en el modelo cuando la presión de confinamiento no es alta como se tiene en este estudio. Cuando $\epsilon = 0$ la superficie del potencial plástico se vuelve una línea recta.

Otro parámetro que describe el estado del material es el punto en el cual el hormigón falla bajo compresión biaxial. σ_{b0}/σ_{c0} es el cociente entre la resistencia del hormigón en estado biaxial y la resistencia en estado uniaxial. El manual de ABAQUS especifica por defecto $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1.16$.

Por último, aparece un parámetro de viscosidad que está relacionado a los efectos viscoplásticos. Por defecto el software ABAQUS usa un valor de viscosidad nulo, el cual es adoptado en este estudio ya que no se consideran efectos viscoplásticos para este tipo de ensayo.

La ventaja de utilizar el modelo CDP es que está basado en parámetros que tienen una interpretación física explícita.

Los parámetros de plasticidad usados en este trabajo se detallan en la Tabla 4.6.

Parámetro	Valor
Ángulo de dilatancia	36°
Viscosidad	0
Excentricidad	0.1
$\sigma_{bo} / \sigma_{co}$	1.16
K_c	0.67

Tabla 4.6: Parámetros de plasticidad para modelo CDP.

Los valores para estos parámetros fueron fijados en base a lo ya expuesto junto a diversos estudios de plasticidad en hormigones reforzados con fibras (Hafezolghorami et al., 2017; Kmiecik y Kaminski, 2011; Raza et al., 2019; Rewers, 2019).

4.3.2. Modelado del comportamiento del HRFA

Al día de la fecha la mayoría de los modelos pensados para considerar el efecto de las fibras de acero en el comportamiento del hormigón están basados en campañas experimentales llevadas a cabo en probetas cilíndricas o prismáticas sometidas a compresión uniaxial, tracción directa o indirecta o flexión. El objetivo de dichos estudios es determinar el aporte de las fibras en relación a varios aspectos del material como ser:

- La resistencia a tracción y compresión, el módulo de elasticidad y la respuesta del material bajo compresión y tracción uniaxial.
- El proceso de fisuración cuando el hormigón se somete a cargas externas lo cual es función de varios parámetros como el dosaje de fibras, la tensión de vínculo fibra-matriz y el comportamiento al arrancamiento de las fibras.

En base a esto, los distintos modelos de HRFA en la actualidad pueden arrojar comportamientos con una dispersión considerable ya que son numerosos los parámetros que se hayan involucrados en las formulaciones, los cuales están asociados por un lado a las fibras (longitud, diámetro, dosaje, tipo, resistencia del acero y orientación) y por el otro al hormigón en si (resistencia, trabajabilidad, tipo de agregado, etc.). Según los datos experimentales disponibles al día de hoy, la introducción de fibras de acero conlleva a una mejora predominante en el régimen post-fisura por lo que el HRFA mostrará un comportamiento mucho más dúctil comparado al desempeño principalmente frágil del hormigón convencional. Esta mejora tiene lugar principalmente en tracción, previniendo la formación y extensión de fisuras mientras que en compresión, en principio podrían ignorarse los efectos de la incorporación de fibras.

4.3.3. Comportamiento a tracción y compresión del HRFA

Para representar el comportamiento del HRFA deben definirse entonces curvas uniaxiales tensión-deformación para tracción y para compresión. Para modelar el comportamiento a compresión, se utilizó un modelo propuesto por Barros y Figueiras (1999). Dicho modelo sigue un procedimiento similar al propuesto por Mebarkia y Vipulanandan (1992) y está basado en ensayos experimentales de elementos estructurales de HRFA desarrollados por los propios autores. La relación tensión-deformación en compresión responde a las siguientes expresiones:

$$\sigma = f_{cf} \frac{\frac{\epsilon}{\epsilon_{cf}}}{(1-p-q) + q \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{cf}} \right)^{\frac{1-q}{q}}}, \quad (4.12)$$

con

$$q = 1 - p - \frac{E_{pf}}{E_c}, p + q \in [0, 1] \text{ y } \frac{1-q}{p} > 0, \quad (4.13)$$

y

$$E_{pf} = \frac{f_{cf}}{\epsilon_{pf}} \text{ y } E_c = 0,043 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{f_c}, \quad (4.14)$$

donde f_c es la resistencia característica del hormigón. Para fibras con extremo de gancho similares a las utilizadas en los ensayos experimentales se tiene:

$$\epsilon_{pf} = \epsilon_{co} + 0,00026 \cdot W_f \text{ y } p = 1 - 0,722 \cdot e^{-0,144 \cdot W_f}, \quad (4.15)$$

donde ϵ_{co} es la deformación para la máxima tensión del hormigón y W_f es el dosaje de fibras en volumen. Para este modelo se consideraron dos dosajes de fibras distintos: 20 kg/m³ y 25 kg/m³. La Figura 4.15 muestra las curvas tensión-deformación en compresión del hormigón fuera del rango elástico en términos de deformación inelástica (ϵ), esto es, la deformación total menos la deformación elástica.

De manera análoga, para modelar el comportamiento a tracción se utilizó una metodología desarrollada por Amin et al. (2015). Estos autores proponen una formulación para la relación tensión-deformación en tracción obtenida indirectamente mediante un ensayo a flexión sobre vigas prismáticas. Según esta metodología, los autores afirman que la resistencia del compuesto, en función de la apertura de fisura (w) posee dos componentes:

$$\sigma(w) = \sigma_c(w) + \sigma_f(w), \quad (4.16)$$

donde $\sigma_c(w)$ es la contribución de la matriz de hormigón mientras que $\sigma_f(w)$ es la componente que pertenece a las fibras. Para hormigón convencional, la resistencia a tracción puede ser considerada como (Lee y Foster, 2008; Voo y Foster, 2004):

$$\sigma_c(w) = c_1 \cdot f_{ct} \cdot e^{-c_2 w}, \quad (4.17)$$

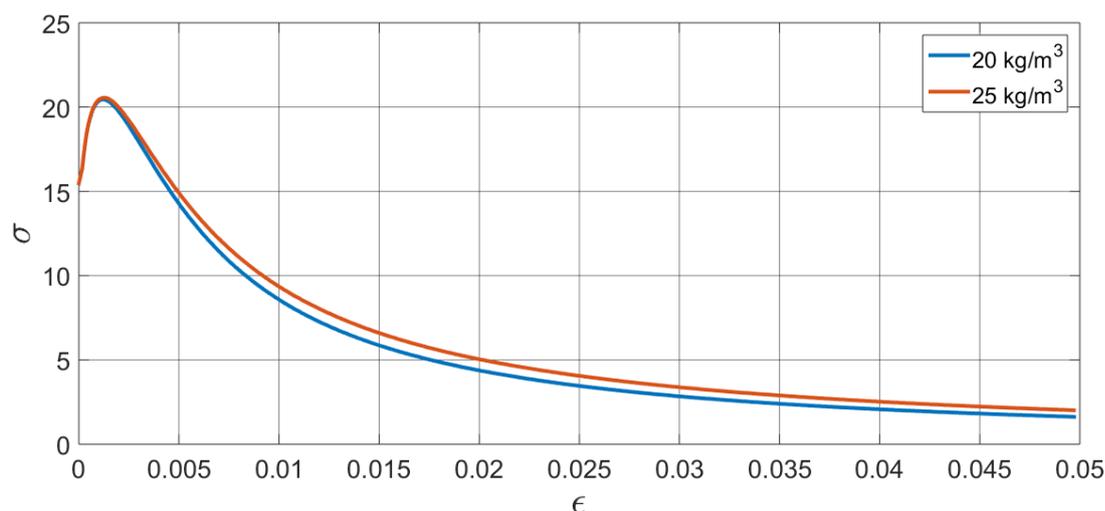


Figura 4.15: Curvas tensión-deformación en compresión para HRFA según modelo de Barros y Figueiras.

donde c_1 es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos positivos de las fibras en la resistencia máxima de la matriz cementicia, y c_2 es un factor que controla la pendiente de la rama descendiente $\sigma - w$ el cual depende del dosaje de fibras y la composición de la mezcla cementicia. Voo y Foster (2003, 2004) adoptan c_1 igual a 1 mientras que para c_2 Ng et al. (2012) proponen lo siguiente:

$$\frac{20}{1 + 100 \cdot V_f}, \quad (4.18)$$

en donde V_f es el dosaje de fibras. En caso de ausencia de valores experimentales, la resistencia a la tracción puede ser estimada a partir de la resistencia a compresión de la mezcla usando la expresión: $f_{ct} = 0.6 \cdot \sqrt{f_c}$ (Voo y Foster, 2003).

Para tener en cuenta la contribución de las fibras, Voo y Foster (2003) usan un concepto llamado “fiber engagement length” en inglés, a partir del cual ellos infieren que en un compuesto que contiene fibras orientadas aleatoriamente, existe un ángulo crítico para el cual las fibras se activan. Considerando este concepto y otros en relación a cuantas fibras tienen la posibilidad de atravesar un plano de fisura junto con la geometría de las fibras, se llega a la siguiente expresión:

$$\sigma_f(w) = \frac{1}{\pi} \cdot \arctan\left(\frac{w}{\alpha}\right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{2w}{l_f}\right)^2 \cdot \frac{l_f}{d_f} \cdot V_f \cdot \tau_b, \quad (4.19)$$

en donde α corresponde a un parámetro de anclaje de la fibra, el cual para fibras con extremo de gancho es dado por: $\alpha = d_f/3.5$ (Voo y Foster, 2003).

Finalmente, τ_b es la tensión media de corte entre las fibras y el hormigón y puede ser tomada como $0.8 \cdot \sqrt{f_c}$ (Gouveia et al., 2014). En base a estas formulaciones, se obtienen las curvas tensión-deformación en tracción que se muestran en la Figura 4.16.

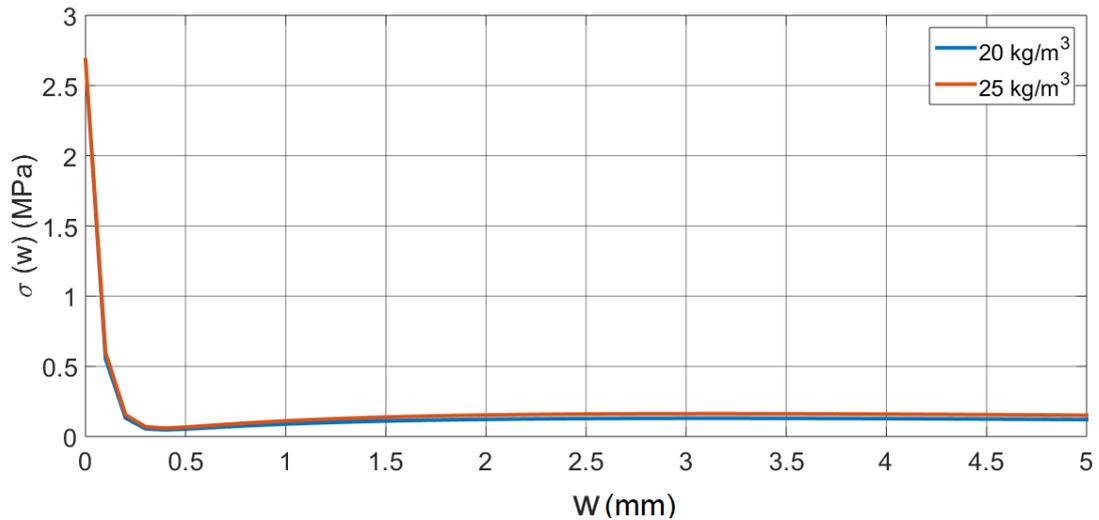


Figura 4.16: Curvas tensión-deformación en tracción para HRFA.

4.3.4. Modelado de los soportes de goma

La norma IRAM 11513 que es la que detalla los lineamientos del ensayo de tres aristas, especifica que los apoyos inferiores y superiores deben ser bandas de goma con una dureza Shore de 50 ± 5 . Los materiales como el caucho se modelan como hiperelásticos, es decir, como elásticos no lineales. Aquí se usó el modelo hiperelástico de Neo-Hooke. Este modelo es una extensión de la ley de Hooke para el caso de grandes deformaciones y es aplicable para ciertos plásticos y también para materiales elastómeros. El módulo elástico de la goma se calculó a través de una fórmula semiempírica desarrollada por Gent (1958). Esta fórmula, usada también por otros autores (Meththananda et al., 2009), establece una relación entre la dureza Shore y el módulo de Young y es dada por la ecuación:

$$E(\text{MPa}) = \frac{0,0981 \cdot (56 + 7,66 \cdot S)}{0,137505 \cdot (254 - 2,54 \cdot S)}, \quad (4.20)$$

donde S es la dureza Shore. Para un valor de dureza Shore de 50, se obtiene un valor para el módulo de Young de 2.46 MPa. Los materiales hiperelásticos son descritos en términos de “función de densidad de energía de deformación” (W) definida como la energía de deformación por unidad de volumen. La función de densidad de energía de deformación para un material incompresible es dada por la ecuación:

$$W = C_{10} \cdot (I_1 - 3), \quad (4.21)$$

donde C_{10} es un parámetro dependiente de la temperatura e I_1 es el primer invariante desviatorio de deformación. En esta formulación, el módulo de corte viene dado por:

$$\mu = 2 \cdot C_{10}. \quad (4.22)$$

Para materiales incompresibles, el coeficiente de Poisson es ≈ 0.5 (Mott et al., 2008). Luego, en un material homogéneo isotrópico como es el elastómero considerado aquí, el módulo de elasticidad E , el módulo a corte μ y el coeficiente de Poisson ν están relacionados por la expresión:

$$E = 2\mu \cdot (1 + \nu). \quad (4.23)$$

Entonces, para $E = 2.46$ MPa y $\nu \approx 0.5$ tenemos: $\mu = 0.82$. De la ecuación 4.22 obtenemos $C_{10} = 0.41$.

4.3.5. Modelo de elementos finitos tridimensional

En esta etapa de la investigación se construyó un modelo tridimensional para simular el ensayo de tres aristas. La geometría del modelo consiste en el apoyo superior, las bandas de apoyo inferiores y el tubo. Todas las bandas de goma que materializan los apoyos tienen 50 mm. de ancho y 30 mm. de espesor. Las bandas de apoyo inferiores se encuentran separadas 50 mm. entre ellas como especifica la norma IRAM 11513 (Figura 4.17).

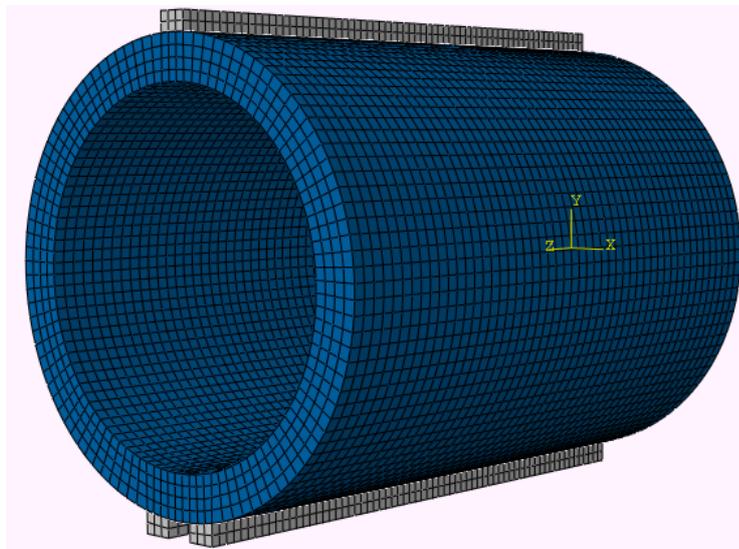


Figura 4.17: Modelo tridimensional de elementos finitos del ensayo de tres aristas.

Para la malla se utilizaron elementos hexaédricos lineales de 8 nodos, C3D8R en la librería de elementos de ABAQUS. Para cargar el tubo se aplicó un desplazamiento vertical impuesto en el apoyo superior. Los apoyos inferiores se encuentran fijados en su cara inferior para evitar desplazamientos y rotaciones. La vinculación entre los apoyos y el tubo se considera de adherencia perfecta. Se adoptó un tamaño global para la malla de 20 mm. después de haber realizado un estudio de sensibilidad de malla el cual se detallará posteriormente. Se resolvió el problema mediante un análisis dinámico (cuasi estático). La carga debería aplicarse en un tiempo de 900 segundos

dato que el ensayo experimental de un tubo dura alrededor de 15 minutos. Se realizó un estudio de la energía disipada por el sistema para corroborar que la velocidad de ensayo no introduzca efectos dinámicos. Para verificar la no presencia de efectos dinámicos se compara la energía total con la energía cinética, debiendo verificarse que esta última represente alrededor del 5 % como máximo de la energía total. Las figuras 4.18 y 4.19 muestran la energía total y la energía cinética a través de toda la simulación del ensayo.

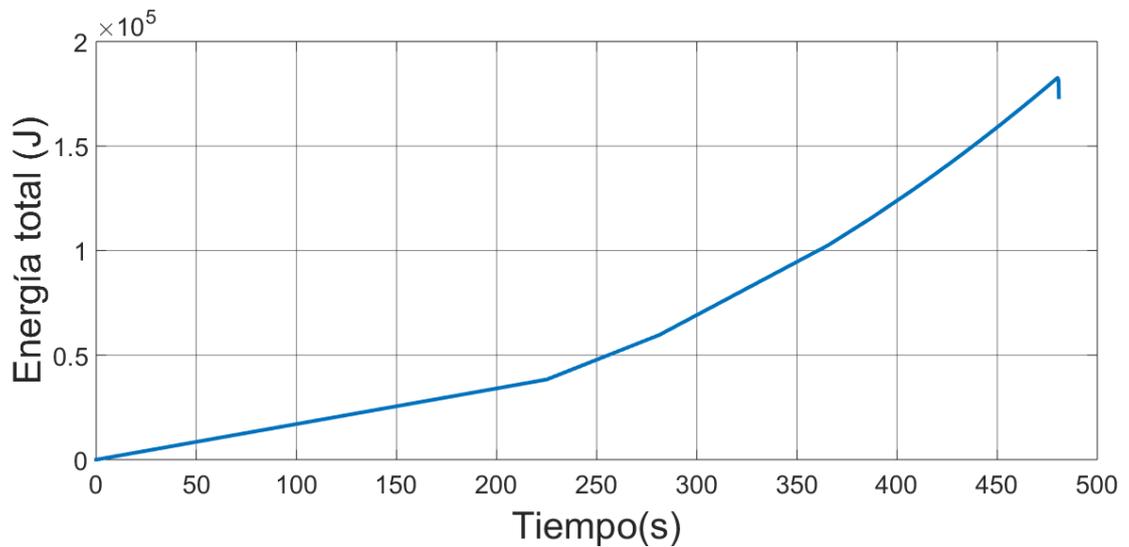


Figura 4.18: Energía total del sistema durante la simulación del ensayo de tres aristas.

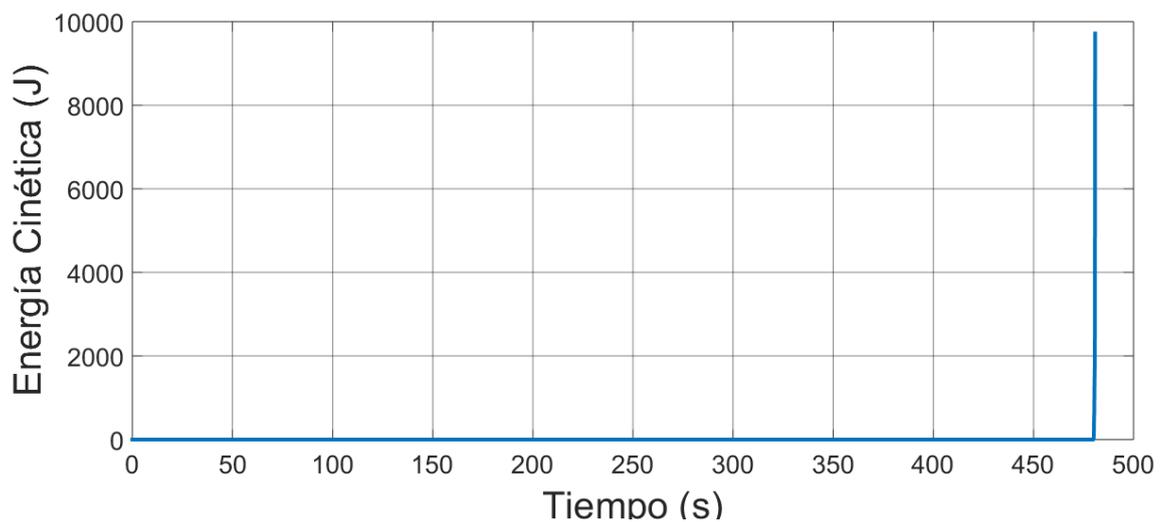


Figura 4.19: Energía cinética del sistema durante la simulación del ensayo de tres aristas.

La figura 4.20 muestra la relación porcentual entre las dos energías analizadas a lo largo de la simulación numérica.

Como se observa, dicho cociente se mantiene por debajo del 5 % durante todo el análisis, excepto para las instancias finales donde, debido a la excesiva deformación del

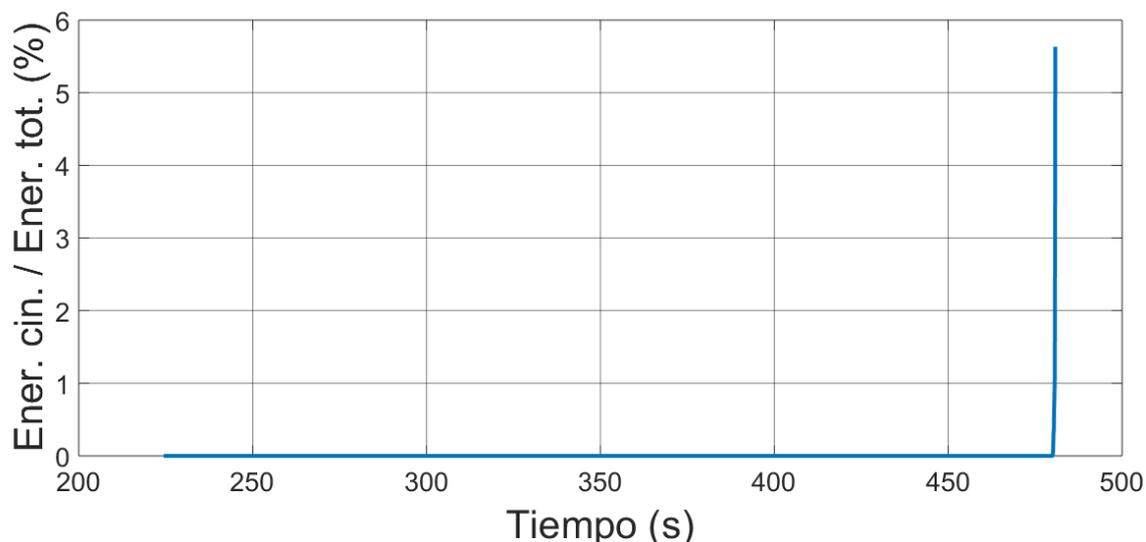


Figura 4.20: Cociente entre energía total y energía cinética del sistema durante la simulación del ensayo de tres aristas.

tubo por ablandamiento, se produce un aumento de la velocidad de carga. La carga en el modelo numérico se aplica aproximadamente en la mitad de tiempo que en el ensayo experimental ya que no genera inconvenientes porque son despreciables los efectos dinámicos. Se configuraron un número máximo de 200 incrementos y un tamaño mínimo de incremento de 0.001 como parámetros para finalizar el análisis. Finalmente, para calcular la capacidad de carga de los tubos se determinó numéricamente la reacción total de los apoyos (equivalente a la carga total).

4.3.6. Resultados de la simulación numérica

Para validar el modelo, se compararon los resultados numéricos con los resultados experimentales obtenidos de la primera etapa de la campaña experimental o etapa “de prueba” que eran los únicos disponibles al momento de realizar este estudio numérico. Como se mencionó en el capítulo 3, las muestras correspondientes a esta primera etapa de la campaña experimental llevada a cabo no pudieron ser caracterizadas por lo que los valores de resistencia a compresión, necesarios para modelar el material hormigón, fueron obtenidos de manera teórica a partir de la composición de la mezcla.

En las tablas 4.7 y 4.8 se muestran las cargas últimas y las deformaciones verticales obtenidas experimental y numéricamente para las dos mezclas estudiadas.

Designación del tubo	Carga última (Kg)	Desplazamientos (mm)
T1F20	6400	0.95
T2F20	5700	0.68
ABAQUS	6347	0.76

Tabla 4.7: Carga última y deformación para tubos de HRFA con 20 kg/m³ de fibras.

Designación del tubo	Carga última (Kg)	Desplazamientos (mm)
T1F25	6900	1.2
T2F25	7000	1,4
ABAQUS	6390	0.79

Tabla 4.8: Carga última y deformación para tubos de HRFA con 25 kg/m³ de fibras.

En las figuras 4.21 y 4.22 se muestran las curvas cargas deformación obtenidas experimentalmente y mediante el modelo propuesto.

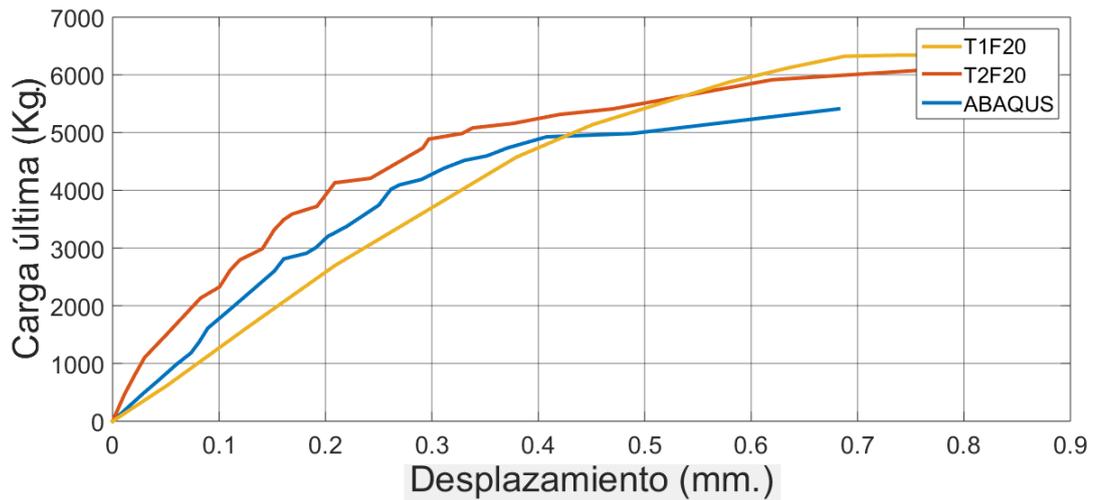


Figura 4.21: Curvas carga-deformación numérica y experimentales para HRFA con 20 kg/m³.

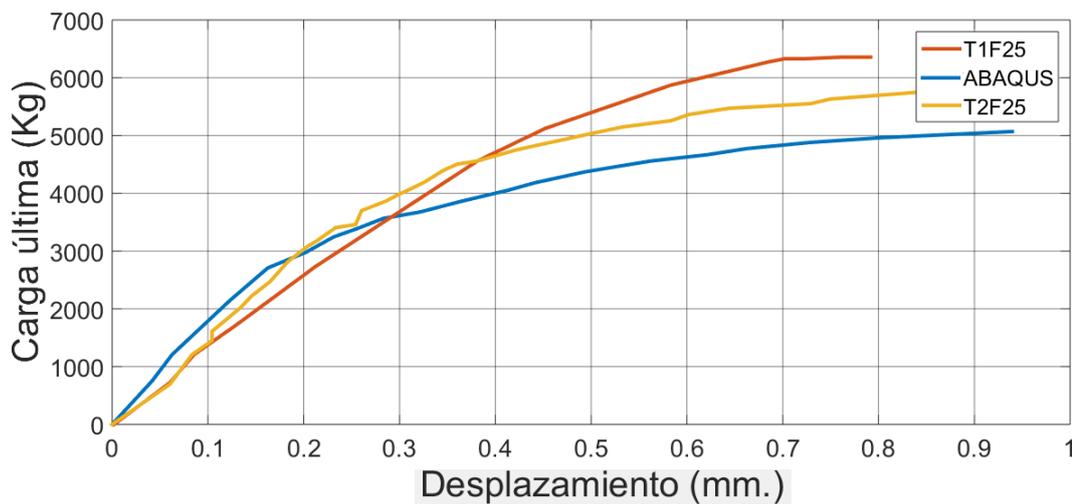


Figura 4.22: Curvas carga-deformación numérica y experimentales para HRFA con 25 kg/m³.

A pesar de que el modelo es capaz de reproducir tanto la etapa elástica como el comportamiento post-fisura del tubo, en el ensayo experimental no fue posible medir las cargas y deformaciones más allá de la carga última debido a no poder mantener

una tasa de incremento de desplazamiento controlado y por ello no se muestran en los gráficos. Ocurre que superada la carga máxima, y con pendiente negativa en la relación carga-desplazamiento, es necesario controlar el incremento de desplazamientos para poder medir la carga que resiste el tubo.

Para el caso de la mezcla que contiene 20 kg/m^3 la correlación entre resultados experimentales y numéricos es aceptable. Sin embargo para el caso de 25 kg/m^3 el modelo subestima la respuesta mecánica obtenida experimentalmente, de hecho si se observan las curvas de comportamiento uniaxiales para ambos dosajes, las mismas resultan muy similares a pesar del aumento en el dosaje de fibras. Además al no tenerse datos experimentales de caracterización de la mezcla, el valor teórico obtenido puede diferir de la resistencia real del hormigón al momento de ser colocado en el tubo lo que puede también explicar las discrepancias entre los resultados. Por último, en la Figura 4.23 se muestran un diagrama de distribución de tensiones principales máximas junto con una imagen de un tubo luego de ser ensayado.

De dicha figura se puede concluir que el modelo representa apropiadamente la distribución de tensiones ya que los sectores del tubo en donde aparecen las fisuras durante el ensayo experimental coinciden con aquellas en donde las tensiones principales máximas son obtenidas (áreas de color rojo).

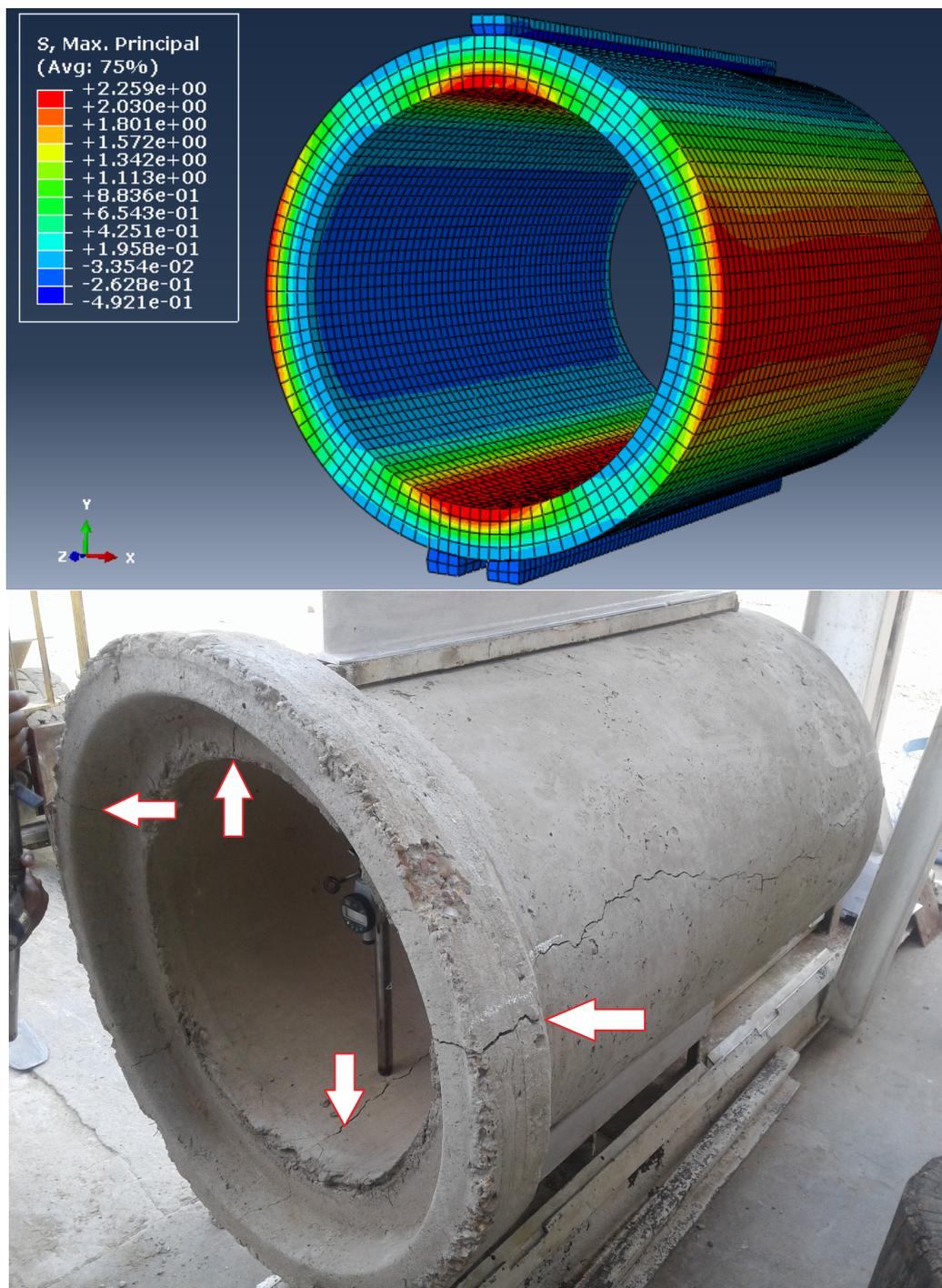


Figura 4.23: Arriba: diagrama de distribución de tensiones principales máximas. Abajo: típicas fisuras de flexión.

Capítulo 5

MODELO BI FASE PARA EL ESTUDIO DE LA ORIENTACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE LAS FIBRAS

INTRODUCCIÓN

Como se vio en el capítulo 2, los factores principales que influyen en el desempeño mecánico del HRFA en elementos estructurales son la cantidad de fibras (dosaje), su esbeltez (relación largo/diámetro) y la calidad de la matriz de hormigón (Barros y Figueiras, 1999; Bentur y Mindess, 2007; Buratti et al., 2011; Soulioti et al., 2009).

Sin embargo, otros de los factores importantes en el desempeño de las fibras como material de refuerzo, es la orientación de las fibras en la matriz de hormigón (Akkaya et al., 2001; Dupont y Vandewalle, 2005; Kiranbala y Bishwotrij, 2013; Zandi et al., 2011). La orientación y distribución dependen, entre otros factores, del asentamiento del hormigón, de la forma del encofrado, de la dirección de colado y de los métodos de compactación (Laranjeira et al., 2011; Poitou et al., 2001; Song y Hwang, 2004; Svec y Zirculis, 2014). De esta forma, una alineación de las fibras en la misma dirección de las tensiones principales máximas ofrecerá la mayor eficiencia resultando en una mayor resistencia en relación a una alineación aleatoria, mientras que una alineación perpendicular a la dirección de las tensiones principales máximas no ofrecerá ninguna contribución a la resistencia (Michels et al., 2013; Ozyurt et al., 2007; Toutanji y Bayasi, 1998).

Varios autores (Kang y Kim, 2011b; Khan et al., 2022; Kim y Yoo, 2019, 2020; Laranjeira, 2010; Martinie y Roussel, 2011; Stahli et al., 2008; Torrijos et al., 2010; Wu et al., 2018, 2016) han estudiado este tema previamente a nivel material, analizando las causas de los cambios en la orientación y distribución de las fibras así como también la influencia que estos cambios producen en varias propiedades del material. Sin embargo, hay poca información en la literatura actual acerca de como estos cambios pueden afectar la resistencia mecánica de tubos de hormigón. En este sentido, varios modelos predictivos han sido desarrollados acerca del posicionamiento y número de fibras encontradas en secciones críticas del elemento estructural (Grunewald et al., 2012; Laranjeira et al., 2012; Zerbino et al., 2012). Todos esos modelos fueron

diseñados para hormigón autocompactante, y la mayoría de ellos están basados en especímenes de laboratorio y no en estructuras a escala real. Como se mencionó anteriormente, la forma y el tamaño de los moldes y encofrados tienen una importante influencia en la distribución de las fibras. Otros autores han estudiado este tema en otros elementos estructurales como losas y elementos de pared delgada y concluyeron que aunque el tipo y la geometría de la fibra influye en la distribución, la geometría del elemento estructural parece ser el principal factor a considerar (Gettu et al., 2005; Michels et al., 2012).

Todos estos hallazgos revelan la necesidad de continuar estudiando la orientación y distribución de las fibras en diferentes tipologías de estructuras en las cuales no hay un mayor control de estas variables, entre estas estructuras, los tubos de hormigón. Por ello en esta etapa se propone un modelo numérico 3D para el HRFA, aplicado a tubos de drenaje que tiene en cuenta la aleatoriedad de la distribución y orientación de las fibras en la matriz de hormigón, la geometría de las fibras así como también el fenómeno de arrancamiento. El modelo consta de una aproximación de dos fases para modelar el comportamiento del HRFA. Se define el hormigón simple y luego las fibras son introducidas como elementos discretos tipo alambre. Las fibras son generadas en un espacio multidireccional a través de un algoritmo de muestreo creado por los autores que determina aleatoriamente la orientación y posición de cada fibra dentro del tubo.

Durante la campaña experimental se observó que las mezclas cementicias obtenidas poseen una muy baja trabajabilidad. Este fenómeno tiene un impacto directo sobre la distribución de las fibras ya que las mismas ven comprometida su capacidad de orientarse de alguna manera predefinida dentro de la masa del hormigón. Por dicho motivo se adoptaron distribuciones y orientaciones totalmente aleatorias para llevar a cabo este análisis. Este hecho se discutirá con mayor profundidad más adelante.

Para validar el modelo, se reproducen numéricamente los ensayos del programa experimental como así también los obtenidos por otros autores.

5.1. Concepto de modelado bi fase

Se utiliza en esta etapa de la investigación el mismo modelo tridimensional descrito en la sección 4.3.5.

En relación a la existencia de antecedentes, algunos autores han simulado este ensayo anteriormente usando análisis por elementos finitos. De la Fuente et al. (2012) presentó un modelo llamado MAP o Mechanical Analysis of Pipes como una base para una nueva metodología de diseño de tubos de HRFA. Este procedimiento de diseño está basado en el uso de un modelo numérico que simula la respuesta mecánica de tubos de hormigón reforzado con fibra sometidos al ensayo de tres aristas. En su trabajo, Mohamed y Nehdi (2016) proponen un modelo de elementos finitos 3D no lineal para

simular el ensayo de tres aristas. Los resultados obtenidos son usados para recomendar un tipo y dosaje de fibras óptimo para satisfacer una cierta clase resistente.

Sin embargo, estos trabajos modelan al HRFA como un material homogéneo, por lo cual las fibras no están explícitamente definidas dentro de la masa de hormigón y los efectos de la distribución y orientación de las mismas o el efecto de arrancamiento no son considerados. De hecho, las mejoras mecánicas obtenidas con la incorporación de fibras están ligadas al proceso mediante el cual la carga es transmitida de la matriz a las fibras y el efecto de costura de fisuras y el mecanismo que contribuye principalmente a este efecto es el de arrancamiento de las fibras. Este es el comportamiento deseado y se lo prefiere antes que la rotura de las fibras (Caverzan et al., 2012). En este capítulo se modela el HRFA como un material bi fase considerando a las fibras como entidades discretas aleatoriamente distribuidas dentro de la masa de hormigón. Aquí se modela el hormigón como hormigón simple y para las fibras se utiliza un modelo de acero que tiene en cuenta el fenómeno de arrancamiento fibra-matriz. La interfaz fibra-matriz es aproximada sin modelar explícitamente la interfaz sino que se modifica la ecuación constitutiva del acero en función de la clase de hormigón y del tipo y geometría de fibra para así considerar el posible fenómeno de arrancamiento.

5.1.1. Modelo de hormigón simple

Al tratarse de un modelo que discrimina las fibras dentro de la masa de hormigón, se modelarán separadamente el hormigón simple de la matriz y por el otro el material acero que conforma a las fibras.

Para el hormigón simple se vuelve a utilizar el modelo CDP detallado en la sección 4.3.1 cuya formulación es válida tanto para hormigones fibrados como para hormigones sin fibras.

5.1.1.1. Comportamiento a compresión del hormigón simple

Para representar el comportamiento a compresión del hormigón se utilizó un modelo constitutivo propuesto por el FIB Model Code 2010 (Federation International du beton, 2010). Este modelo propone el diagrama tensión-deformación mostrado en la Figura 5.1.

La relación tensión-deformación para compresión uniaxial puede ser aproximada a través de la ecuación:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \text{ para } |\epsilon_c| < |\epsilon_{c,lim}| \quad (5.1)$$

con:

$$\begin{aligned} \eta &= \epsilon_c / \epsilon_{c1}; \\ k &= E_{ci} / E_{c1}; \end{aligned}$$

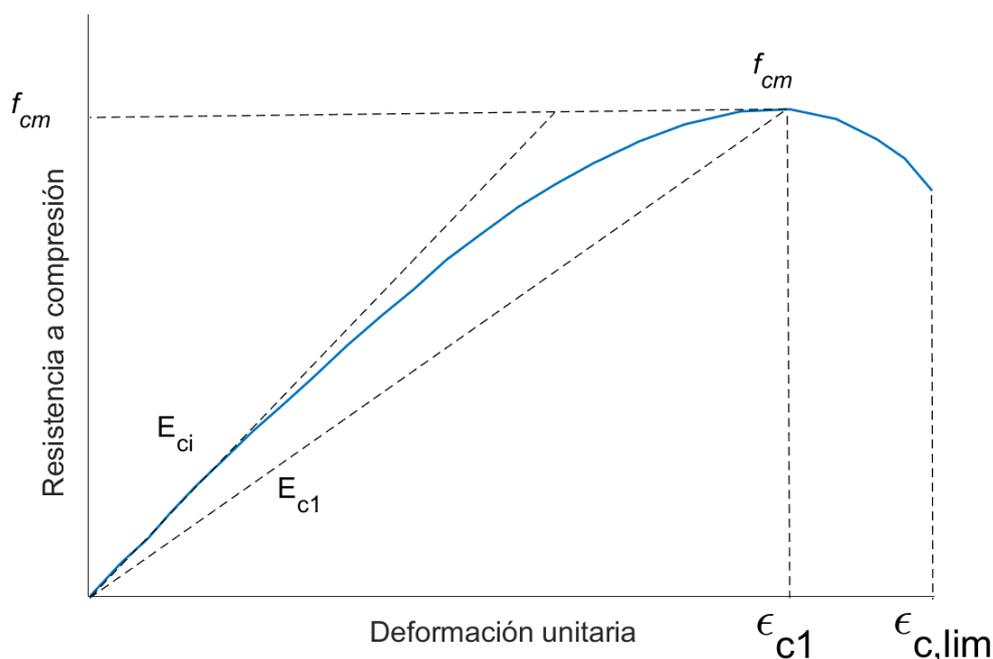


Figura 5.1: Curva tensión-deformación en compresión para hormigón simple de acuerdo a FIB Model Code 2010.

donde:

- σ_c es la resistencia a compresión del hormigón en MPa.
- f_{cm} es la resistencia media a compresión del hormigón en MPa.
- ϵ_c es la deformación unitaria del hormigón.
- ϵ_{c1} es la deformación para la máxima tensión del hormigón.
- E_{ci} es el módulo de elasticidad.
- E_{c1} es el módulo secante desde el origen a hasta η .
- k es el número de plasticidad.

La expresión dada por la ecuación 5.1 es válida para deformaciones menores que $\epsilon_{c,lim}$ (deformación última). Para deformaciones mayores a $\epsilon_{c,lim}$, la rama descendiente del diagrama tensión-deformación puede ser aproximada por una línea recta. Las coordenadas del punto final de esta línea recta están dados por $\sigma = 0,2 \cdot \sigma_c$ y $\epsilon = \eta \cdot \epsilon_{c,lim}$, donde η (coeficiente de deformación pico) es función de la clase resistente del hormigón y está dado en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Coeficiente de deformación pico para diferentes clases de hormigón.

Clase de hormigón	C20	C40	C60	C80
η	3	2	1.5	1

5.1.1.2. Comportamiento a tracción del hormigón simple

De forma similar, una relación bilineal tensión-apertura de fisura (Figura 5.2) es adoptada para modelar el comportamiento uniaxial a tracción del hormigón.

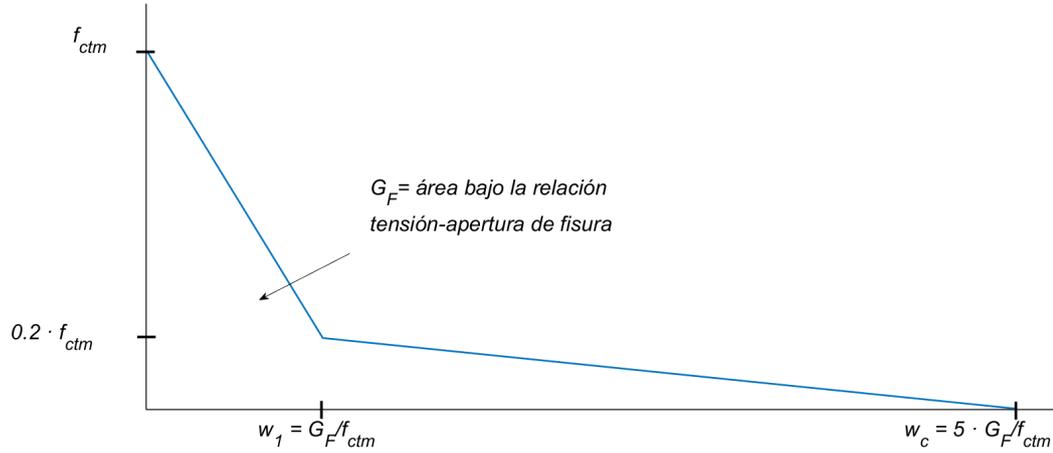


Figura 5.2: Curva tensión-apertura de fisura en tracción para hormigón simple de acuerdo a FIB Model Code 2010.

Esta relación según el FIB Model Code 2010 es descrita por las ecuaciones:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(1,0 - 0,8 \cdot \frac{w}{w_1} \right) \text{ para } w \leq w_1, \quad (5.2)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(0,25 - 0,05 \cdot \frac{w}{w_1} \right) \text{ para } w_1 < w \leq w_c, \quad (5.3)$$

donde:

σ_{ct} es la resistencia a tracción del hormigón en MPa.

f_{ctm} es la resistencia media a tracción del hormigón en MPa.

w es la apertura de fisura en mm.

$w_1 = G_f / f_{ctm}$ en mm. cuando $\sigma_{ct} = 0,2 \cdot f_{ctm}$.

$w_c = 5 \cdot G_f / f_{ctm}$ en mm. cuando $\sigma_{ct} = 0$.

G_f es la energía de fractura en N/mm.

En este trabajo, el módulo de elasticidad E_c , la resistencia a tracción f_{ct} y la energía de fractura G_f se estimaron a partir de las ecuaciones 5.4, 5.5 y 5.6 respectivamente, que se basan en la resistencia a compresión, la cual fue determinada experimentalmente.

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}, \quad (5.4)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f'_c)^{2/3} \text{ (MPa)}, \quad (5.5)$$

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \text{ (N/mm)}, \quad (5.6)$$

donde:

f'_c es la resistencia característica a compresión del hormigón en MPa.

f_{cm} es la resistencia media a compresión del hormigón en MPa.

5.1.2. Modelado del acero basado en el arrancamiento de fibras

Para el modelo constitutivo de las fibras de acero, se adoptó una aproximación basada en el arrancamiento de una fibra en solitario. Los principales parámetros que influyen sobre el arrancamiento fueron implementados a través de un modelo semi-analítico descrito por Van Gysel (2000). Este modelo provee las relaciones entre carga de arrancamiento y deslizamiento de las fibras. Sin embargo, esas curvas carga-deslizamiento no pueden ser implementadas directamente en el modelo de elementos finitos, entonces estos valores deben ser convertidos en curvas tensión-deformación equivalentes. Se utilizó una ley bilineal propuesta por Soetens y Matthys (2014) para describir macroscópicamente el mecanismo de tensión de vínculo-arrancamiento existente en la interfaz fibra-hormigón la cual se muestra en la Figura 5.3.

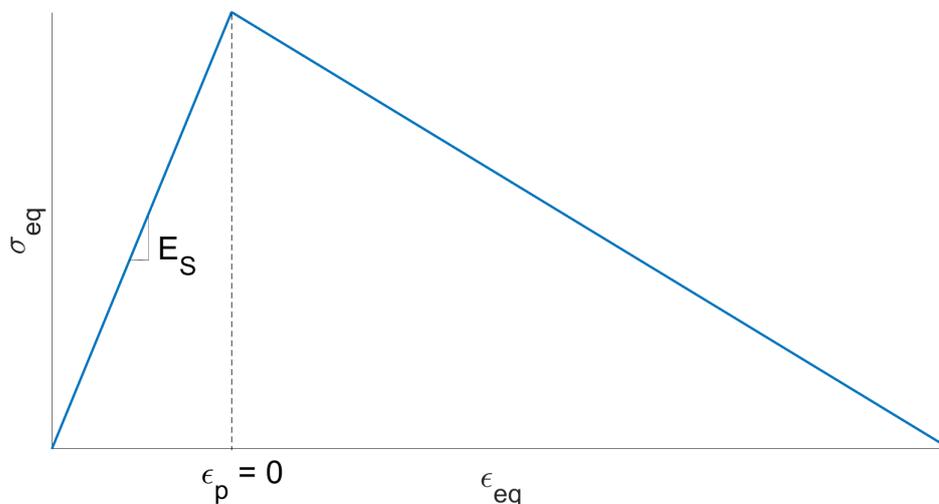


Figura 5.3: Curva bilineal carga de arrancamiento-deslizamiento.

La porción plástica de esta curva puede ser obtenida usando las ecuaciones:

$$\epsilon_{eq} = \frac{w}{L_f} \cdot \cos \theta(w), \quad (5.7)$$

$$\sigma_{eq} = \frac{F_u}{A_f} \cdot \left(\frac{1}{\cos \theta(w)} \right), \quad (5.8)$$

donde w representa la distancia de arrancamiento considerada equivalente a una apertura de fisura, L_f es la longitud de cada fibra y A_f es su sección transversal. La

variable dirección de arrancamiento ($\theta(w)$) está dada por la ecuación:

$$\theta(w) = \arctan \left(\frac{L_f \cdot \sin \theta_0}{L_f \cdot \cos \theta_0 + w} \right). \quad (5.9)$$

Dicha ecuación corresponde a una formulación matemática propuesta por Laranjeira et al. (2011) para la orientación de las fibras basada en un ángulo de orientación inicial que es un parámetro base que define el valor medio y la desviación estándar de los ángulos de orientación de todas las fibras. Este ángulo varía entre 0° para una fibra alineada en la dirección de las tensiones principales máximas y 90° para una fibra paralela al plano de fisura sin ninguna contribución a la capacidad resistente. En esta última ecuación, θ_0 es el ángulo de inclinación inicial según Laranjeira. Teniendo en cuenta que representar el valor medio y de desviación estándar de la orientación de las fibras mediante una distribución Gaussiana truncada tiene una buena correlación con la orientación de las fibras halladas experimentalmente, y en base a información encontrada en la literatura (Barnett et al., 2010; Kang y Kim, 2011a; Vandewalle et al., 2008; Zerbino et al., 2012), se asumió un ángulo de inclinación inicial de $\theta_0 = 45^\circ$.

La carga de arrancamiento F_u según Wille y Naaman (2013) es obtenida mediante la ecuación:

$$\tau_{av} = \frac{F_u}{\pi \cdot d_f \cdot L_E}, \quad (5.10)$$

donde τ_{av} es la tensión de vínculo fibra-matriz, d_f es el diámetro de la fibra y L_E es la longitud de la fibra embebida en la matriz. Para esta longitud embebida, se adoptó un valor promedio dado por la expresión provista por Laranjeira (Laranjeira, 2010). La tensión de vínculo fibra-matriz se obtuvo de la expresión dada por Voo y Foster (2008). Los valores adoptados para L_E y τ_{av} se muestran en la Tabla 5.2.

Tipo de fibra	L_E max. (mm)	L_E prom. (mm)	Tensión de vínculo τ_{av} (MPa)
Recta	$L_f/2$	$L_f/4$	$\tau_{av} = 0.396 \cdot \sqrt{f'_c}$
Extremo de gancho	$L_f - 7.5$	$L_f - 7.5/2$	$\tau_{av} = 0.825 \cdot \sqrt{f'_c}$

Tabla 5.2: Valores de longitud embebida y tensión de vínculo fibra-matriz.

Una vez hallada la tensión τ_{av} , de la ecuación 5.10 se puede despejar la carga de arrancamiento F_u . En la Figura 5.4 se gráfica la porción plástica de la relación $\sigma_{eq}-\epsilon_{eq}$ para la fibra Wirand FF1 y las distintas clases de hormigón estudiadas utilizando la formulación descrita. Se adoptó como valor máximo para la variable independiente w un valor igual a 5 mm. Como se observa, el arrancamiento es modelado macroscópicamente a través de una penalización de la tensión máxima que pueden resistir las fibras, la cual a su vez es función de la calidad del hormigón. A mayor calidad de hormigón, se considera una mayor adherencia fibra-matriz y por ende mayor es la tensión de vínculo antes de producirse el deslizamiento o pull-out.

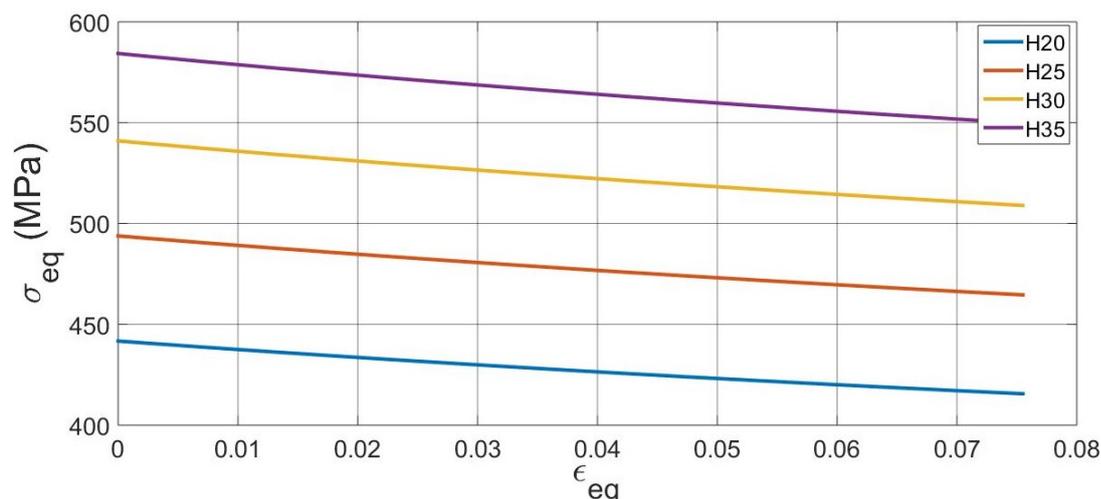


Figura 5.4: Porción plástica de curvas carga de arrancamiento-deslizamiento de fibras para distintas clases de hormigón.

5.1.3. Distribución aleatoria de fibras

La posición de cada fibra de longitud L_f está perfectamente determinada por las coordenadas de su punto medio O' y su vector dirección. Las coordenadas del punto medio (u,v,w) expresadas en coordenadas cilíndricas indican su posición y el par de ángulos (θ, ϕ) , con $0 \leq \theta \leq \pi$ y $0 \leq \phi \leq 2\pi$ determinan la orientación de la fibra. La Figura 5.5 muestra estos parámetros en un sistema coordenado.

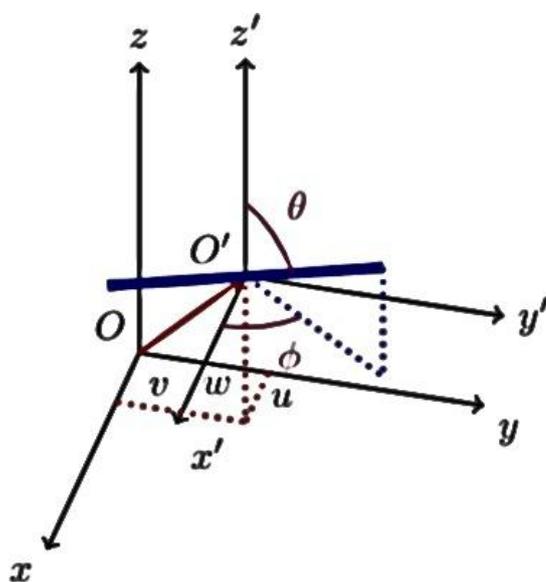


Figura 5.5: Sistema coordenado para las fibras de acero.

El número de fibras que hay en un tubo queda determinado por el dosaje (kg/m^3) por el número de fibras por kilogramo y por el volumen del tubo. Este número de fibras servirá como parámetro de entrada de un algoritmo de muestreo desarrollado por los autores para generar aleatoriamente la posición y la orientación de cada fibra dentro

del tubo. Las fibras están definidas como elementos rectos cuya longitud y sección transversal está determinada. El algoritmo es implementado como una secuencia de código Python la cual es ejecutada por ABAQUS. Este algoritmo sigue una secuencia similar al algoritmo RSA descrito en la sección 2.9.3, sin embargo en la metodología propuesta aquí, la distribución aleatoria de fibras obtenida con este algoritmo no se utiliza para crear un elemento de volumen que luego se repetirá periódicamente para conformar la estructura en cuestión, sino que se obtiene una distribución y orientación aleatoria global. Para realizar el muestreo, el algoritmo sigue los pasos de acuerdo al diagrama de flujo graficado en la Figura 5.6.

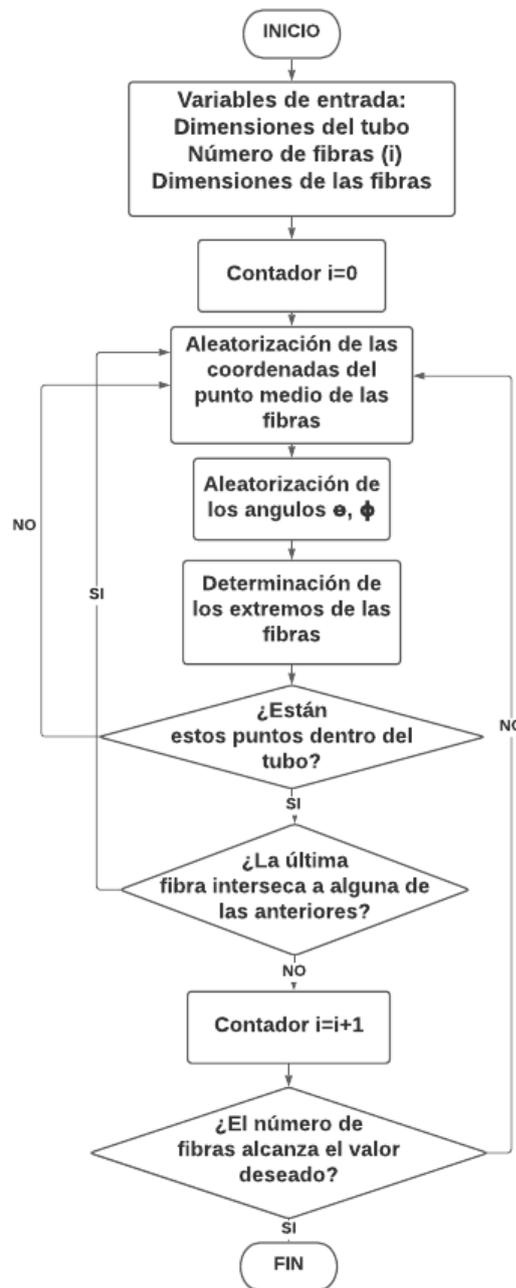


Figura 5.6: Diagrama de flujo del algoritmo de muestreo propuesto.

La Figura 5.7 muestra una nube de fibras generada con el algoritmo.

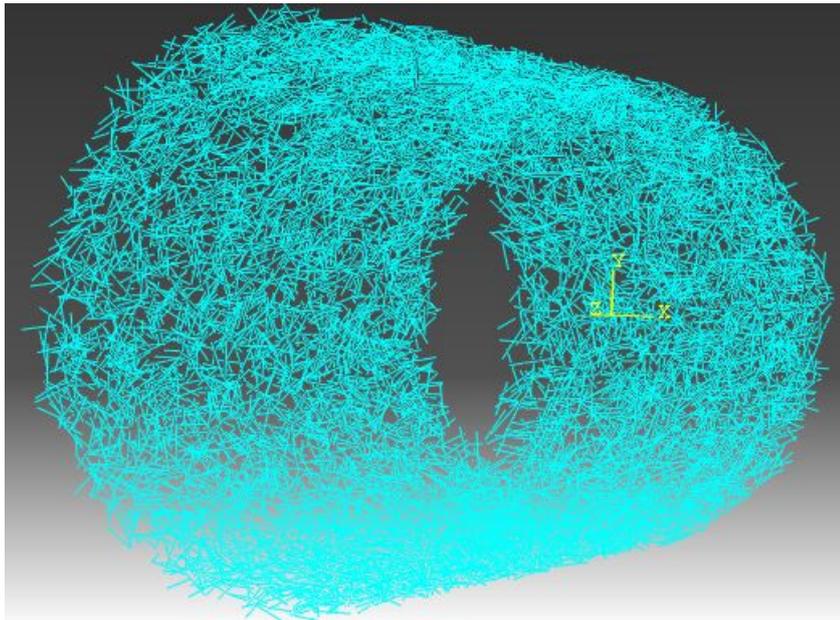


Figura 5.7: Nube de fibras con orientación y distribución aleatoria.

Como era de esperar, a medida que el volumen de fibras especificado aumenta, el tiempo necesario para generar una nueva nube de fibras también lo hace ya que las posibilidades de que una nueva fibra no se interseque con las anteriores se reducen. Así, el algoritmo debe realizar un mayor número de iteraciones para satisfacer este requerimiento de no intersección. Para los tubos aquí estudiados, el volumen máximo de fibras capaces de ser generados sin aumentar el tiempo de generación de las nubes de manera excesiva ronda los 50 kg/m^3 utilizando una computadora de escritorio con un procesador de 4 núcleos y 16 gb. de memoria RAM. Este volumen máximo está relacionado con lo que en el algoritmo RSA se conoce como “jamming limit” el cual ocurre cuando no pueden colocarse más fibras sin que una fibra se solape con otra generada anteriormente (Chen et al., 2019).

5.2. Modelo de elementos finitos

Para construir la malla de elementos finitos, se usaron elementos de integración reducida tetraédricos de 8 nodos (C3D8R en la librería de elementos de ABAQUS) mientras que para el mallado de las fibras se usaron elementos 3D de tipo barra lineales de 2 nodos (T3D2). La interacción entre el hormigón y las fibras se estableció como una restricción de tipo embebido la cual es usada para especificar que un elemento o grupo de elementos está embebido en elementos “huéspedes”. En este tipo de restricción, si un nodo embebido está dentro de un elemento huésped, los grados de libertad en el nodo son eliminados y el nodo se convierte en un “nodo embebido”.

Los grados de libertad del nodo embebido son restringidos a los valores interpolados de los grados de libertad correspondientes a los grados de libertad del elemento huésped. Para entender mejor esta representación, considérese la Figura 5.8.

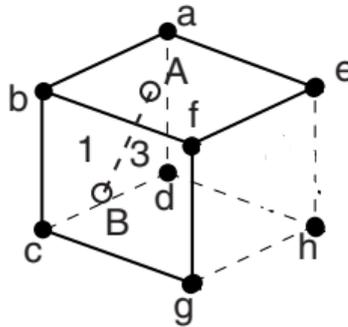


Figura 5.8: Elemento barra embebido en un elemento huésped. Fuente: Abaqus Analysis User's Guide.

El elemento A-B representa un elemento tipo barra (truss) como lo son las fibras de acero en esta modelación. Este elemento se encuentra embebido en el elemento formado por los nodos a, b, c, d, e, f, g y h al que llamaremos elemento huésped que representa la matriz de hormigón que rodea a la fibra. Una vez definido en ABAQUS cuales son los elementos huéspedes y los elementos embebidos, el software intentará encontrar si algún nodo del elemento embebido (en nuestro ejemplo los nodos A y B) se encuentra dentro de algún elemento huésped. Según la Figura 5.8 el nodo A se encuentra cercano a la cara a-b-f-e del elemento huésped, por lo que todos los grados de libertad del nodo A se encuentran restringidos a los nodos a, b, f y e con un apropiado factor de ponderación el cual es determinado en base a la posición geométrica del nodo A dentro del elemento huésped. Se adoptó este tipo de restricción ya que es casi inabordable modelar explícitamente la interfaz fibra-hormigón para cada fibra. De todas formas, si el modelo fuera construido de esa manera resultaría demasiado costoso computacionalmente. Por lo tanto, las interfases entre los distintos elementos constituyentes no son modeladas explícitamente pero son tenidas en cuenta indirectamente en la leyes constitutivas de los materiales con su consecuente reducción del costo computacional, haciendo a su vez más sencillos los estudios paramétricos que se verán en secciones posteriores. Utilizar esta técnica de elementos embebidos permite que el huésped, es decir la matriz de hormigón, y las partes embebidas, es decir las fibras, puedan ser malladas por separado utilizando distintos tipos de elemento para cada una. Sin embargo, [Soetens y Matthys \(2014\)](#) enuncian que este tipo de restricción total puede no ser plenamente representativa del mecanismo de arrancamiento de las fibras. Si se tiene un elemento de tipo cable restringido en su totalidad, las deformaciones a lo largo del elemento se incrementarán localmente a medida que el hormigón comienza a fisurarse (Figura 5.9 a). Esta concentración de tensiones

provocará tensiones equivalentes mayores en la fisura y tensiones equivalentes menores en las demás partes del elemento. Esto puede solucionarse asumiendo una deformación equivalente constante a lo largo del elemento de refuerzo (Figura 5.9 b).

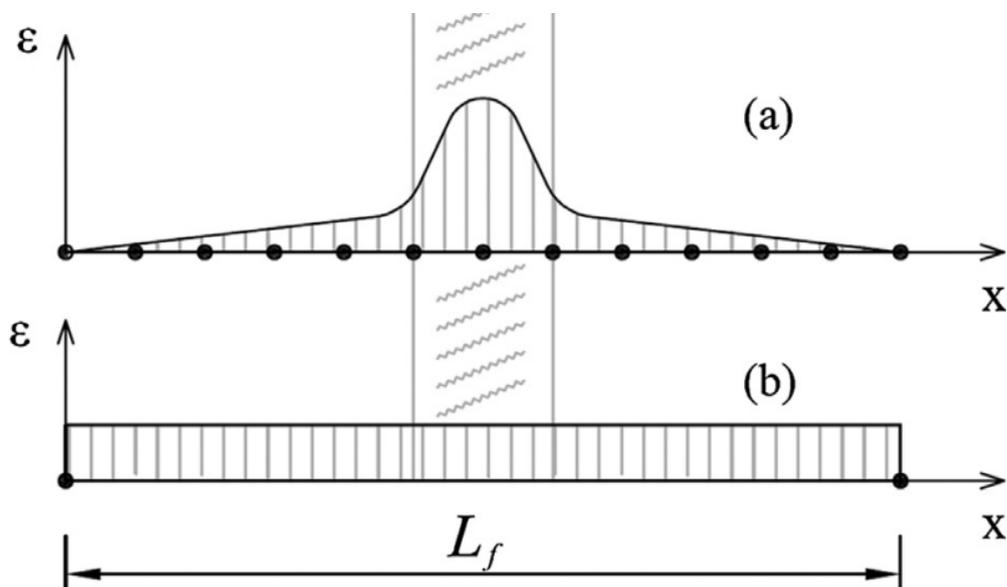


Figura 5.9: Distribución de las deformaciones a lo largo de la fibra usando restricción total (a) y restricción parcial (b). Fuente: Soetens y Matthys (2014).

En este último caso, las fibras son modeladas como elementos cables fijadas únicamente en sus extremos a la matriz de hormigón.

Para implementar esta restricción parcial en ABAQUS, debe realizarse un mallado de las fibras de manera que cada fibra disponga de únicamente 2 nodos ubicados en sus extremos como se muestra en la Figura 5.10.



Figura 5.10: Mallado de fibras para embebido parcial.

Además debe modificarse el archivo de entrada de ABAQUS manualmente ya que esta opción de embebido o restricción parcial no puede especificarse desde la interfaz gráfica del programa. Cuando se utilizó embebido total, se adoptó un tamaño de malla para las fibras en congruencia con el tamaño de malla adoptado para el tubo luego de realizarse un estudio de sensibilidad (ver sección 5.3). Para este caso, cada elemento cable que representa a las fibras contiene 4 nodos (Figura 5.11).

Con respecto a las condiciones de apoyo, interacción tubo-apoyos, tiempo de aplicación de la carga, número máximo de incrementos y tamaño mínimo de incremento,

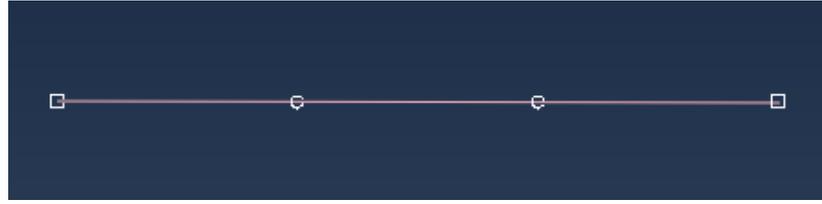


Figura 5.11: Mallado de fibras para embebido total.

se adoptaron los mismos valores detallados en 4.3.5. A modo de verificación, se ejecutaron simulaciones utilizando restricción parcial y restricción total sin observarse diferencias entre ambos resultados. Esto se debe a que el modelo de material equivalente descrito, considera inherentemente una longitud embebida para los elementos tipo cable que describen a las fibras y por ello la configuración geométrica referida a fijar solo los extremos (Figura 5.10) puede despreciarse (Soetens y Matthys, 2012).

5.3. Estudio de sensibilidad de malla

Se realiza un estudio de sensibilidad para verificar que el modelo de elementos finitos utilizado converge a una solución y los resultados son independientes del tamaño de malla adoptado, dando así una justificación de que un refinado de malla es innecesario. Para ello se realizan cálculos con distintos tamaños de elementos. Se consideraron cuatro tamaños de elementos: 30, 25, 20 y 17.5 mm. La Figura 5.12 muestra las curvas carga-deformación obtenidas a partir de las mismas propiedades de material y la misma nube de fibras variando solamente la densidad de la malla.

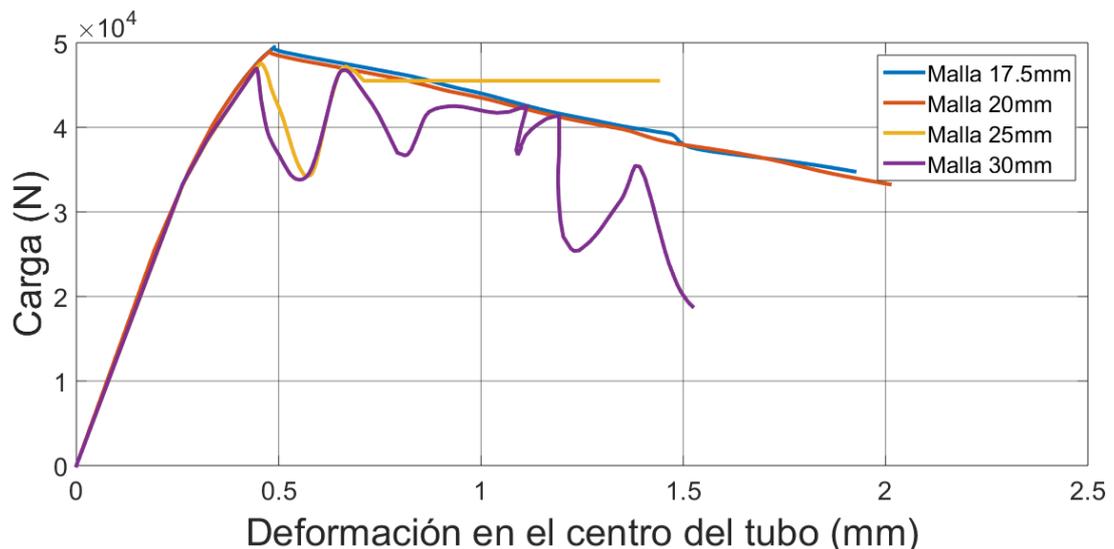


Figura 5.12: Efecto del tamaño de malla sobre la carga última de tubos de HRFA predicha numéricamente (Dosaje de fibras: 20 kg/m³).

Para las mallas más gruesas se observan zonas de inestabilidad más allá del límite elástico mientras que a partir de la malla de 20 mm. el modelo converge. La carga

última predicha por el modelo aumenta ligeramente cuando el tamaño de malla se reduce. La diferencia en la carga entre la malla de 20 mm. y la de 17.5 mm. es menor al 0.9 % mostrando que el problema de sensibilidad es eliminado lográndose así la convergencia. Haciendo un balance entre precisión y costo computacional se adoptó un tamaño de malla de 20 mm. para todos los casos estudiados en este trabajo.

5.4. Resultados numéricos

Con el objetivo de validar el modelo, se realizaron simulaciones numéricas del ensayo de tres aristas en tubos de las mismas dimensiones que los ensayados experimentalmente. Para cada dosaje de fibras se realizaron cinco simulaciones del ensayo con nubes de fibras generadas aleatoriamente. En esta etapa de la investigación, los resultados experimentales usados para la validación corresponden a la segunda etapa de la campaña experimental y no a los resultados de la etapa “de prueba”.

En relación a la distribución de fibras esperada dentro de los tubos, [De la Fuente et al. \(2012\)](#) menciona que existe hasta nuestros días una falta de información acerca de como los procesos industriales asociados a la fabricación de tubos de HRFA influyen en la distribución y orientación de las fibras dentro de los mismos. Sin embargo, el propio De La Fuente en su tesis doctoral ([De la Fuente et al., 2011a](#)) y [Ércoli et al. \(2014\)](#) advirtieron que los esfuerzos originados durante el proceso de hormigonado, vibrado y compactación del tubo, sumado al efecto pared, tienden a ubicar las fibras predominantemente paralelas al flujo de tensiones normales que aparecen en servicio aumentando así el desempeño del tubo. A diferencia del método de fabricación utilizado para los tubos estudiados en esta tesis, [Ércoli](#) utiliza el sistema de giro-compresión para la fabricación del tubo, el cual debido a la alta velocidad de rotación que genera, contribuye a una ubicación predominante de las fibras. Otros de los factores que pueden incidir en la distribución de las fibras son las características de la mezcla en estado fresco, especialmente la fluidez de la misma. Es por ello, que la mayoría de los estudios sobre los efectos de la orientación de las fibras en las propiedades mecánicas del HRFA están hechos sobre hormigones autocompactantes ([Deeb et al., 2014](#); [González-Aviña et al., 2022](#); [Grunewald et al., 2012](#); [Ozyurt et al., 2007](#); [Ponikiewski et al., 2015](#); [Raju et al., 2020](#); [Stahli et al., 2008](#); [Svec y Zirgulis, 2014](#); [Torrijos et al., 2010](#); [Wijffels et al., 2017](#); [Zhao et al., 2021](#)). Estos hormigones son especialmente fluidos en estado fresco y dicha fluidez puede producir orientaciones fuertemente predominantes en función de, por ejemplo, la velocidad y dirección del colado. [Zhou y Uchida \(2017\)](#) concluyeron en su estudio que hormigones fluidos poseen mayor cantidad de fibras alineadas en sectores cercanos al encofrado en comparación con hormigones menos fluidos. [Gettu et al. \(2005\)](#) mostraron en su trabajo sobre probetas cilíndricas que la vibración no tiene un efecto significativo en la orientación de las

fibras si el espécimen es vibrado por 1 o 2 minutos o si la fluidez de la mezcla no es demasiado alta. Otros autores como Qian et al. (2006) y Swamy y Stavrides (1976) enunciaron que si la trabajabilidad/fluidez del hormigón es baja, la distribución de las fibras es controlada por el proceso de mezclado. Con un mezclado adecuado tanto en tiempo como en energía, las fibras se distribuirán con una orientación aleatoria. A su vez Laranjeira et al. (2011) afirmó que los hormigones fluidos tienden a presentar una dispersión baja en cuanto a la distribución de fibras en ciertas direcciones. Esto podría explicar por qué los HRFA presentan propiedades mejoradas en esas direcciones respecto a los hormigones convencionales, lo cual además se condice con lo observado por De la Fuente y Ércoli. Dicho esto, y considerando la escasa fluidez que posee el hormigón aquí estudiado, es poco probable que las fibras adquieran orientaciones preferenciales. Por lo tanto, no puede afirmarse que dichas orientaciones tengan lugar en los tubos aquí ensayados.

Se adopta entonces un enfoque probabilístico basado en el principio de máxima entropía. El mismo señala que no hay razón para privilegiar un estado particular, es decir que todos los estados tienen la misma probabilidad de ocurrir, en nuestro caso estado es la distribución y orientación de las fibras. En base a esto se considera en el modelo numérico una distribución aleatoria uniforme para las fibras. Dicho enfoque probabilístico requiere de la realización de numerosas simulaciones con el fin de analizar resultados estadísticos, lo cual será discutido en el capítulo siguiente.

La Figura 5.13 muestra curvas carga-desplazamiento obtenidas experimental y numéricamente.

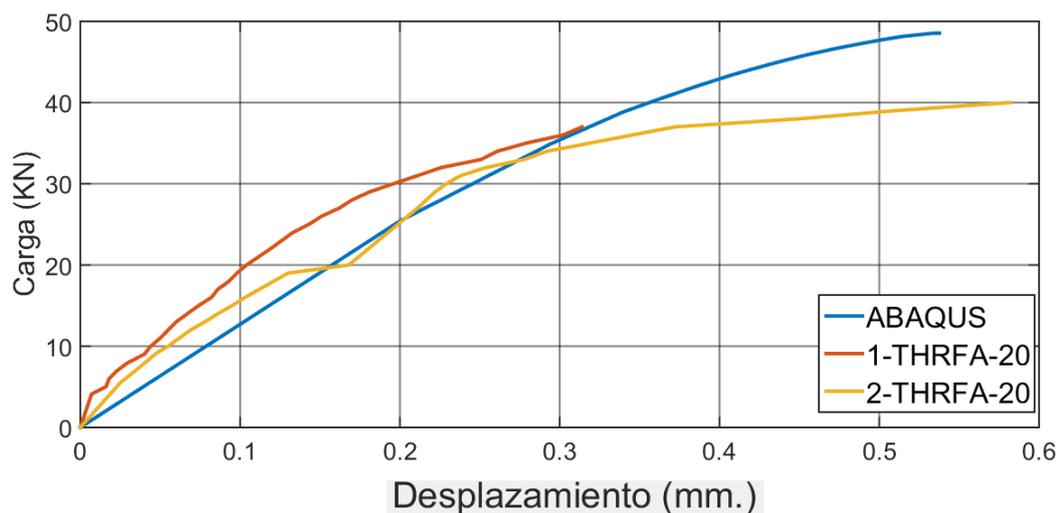


Figura 5.13: Curvas carga-desplazamiento numéricas y experimentales.

Para los tubos que contienen 20 kg/m^3 de fibras, el modelo tiende a subestimar ligeramente la respuesta elástica. La misma tendencia se observa para los tubos con 25 kg/m^3 . Con respecto a la carga máxima, los valores predichos numéricamente son, en promedio, 14 % superiores. El comportamiento post-pico no pudo ser medido en los

ensayos y no se muestra en el gráfico dada la imposibilidad de mantener una tasa de incremento de carga controlada una vez que el tubo comienza a fisurarse. Los valores experimentales y numéricos promedio de las cargas últimas (\bar{P}_{max}) correspondientes a los diferentes dosajes de fibras se resumen en la Tabla 5.3.

Dosaje de fibras (kg/m ³)	\bar{P}_{max} Exp. (kN)	\bar{P}_{max} Num. (kN).	Diferencia relativa. (%)
20	41.5	49	18
25	39	49.6	21.4

Tabla 5.3: Comparación entre cargas últimas promedio obtenidas numérica y experimentalmente.

Las discrepancias entre los valores numéricos y experimentales pueden explicarse a partir del hecho de que las resistencias del hormigón utilizadas en el modelo fueron obtenidas a partir de las probetas cilíndricas mencionadas en el apartado 3.3.1. Pero los testigos obtenidos directamente de los tubos arrojaron una resistencia sensiblemente menor como se mencionó también en dicho apartado, de allí que el modelo tiende a sobreestimar los valores experimentales. Se vuelve a ejecutar el modelo numérico pero modelando el material hormigón a partir de las resistencias obtenidas de los testigos. Los valores de resistencia para este caso se muestran en la Tabla 5.4.

Dosaje de fibras (kg/m ³)	\bar{P}_{max} Exp. (kN)	\bar{P}_{max} Num. (kN).	Diferencia relativa. (%)
20	41.5	45.1	8.7
25	39	46	17.9

Tabla 5.4: Comparación entre cargas últimas promedio obtenidas numérica y experimentalmente utilizando resistencias obtenidas de testigos.

Variando entonces la resistencia del hormigón introducida en el modelo, las discrepancias son menores. Para el caso con mayor dosaje de fibras, las diferencias son aún importantes. Esto se debe a que el modelo no es capaz de reproducir los problemas de trabajabilidad que ocurren y que explican porqué a pesar de tenerse la misma mezcla con mayor dosaje de fibras, las resistencias obtenidas en los tubos son menores.

En relación a la distribución de tensiones (Figura 5.14), las tensiones de tracción máximas (áreas en color rojo) aparecen primero en el interior de la base y la corona del tubo y luego en la cara exterior de los laterales del tubo.

Esto está en concordancia con lo que se observó en la campaña experimental (ver Figura 3.15). A pesar de que experimentalmente no pudo medirse el comportamiento post-pico, el modelo es capaz de reproducir el comportamiento de los tubos más allá

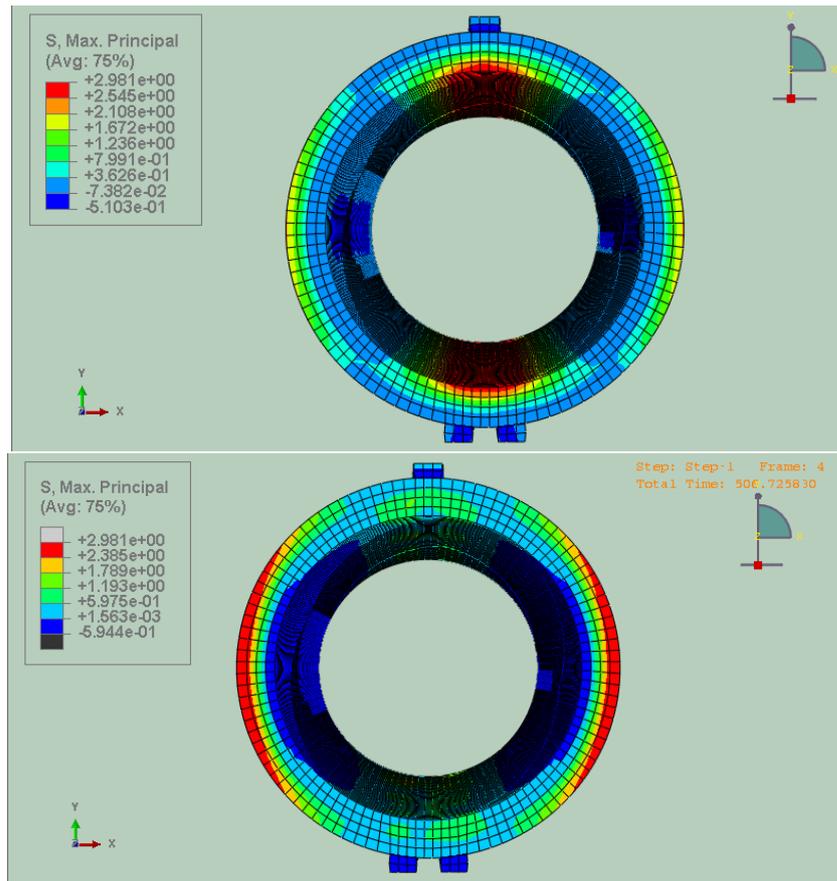


Figura 5.14: Diagrama de distribución de tensiones máximas. Arriba: en base y corona. Abajo: en laterales.

de la resistencia última. En la Figura 5.15 se muestran las curvas carga-desplazamiento obtenidas numéricamente para distintas dosis de fibras utilizando un hormigón H20.

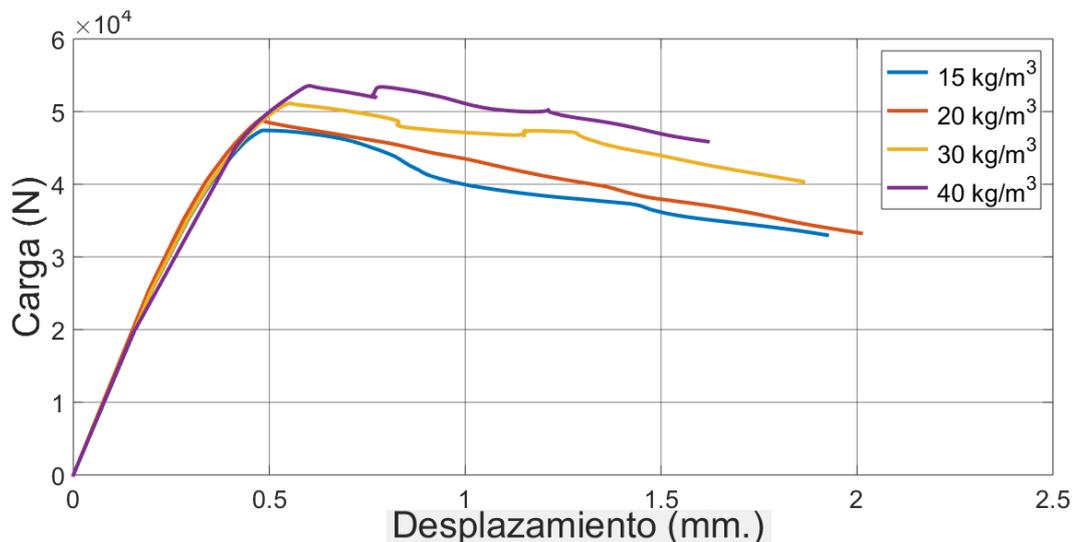


Figura 5.15: Curvas carga-desplazamiento en tubos de HRFA obtenidas numéricamente.

Como se observa en la Figura 5.15, para los dosajes aquí estudiados se observa un

fenómeno de ablandamiento más allá de la carga última. Además, a mayor dosaje de fibras mayor rigidez de los tubos ya que los mismos sufren menos deformación para un mismo número de incrementos en el modelo en comparación con los tubos con menor contenido de fibras. Por su parte, la rama elástica es prácticamente igual en todos los casos ya que el aporte de las fibras se da principalmente en la rama post fisura.

Además, resultados numéricos obtenidos con el modelo aquí propuesto, se compararon con resultados experimentales obtenidos por Mohamed et al. (2015). Se realizó una comparación en tubos de 450 mm. y 600 mm. utilizando dos tipos diferentes de fibras. Para ello, las cargas últimas se normalizaron dividiéndolas por la longitud del tubo y por su diámetro interno, esto es $\bar{P}_{max}/\text{longitud}/\text{diámetro interno}$. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 5.5.

Diám. int. (mm)	Esp. de pared (mm)	Dosaje de fib. (kg/m ³)	Fibra	f'_c (MPa)	\bar{P}_{max} (N/m/mm)		Dif. (%)
					Mohamed	Este trabajo	
600	94	20	Dramix 60/80	56	161	143	-11
			Dramix 35/65	61.6	154	188	22
450	82		Dramix 60/80	66	286	267	-6.6
			Dramix 35/65	74.1	275	287	4.4

Tabla 5.5: Cargas últimas obtenidas experimentalmente por Mohamed et. al y numéricamente con el modelo propuesto para tubos de HRFA de 600 mm. y 450 mm.

Para los tubos de 600 mm. se puede ver que la diferencia relativa para la carga última fue de -11 % para fibras 65/35 y de 22 % cuando se utilizaron fibras 60/80. Las cargas obtenidas numéricamente para fibras 65/35 fueron superiores que las cargas obtenidas cuando se usaron fibras 60/80 ya que la resistencia a compresión del hormigón dada por Mohamed et al. (2015) para el primer caso (61.6 MPa) es superior que en el segundo (56 MPa). Sin embargo, en los resultados experimentales se observó una mayor carga para las fibras 60/80 en comparación a las fibras 35/65. Este hecho también puede estar relacionado a un problema de compactación y trabajabilidad, ya que para un mismo dosaje existe un número superior de fibras 35/65 en relación a las fibras 60/80 aumentando la superficie específica total de las fibras lo que requiere un mayor volumen de pasta o una mezcla inicial más fluida para lograr adecuada trabajabilidad y desempeño mecánico en consecuencia. Por ello, el modelo pasa de arrojar un resultado conservador a sobreestimar los resultados experimentales. La misma tendencia se observa para los tubos de 450 mm. pero las diferencias observadas son menores.

Capítulo 6

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA DISTRIBUCIÓN Y ORIENTACIÓN DE LAS FIBRAS EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL TUBO

INTRODUCCIÓN

Con una propuesta similar a la vista en la sección 4.2 se desarrollará en este capítulo una metodología para analizar el impacto de la variación de la distribución y orientación de las fibras en la capacidad resistente de los tubos, tomando ahora como base el modelo bi-fase descrito en el capítulo 5 en donde las fibras están explícitamente definidas teniéndose en cuenta su número y su geometría.

Existen diversos métodos experimentales para analizar la distribución de las fibras dentro de la masa cementicia, los cuales pueden ser agrupados en métodos destructivos y métodos no destructivos cada uno de ellos con sus ventajas y desventajas. Los métodos destructivos se basan en un método estadístico manual, es decir se cuenta el número de fibras que atraviesan la sección transversal del espécimen y se analiza estadísticamente la orientación para luego predecir el desempeño de la estructura mediante un coeficiente que tiene en cuenta dicha orientación (Blanco et al., 2015; Dupont y Vandewalle, 2005; Gettu et al., 2005; Vandewalle et al., 2008). Este tipo de métodos son simples y directos sin embargo son aplicables solo a mezclas con bajos tenores de fibras ya que requieren mucho tiempo y sus resultados no son plenamente confiables.

Con respecto a los métodos no destructivos existen varios los cuales también tienen sus limitaciones. Se utilizan por ejemplo rayos X para escanear muestras basándose en tomografía computada. La distribución de las fibras se puede observar a través de un perfil de densidad de absorción de los rayos X (Bordelon y Roesler, 2014; Herrmann y Pastorelli, 2016; Krause et al., 2015; Shen et al., 2004). Los materiales absorben distintas cantidades de rayos X de acuerdo a su densidad lo que permite identificarlos haciendo un escaneo con rayos X (Liu et al., 2011; Liu y Sun, 2012).

Existen también técnicas asociadas al ferromagnetismo por medio de las cuales se puede cuantificar y analizar la distribución de fibras de acero utilizando el campo

magnético generado (Faifer et al., 2011; Ferrara et al., 2012). El principal inconveniente de este método son los errores de medición que se cometen en secciones no planas como cilindros o estructuras de pared delgada.

Se pueden mencionar los métodos inductivos basados en el principio de inducción de Faraday. Con ellos se puede cuantificar la distribución y orientación de las fibras midiendo los cambios en la inducción electromagnética producidos por dichas fibras (Cavalario et al., 2014, 2015; Torrents et al., 2012). El problema de estos métodos es que no pueden determinar la distribución de fibras en estructuras de gran tamaño.

Además de todas estas técnicas, el perfil de distribución de las fibras puede ser obtenido mediante técnicas de procesamiento de imágenes (Lee et al., 2002; Soroushian y Lee, 1990; Zak et al., 2001). Para analizar la dispersión de las fibras se evalúa la intersección de las fibras de sección cilíndrica con un plano, lo que resulta en una elipse. La forma de esta elipse es función de la orientación de las fibras en relación al plano de intersección. Este método resulta muy preciso a la hora de caracterizar la distribución de fibras en una muestra de HRF. Sin embargo el proceso de obtención de los especímenes para poder realizar un adecuado conteo resulta difícil.

La importancia y la necesidad de desarrollar técnicas analíticas o numéricas radica en las dificultades de los distintos métodos experimentales y los recursos humanos y financieros que estos requieren. El objetivo es entonces proveer una herramienta confiable y rápida que permita estudiar la distribución de las fibras y analizar el comportamiento mecánico del HRFA, teniendo en cuenta su mesoestructura y disminuyendo a su vez la dependencia que se tiene de los trabajos experimentales.

A través del método Monte Carlo, se llevó a cabo un estudio probabilístico de la capacidad resistente de los tubos que permite analizar la influencia de la orientación y distribución de las fibras en dicha capacidad. Se consideró una distribución y orientación aleatoria.

Se realizó a su vez un estudio paramétrico con distintas variables no analizadas experimentalmente junto con un análisis estadístico de los resultados.

6.1. Método Monte Carlo

Se utilizó el método de Monte Carlo en combinación con el modelo propuesto para realizar un estudio probabilístico de la capacidad de carga de los tubos, considerando la influencia de la orientación y distribución de las fibras. Este método permite calcular estadísticamente el valor final de una secuencia de sucesos no deterministas (sujetos a variabilidad) como son aquí la distribución y orientación de las fibras dentro del tubo. Para llevar a cabo una simulación Monte Carlo se necesitan generar realizaciones aleatorias de la variable en consideración. En nuestro estudio dicha variable aleatoria, que es la distribución y orientación de las fibras dentro del tubo, es generada por el

algoritmo de muestreo descrito en 5.1.3. El método Monte Carlo ha sido utilizado por otros autores como Chen et al. (2018), Guodong et al. (2018) y Zhang et al. (2021) para abordar problemas relacionados a las aleatoriedades propias del material hormigón. En este trabajo se lo implementó de la siguiente manera:

- Se especificaron los parámetros de entrada para el algoritmo de muestreo: número, longitud y diámetro de fibras. La posición y orientación se establecieron de manera aleatoria.
- La secuencia de código Python de la que consta el algoritmo es ejecutada como un script por ABAQUS generando así una nube de fibras con una distribución y orientación uniforme.
- Se importó la nube de fibras a ABAQUS por medio de ABAQUS CAE (por sus siglas en inglés Complete Abaqus Environment) que es el módulo de interfaz gráfica de usuario. Las fibras y el tubo propiamente se importan a ABAQUS como partes independientes una de la otra, de modo que a cada una de ellas se le pueden asignar diferentes materiales y secciones. Las fibras y el tubo se ensamblan y se define la restricción de tipo embebido ya descrita asociando como huésped al tubo y como elementos embebidos a las fibras.
- Se simuló el ensayo de tres aristas y se determinó la carga máxima alcanzada por el tubo para una distribución de fibras generada aleatoriamente por el algoritmo.
- Se generó otra nube de fibras y los pasos descritos se repiten.

Dado que cada nube de fibras será única debido a sus diferentes orientaciones y distribuciones de fibras, se espera una dispersión en los resultados.

6.2. Simulaciones Monte Carlo

Se llevó a cabo un estudio probabilístico para analizar la influencia de la distribución y orientación de las fibras en la capacidad de carga de los tubos. Se simularon 100 realizaciones considerando un hormigón clase C30 y un dosaje de fibras de 20 kg/m³. Los resultados de las simulaciones Monte Carlo mostraron un valor medio de $\mu = 5476$ N con una desviación estándar de $\sigma = \pm 9,59$ N. En las Figuras 6.1 y 6.2 se muestran las curvas de convergencia para la carga última P_{max} y la desviación estándar.

Como se observa, se logra una convergencia aceptable para este número de realizaciones. En las Figuras 6.3 y 6.4 se muestran el histograma y la función de densidad de probabilidad respectivamente. La función de densidad de probabilidad sigue una distribución similar a la Gaussiana aunque con una leve asimetría. Se observa de acuerdo a los resultados obtenidos que la distribución y orientación de las fibras no afecta



Figura 6.1: Curvas de convergencia: valor medio.

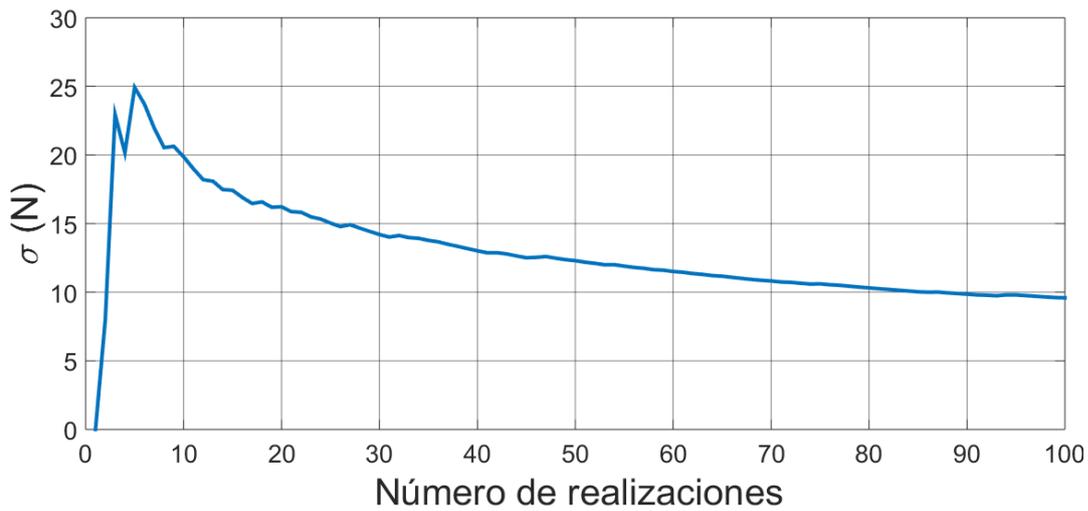


Figura 6.2: Curvas de convergencia: desviación estándar.

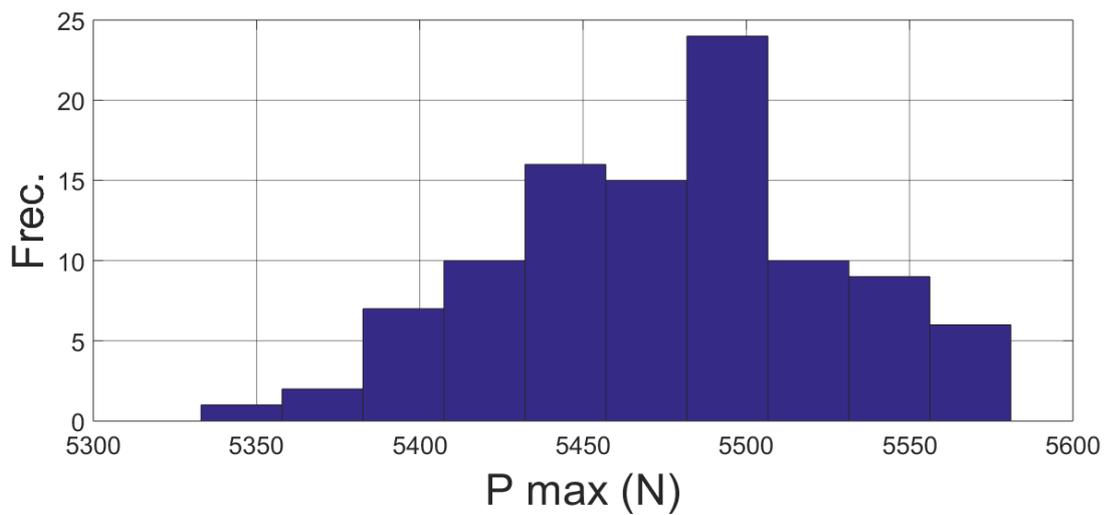


Figura 6.3: Histograma para la carga última P_{max} .

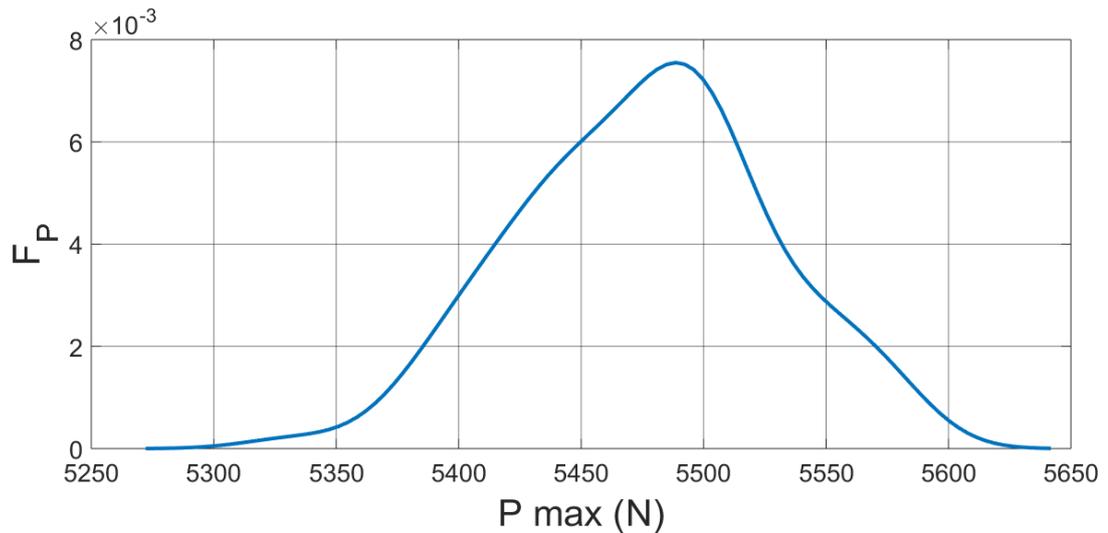


Figura 6.4: Función de densidad de probabilidad para la carga última P_{max} .

significativamente la carga última lograda por los tubos cuando se consideran distribuciones y orientaciones aleatorias, observándose una diferencia cercana al 5 % entre los valores de carga más bajos y más altos.

Para una mejor discusión, se realizó un análisis considerando tres orientaciones de fibras ideales. Para tal propósito, se generaron tres nubes de fibras diferentes. En la primera, las fibras se encuentran orientadas en dirección tangencial, en la segunda en dirección radial, y en la tercera en dirección axial. Estas nubes de fibras se muestran en las Figuras 6.5, 6.6 y 6.7 respectivamente.

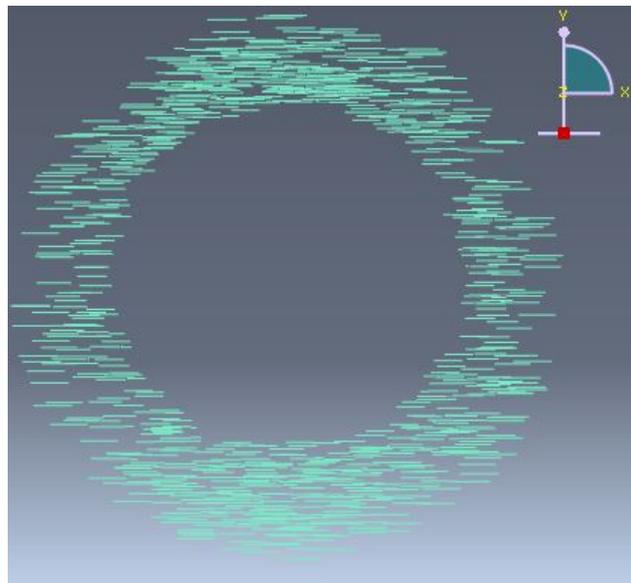


Figura 6.5: Nube de fibras con orientaciones ideales: tangenciales al radio del tubo.

Las cargas últimas obtenidas para estas distribuciones se muestran en la Tabla 6.1.

Se observa que los cambios en las orientaciones producen respuestas muy distintas entre los distintos casos estudiados. Esto se encuentra en concordancia con lo observa-

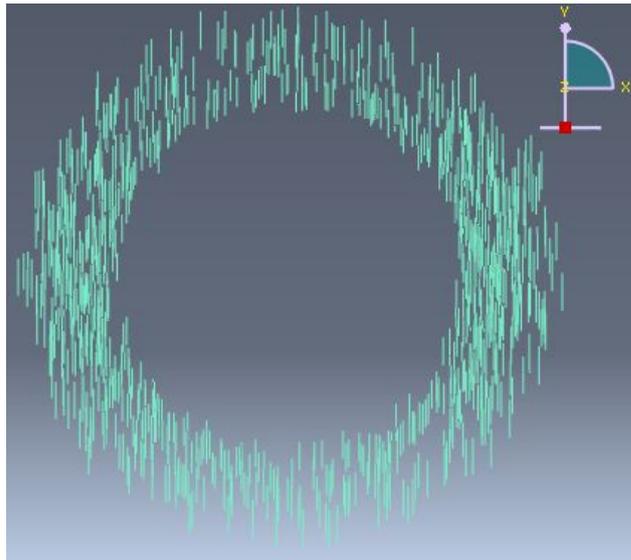


Figura 6.6: Nube de fibras con orientaciones ideales: radiales.

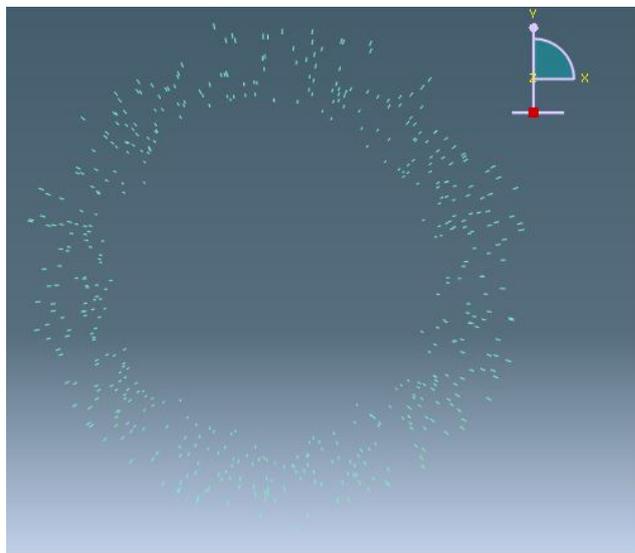


Figura 6.7: Nube de fibras con orientaciones ideales: axiales.

Tabla 6.1: Diferencia entre cargas últimas obtenidas en tubos con fibras con orientaciones ideales y tubos sin fibras. (Dosaje de fibras: 20 kg/m³. Clase de hormigón: C20.)

Orientación de las fibras	Carga última (kN)	Diferencia (%)
Sin fibras	44.57	-
Tangenciales	62.79	40.9
Radiales	44.91	0.76
Axiales	44.62	0.11

do por Boulekbache et al. (2010) quienes afirman que la orientación de las fibras juega el papel predominante en cuanto a la respuesta del material bajo flexión, como es aquí el caso de un tubo sometido al ensayo de tres aristas el cual falla por un mecanismo

de flexión. Como se observa en la Tabla 6.1, en el primer caso se logra un apreciable incremento en la carga última. Esto era esperable ya que al orientarse de esa manera, las fibras cosen las fisuras en las secciones más solicitadas del tubo. Este efecto de cosido realizado por las fibras se esquematiza en la Figura 6.8.



Figura 6.8: Esquema de fibras cosiendo una fisura.

Así, las fibras son más efectivas en la prevención de fisuras cuando están posicionadas en dirección normal al plano de fisura. A diferencia de los modelos basados en mecánica de fractura los cuales consideran la formación y propagación de fisuras, el modelo CDP utilizado no da una noción del desarrollo de las mismas. Sin embargo es posible obtener una visualización de los patrones de fisura en la estructura. Diferentes criterios pueden adoptarse dentro del marco teórico de daño-plasticidad para definir la dirección de las fisuras. Lubliner et al. (1989) asume que la fisura se inicia en los puntos en donde la deformación plástica es mayor que 0. La dirección del vector normal al plano de fisura se supone paralela a la dirección de las tensiones principales máximas. La dirección de las tensiones principales máximas y los valores de las deformaciones plásticas en un tubo sometido al ensayo de tres aristas se muestran en la Figura 6.9.

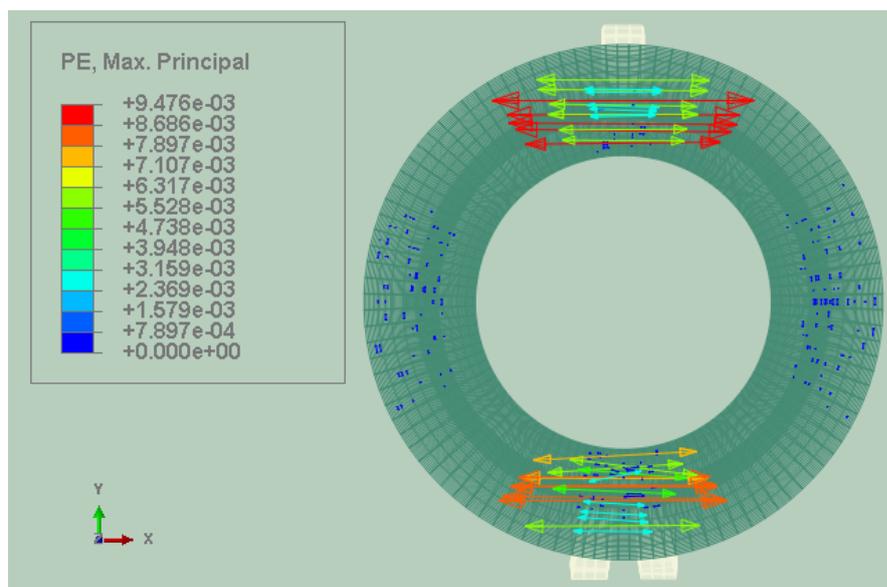


Figura 6.9: Tensiones principales máximas y deformaciones plásticas.

Como se observa, la dirección de las tensiones principales máximas coincide con la dirección tangencial de las fibras respecto al tubo, obteniéndose para esta orientación la mayor carga al lograrse la mayor eficiencia para las fibras. Para las otras dos orientaciones ideales, la contribución de las fibras a la carga última es despreciable.

Para continuar con la discusión acerca del efecto de la orientación de las fibras en su eficiencia como refuerzo, se realizaron simulaciones con una orientación de fibras perpendiculares al radio del tubo, en un intento por reproducir la orientación propia de la armadura de barras. Una imagen de esta orientación se muestra en la Figura 6.10.

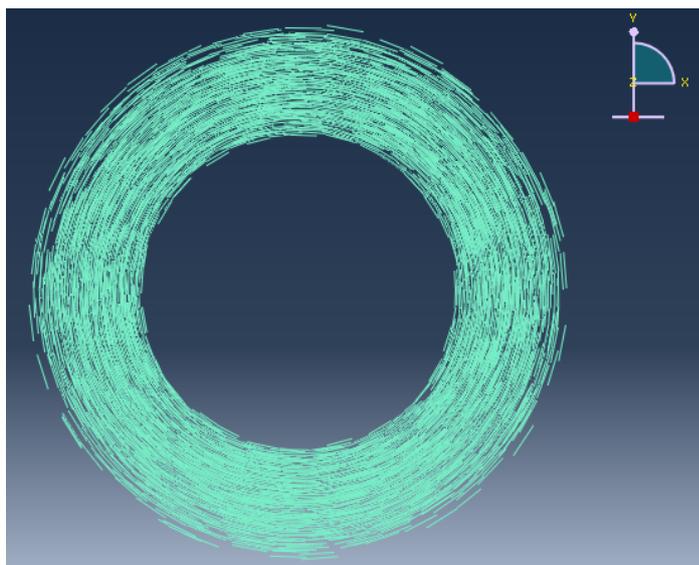


Figura 6.10: Nube de fibras con fibras en dirección perpendicular al radio del tubo.

Para este caso se obtuvo una carga última de $P_{max} = 5380$ N, lo que representa un aumento del 20.7 % respecto al mismo tubo sin fibras.

6.3. Estudio paramétrico

Se realizó un estudio paramétrico para analizar como el dosaje de fibras y la calidad del hormigón influye en la capacidad de carga de los tubos. Se analizaron las variables que no fueron evaluadas durante el programa experimental. Se consideraron cuatro clases de hormigón: C20, C25, C30 y C35 y cuatro dosajes: 15, 20, 25 y 30 kg/m³. Las curvas carga-deformación para las diferentes clases de hormigón se obtuvieron de acuerdo a lo expuesto en las secciones 5.1.1.1 y 5.1.1.2 La Figura 6.11 muestra el comportamiento plástico a compresión del hormigón en términos de deformación inelástica, es decir, deformación total menos deformación elástica.

Por su parte, la Figura 6.12 muestra el comportamiento a tracción del hormigón a través de su respuesta tensión-desplazamiento.

Las propiedades y constantes para cada hormigón se detallan en la Tabla 6.2.

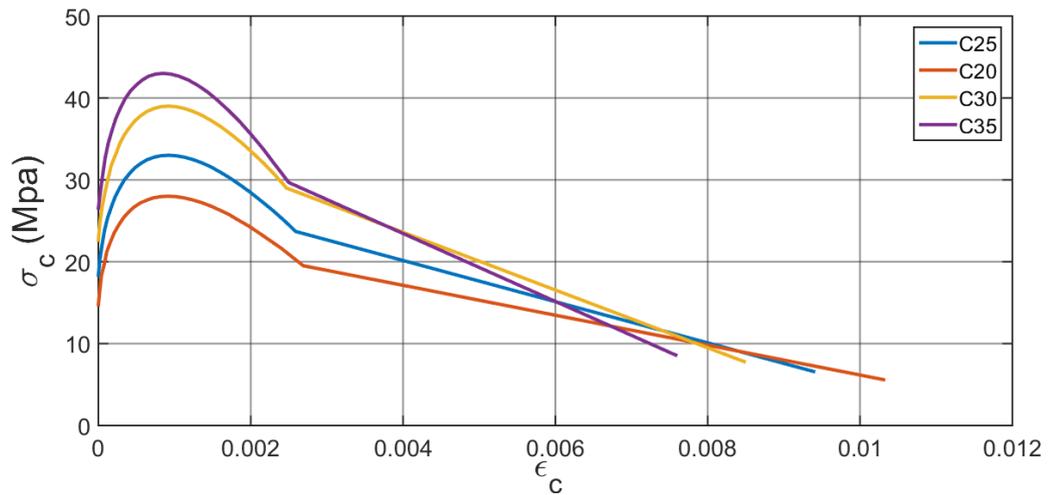


Figura 6.11: Curvas tensión-deformación en compresión usadas en el modelo.

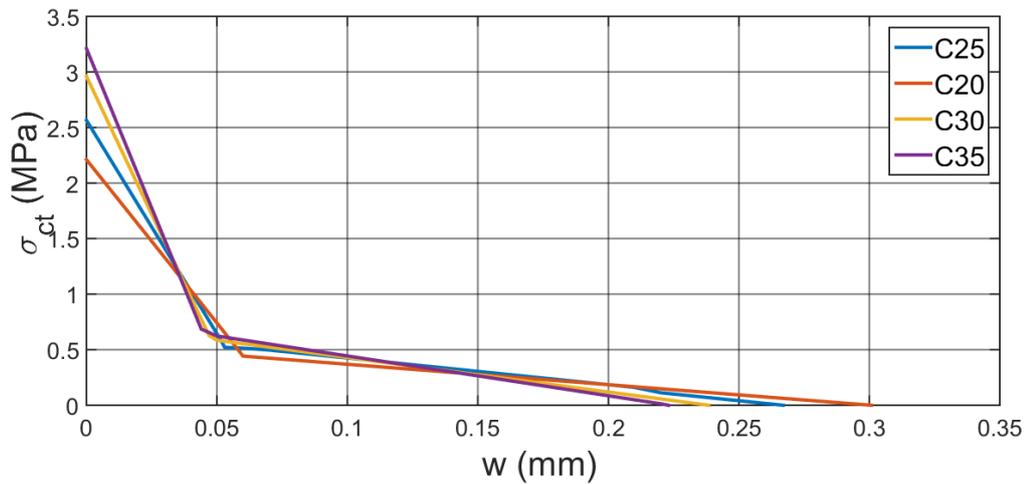


Figura 6.12: Curvas uniaxiales tensión-desplazamiento en tracción.

Tabla 6.2: Valores adoptados para el modelado constitutivo del hormigón.

H°	Res. a Comp. (MPa)	Mod. Elast. (MPa)	Res. a Tracc. (MPa)	Energ. de frac. (N/mm)	$\epsilon_{c,lim}$	η	k
C20	20	22610	2.21	0.1329	0.0021	3	2.28
C25	25	25279	2.56	0.1369	0.0022	2.75	2.15
C30	30	28149	2.96	0.1405	0.0023	2.5	2.04
C35	35	29910	3.21	0.1436	0.0023	2.25	1.92

Para llevar a cabo este estudio paramétrico, se realizaron cinco simulaciones para cada caso, considerándose nuevamente distribuciones y orientaciones aleatorias para las fibras. En la Tabla 6.3 se muestran los valores medios de carga última obtenidos numéricamente de dichas cinco simulaciones, junto con su desviación estándar.

Para todos los casos estudiados se observó una dispersión muy baja entre los resultados arrojados por las cinco simulaciones. Esto se condice con lo observado en la sección 6.2 en donde se concluyó que la distribución y orientación de las fibras juega

Tabla 6.3: Valores medios y desviación estándar de las cargas últimas.

Fibra	Dosaje (kg/m ³)	H°	Valor medio (kN)	Desv. estándar (kN)
FF1	15	C30	53.69	0.43
FF1	20	C30	54.67	0.57
FF1	25	C30	55.84	0.51
FF1	30	C30	56.55	0.4
FF3	20	C30	54.98	0.2
FS3N	20	C30	54.76	0.43
FF1	20	C20	48.37	0.2
FF1	20	C25	51.53	0.31
FF1	20	C35	56.81	0.48

un papel secundario en la estimación de la capacidad de carga de los tubos en el caso de considerarse distribuciones y orientaciones aleatorias.

Para continuar con el análisis, se realizó en primer lugar una comparación entre los casos con la misma clase de hormigón y tipo de fibra para estudiar la influencia del dosaje de fibras en la capacidad de carga de los tubos. Los resultados de las cinco simulaciones para cada dosaje estudiado se muestran en la Figura 6.13.

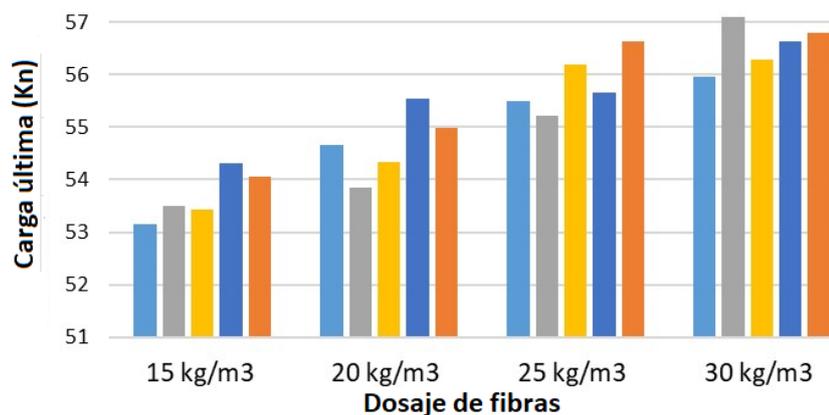


Figura 6.13: Cargas máximas para diferentes dosajes de fibra. (Clase de hormigón: C30. Tipo de fibra: FF1)

Como se esperaba, a mayor dosaje de fibras, mayor es la carga última.

De la Fuente et al. (2012) simularon el ensayo de tres aristas para diferentes dosajes de fibras y concluyeron lo mismo. Sin embargo, la diferencia respecto a valores medios entre el caso con menor dosaje de fibras (15 kg/m³) y el caso con el mayor dosaje (30 kg/m³) es de solamente 5 %. Esto puede deberse a que las ecuaciones utilizadas para el modelo constitutivo del acero subestiman el aporte de las fibras para dosajes superiores.

Para estudiar la influencia de la clase de hormigón, se realizaron cinco simulaciones para cada clase, todas ellas con la misma nube de fibras, es decir, idéntico dosaje e idéntica distribución y orientación para las fibras. Los resultados de esta comparación se muestran en la Figura 6.14.

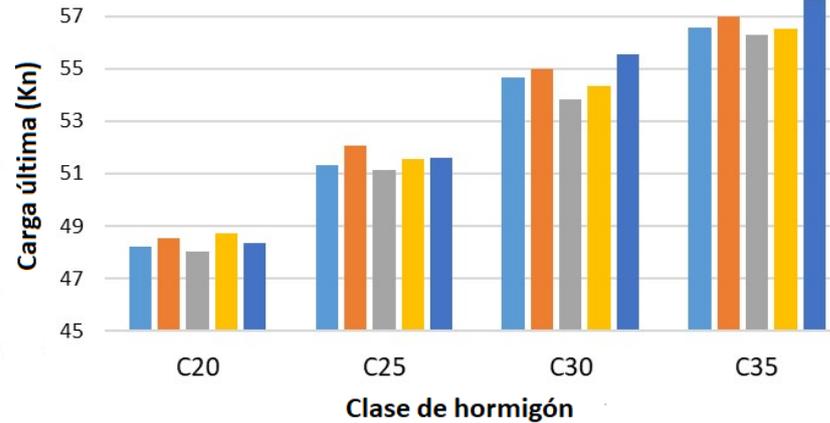


Figura 6.14: Cargas máximas para diferentes clases de hormigón. (Tipo de fibra: FF1. Dosaje de fibras: 20 kg/m³).

En este caso, la diferencia en cuanto a valores medios entre la clase C20 y la clase C35 es de alrededor del 18 %. En relación a la clase C20, las diferencias para las clases C25 y C30 son de 6.5 % y 13 % respectivamente.

Finalmente, se analiza la influencia del tipo de fibra considerando tres tipos de fibras diferentes: Wirand FF1, Wirand FF3 y Wirand FS3N. Las principales propiedades geométricas de estas fibras se resumen en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4: Propiedades geométricas de fibras Wirand.

	Wirand FF1	Wirand FF3	Wirand FS3N
Longitud (mm)	50	50	33
Diámetro (mm)	1	0.75	0.75
Esbeltez	50	67	44

La Figura 6.15 muestra los resultados de las cinco simulaciones realizadas para cada tipo de fibra considerando la misma clase de hormigón y el mismo dosaje.

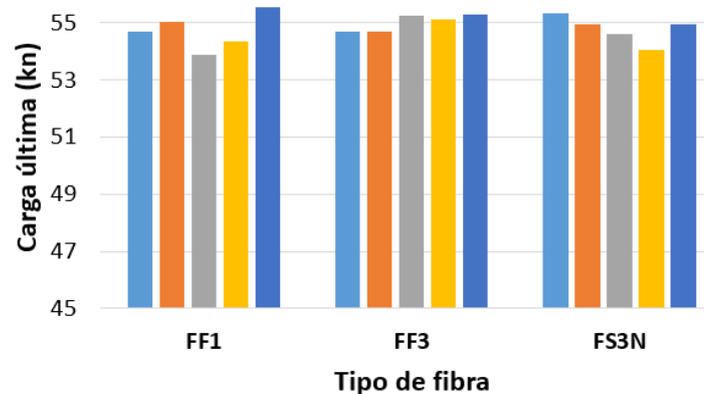


Figura 6.15: Cargas máximas para fibras FF1, FF3 y FS3N. (Clase de hormigón: C30. Dosaje de fibras: 20 kg/m³)

Como se observa, no hay diferencia en la eficiencia del tipo de fibra en relación a la carga última lograda por los tubos. Esto coincide con lo observado en las campañas experimentales llevadas a cabo por [Mohamed et al. \(2014, 2015\)](#) quienes concluyeron que los efectos del tipo de fibra en el comportamiento mecánico de los tubos son despreciables.

Para ver más claramente el aporte de las fibras, se realizó una comparación entre las cargas últimas alcanzadas por tubos sin fibras y las cargas logradas por tubos con fibras FF1. Esta comparación se muestra en la Tabla 6.5.

Tabla 6.5: Cargas últimas obtenidas numéricamente en tubos sin fibras y tubos con fibras FF1 (Dosaje de fibras: 20 kg/m³).

H°	\bar{P}_{max} sin fibras (kN)	\bar{P}_{max} con fibras (kN)	Dif. (%)
C20	44.57	48.37	8.5
C25	47.90	51.53	7.5
C30	51.71	54.67	5.7
C35	54.62	56.81	4

El aporte de las fibras se refleja en todos los casos. Como se puede observar, a mejor clase de hormigón, menor es el aporte de las fibras. Esto se debe a que si la calidad del hormigón es mejor, se necesita un dosaje de fibras superior para mejorar su desempeño. Este fenómeno puede observarse en los trabajos de [Bhargava et al. \(2006\)](#) y [Abbass et al. \(2018\)](#) quienes analizaron el efecto de distintas variables como el dosaje y la esbeltez de las fibras en mezclas con diferentes resistencias iniciales sin fibras.

6.4. Estimación teórica de la capacidad de carga del tubo bajo el ensayo de tres aristas

Una aproximación para estimar la capacidad de carga de los tubos de HRFA sometidos al ensayo de tres aristas es utilizar un enfoque basado en plasticidad, por lo que la capacidad de carga es calculada como la carga requerida para formar un mecanismo de colapso plástico. En el caso de un tubo cargado a lo largo de toda su longitud como ocurre en el ensayo de tres aristas, este mecanismo de fallo plástico requerirá la formación de rótulas plásticas en la corona, la base y los laterales (Figura 6.16).

Un tubo sometido al estado de carga impuesto en el ensayo de tres aristas fallará por flexión pura debido a una creciente ovalización de la sección transversal. Hasta un cierto nivel de ovalización, la pérdida del momento de inercia de la sección debido a tal deformación es contrarrestada por un incremento en los niveles de tensión en las paredes del tubo. Cuando esta pérdida del momento de inercia ya no puede

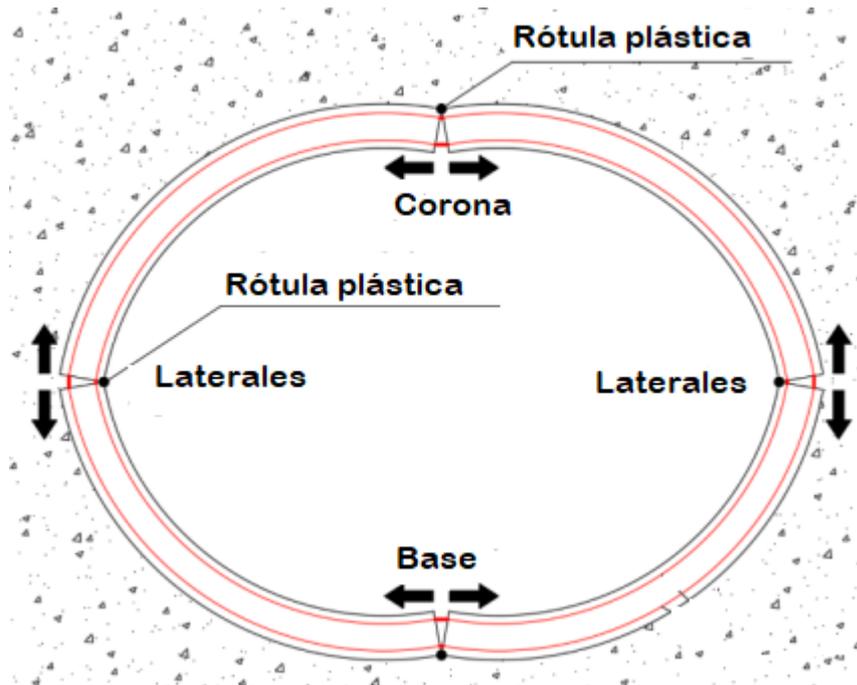


Figura 6.16: Esquemización de formación de rótulas plásticas y mecanismo de falla de un tubo de sección circular sometido al ensayo de tres aristas.

ser compensada, se alcanza la capacidad de momento máxima. Basándonos en este mecanismo, el momento máximo a flexión que puede soportar un tubo de sección circular puede calcularse con la ecuación 6.1 provista por la American Society of Civil Engineers (ASCE) (American Society of Civil Engineers, 2000a) .

$$M_{SIDD} = \frac{D_m}{2} \cdot (C_{mp}W_p + C_{ml}W_l) . \quad (6.1)$$

Dicha ecuación fue utilizada por Lay y Brachman (2013) y Nehdi et al. (2016) en sus trabajos sobre tubos enterrados. La norma contempla dos enfoques para el diseño de tubos, el método directo y el método indirecto. La fórmula usada aquí corresponde al método directo que sigue un procedimiento más racional. Según este método, M_{SIDD} es el máximo momento teórico por unidad de longitud (KN*m/m), D_m es el diámetro medio del tubo, entendido este como el diámetro interno sumado al espesor de la pared del tubo, W_p corresponde a las cargas muertas y W_l a las cargas vivas. En el caso de un tubo enterrado, que es el caso tratado en la norma ASCE, el peso muerto corresponde al peso del tubo más el peso del suelo que está por encima del mismo considerado como un prisma. En un tubo sometido al ensayo de tres aristas, el peso del suelo se desprecia. Para la estimación de las cargas vivas, la normativa refiere a esta carga como la carga que ejercería un vehículo normalizado al transitar por encima del tubo. C_{mp} y C_{ml} son coeficientes no dimensionales para calcular el momento flector y que están relacionados a lo que la norma llama “tipo de instalación” lo cual se discutirá más adelante. Para el caso del coeficiente C_{ml} para cargas vivas

la norma considera dos escenarios distintos: uno de ellos para tubos enterrados a una mayor profundidad y con la carga viva uniformemente distribuida y el otro caso para tubos enterrados a una menor profundidad y con la carga viva distribuida en una banda relativamente angosta sobre la corona del tubo, situación que se acerca más al estado de carga que se tiene durante el ensayo de tres aristas. Cabe destacar también que dicha normativa ASCE contempla 3 valores para los coeficientes C_{mp} y C_{m1} , cada uno de ellos correspondientes al cálculo de los momentos en tres secciones críticas del tubo (base, corona y laterales). Se calculan los tres valores de momentos para cada una de dichas secciones y el menor de ellos se toma como el momento de diseño. Como se dijo, los coeficientes adimensionales C_{mp} y C_{m1} son función del tipo de instalación del tubo. La norma ASCE contempla cuatro tipos de instalaciones que agrupan un amplio rango de interacciones suelo-tubo relacionadas a la calidad del suelo y a su compactación. La instalación tipo 1 arrojará la mayor resistencia del tubo ya que se tiene un mayor control sobre las condiciones de fundación y la calidad del suelo lo que otorga una mayor contención y confinamiento a la estructura colaborando con su función resistente, mientras que la instalación tipo 4 está pensada para condiciones donde no se tiene control sobre los materiales y su compactación. Dado que en el ensayo de tres aristas no existe suelo circundante al tubo, se adoptarán para el cálculo los coeficientes correspondientes al tipo de instalación 4. Los coeficientes para el tipo de instalación 4 según el método de diseño directo de la ASCE se muestran en la Tabla 6.6.

Tabla 6.6: Coeficientes de diseño para instalación tipo 4 según norma ASCE.

Sección	Tipo de carga	C_m
Base	W_P	.235
	W_L	.237
Corona	W_P	.079
	W_L	.255
Laterales	W_P	-.101
	W_L	-.168

Pero nuestro objetivo aquí es determinar mediante un procedimiento teórico la carga que soportaría el tubo bajo el ensayo de tres aristas (que llamaremos de aquí en adelante según la normativa norteamericana D-LOAD) y no la carga que soportaría el tubo en servicio, para luego comparar dichos valores con los obtenidos numérica y experimentalmente. La American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2000) otorga una fórmula que compara las cargas vivas y muertas a las cuales estaría sometido un tubo en servicio, con la carga que este soportaría al someterse a las

condiciones del ensayo de tres aristas:

$$D - LOAD = \left(\frac{12}{D_i} \right) \left(\frac{W_E + W_F}{B_{FE}} + \frac{W_L}{B_{FLL}} \right). \quad (6.2)$$

W_E y W_F corresponden a las cargas de tierra y de fluido las cuales aquí despreciamos, W_L es la carga viva correspondiente a la carga de tráfico ya descrita, mientras que los valores B_{FE} y B_{FLL} corresponden a lo que la normativa llama “bedding factors” que son factores que relacionan precisamente el comportamiento del tubo en las condiciones propias de servicio, donde debe considerarse principalmente la contención otorgada por el suelo circundante al hallarse este enterrado, con las condiciones mas desfavorables que se tienen durante el ensayo de tres aristas. En el caso de que las cargas vivas se encuentren uniformemente distribuidas sobre un área relativamente grande sobre el tubo, la norma ASCE (American Society of Civil Engineers, 2000b) permite reducir la fórmula 6.2 a la expresión 6.3.

$$D - LOAD = \frac{W_L \cdot 12}{D_i} \text{ (kip/ft)}. \quad (6.3)$$

Las cargas, vivas y muertas, a las cuales están sometidos los tubos producen en éstos, momentos flectores que actúan sobre las paredes del tubo. Como se vio en capítulos anteriores, estas cargas producirán fisuras verticales en las caras interiores de la base y corona y fisuras secundarias a lo largo de los laterales del tubo. Bajo el efecto de momentos flectores puede considerarse que la pared del tubo se comporta como una sección rectangular (Soroushian y Jahangirnejad, 2021). Uno de los criterios de diseño de tubos de hormigón es aquel basado precisamente en la resistencia a flexión (o momentos) bajo cargas externas. Una de las cargas más comúnmente usada como generadora de dicho momento flector es la carga última resistida por los tubos en el ensayo de tres aristas. Considerando entonces a la pared del tubo como una sección rectangular, la distribución de tensiones en la pared bajo el estado de cargas dado durante el ensayo de tres aristas puede considerarse de variación lineal (Figura 6.17).

Peyvandi et al. (2013) desarrollaron ecuaciones para determinar la resistencia a flexión en tubos de hormigón fibrado, bajo la hipótesis de que la pared del tubo se comporta como una sección rectangular equivalente (Ezeldin, 1990). Dichos autores consideran dos escenarios según el comportamiento de la mezcla durante el proceso de fisuración: uno en donde prevalece la ruptura de las fibras y el otro en donde predomina el arrancamiento de las mismas. En HRFA, salvo en aquellos de ultra alta resistencia, las fibras fallan por deslizamiento o pull-out desprendiéndose de la matriz cementicia, por lo cual nos hallamos dentro del segundo caso de comportamiento en fisura.

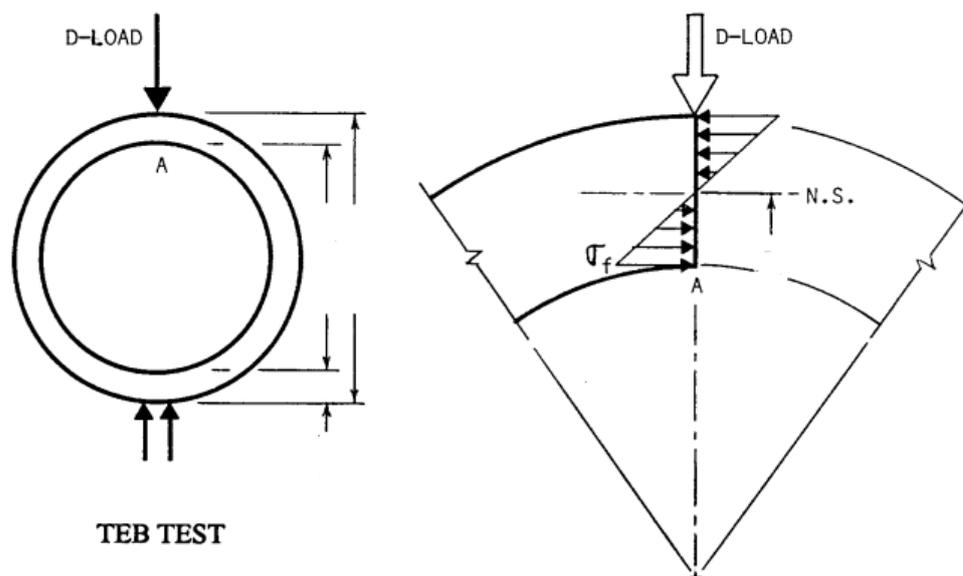


Figura 6.17: Esquema de distribución de tensiones en la pared de un tubo sometido al ensayo de tres aristas (Watkins y Anderson, 2000).

Para este caso, según Peyvandi et al. (2013) el momento nominal viene dado por:

$$M_n = \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] + \left[\sigma_t (d - c) b \left(c - \frac{a}{2} + \left(\frac{d - c}{2} \right) \right) \right], \quad (6.4)$$

El valor de a puede calcularse como:

$$a = \frac{(A_s f_y / b) + \sigma_t h}{(0,85 f_c') + (\sigma_t / \beta_1)}, \quad (6.5)$$

donde:

M_n es el momento nominal a flexión .

f_c es la resistencia a compresión del hormigón en MPa.

A_s es el área del refuerzo de barras.

f_y es la tensión de fluencia de las barras.

a es la altura del bloque de compresión.

c es la altura del eje neutro.

σ_t es la resistencia a tracción del hormigón fibrado.

b es el ancho de la viga equivalente.

d es la distancia desde la fibra mas comprimida al centroide de las barras de acero.

h es la altura de la viga equivalente (igual al espesor de la pared del tubo).

β_1 es un factor entre 0.65-0.85 que depende de la resistencia del hormigón.

Nuevamente, el término correspondiente al aporte de las armaduras se desprecia.

La posición del eje neutro en estado último será aquella en la cual se encuentren en equilibrio las fuerzas y momentos para la sección fisurada y para la deformación dada en dicho estado último. En la Figura 6.18 se muestra el diagrama del bloque de

tensiones para una viga de hormigón fibrado en estado último sometida a flexión.

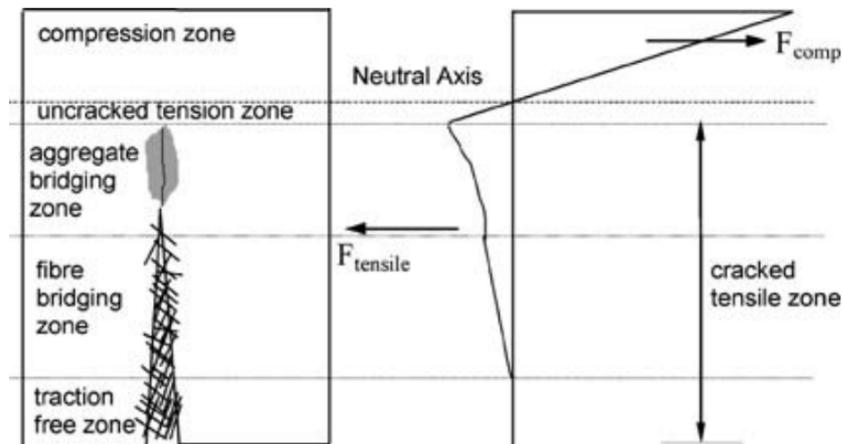


Figura 6.18: Diagrama de bloques de tensión de una viga de hormigón fibrado sometida a flexión (Prudencio Jr. et al., 2006).

Dicha aproximación considera relaciones tensión-deformación para el hormigón tanto en compresión como en tracción y formulaciones fuerza de arrancamiento-apertura de fisuras para las fibras. Usando esta aproximación, las fuerzas y tensiones que se desarrollan en la sección crítica pueden dividirse en tres zonas: la zona de compresión, una zona traccionada no fisurada y una zona traccionada fisurada. A su vez esta última zona puede sub dividirse en otras tres zonas: una zona donde comienza el deslizamiento fibra-matriz, una zona donde las fibras están parcialmente desprendidas de la matriz y la tercer zona donde las fibras ya están completamente arrancadas de la matriz de hormigón. La Figura 6.19 resume estas suposiciones conceptuales, las cuales están basadas en el modelo propuesto por Robins et al. (1996).

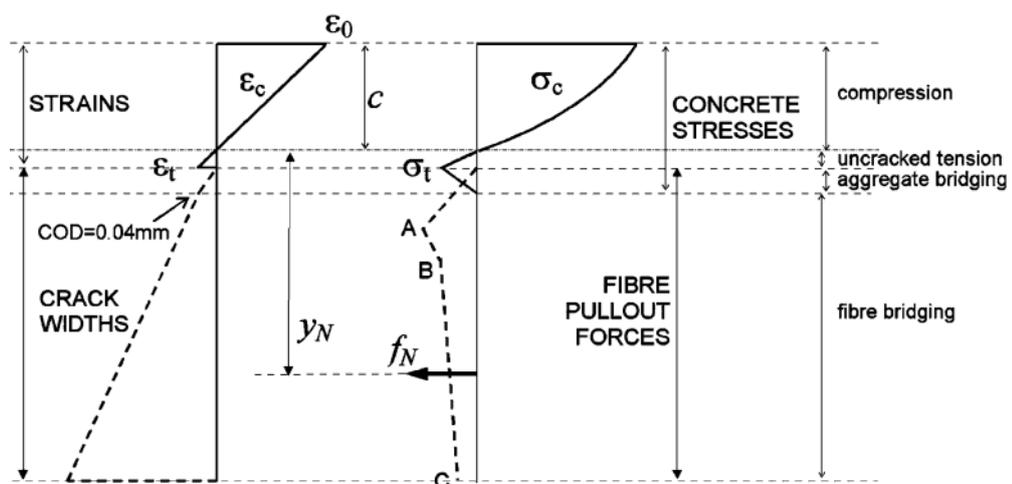


Figura 6.19: Bloques de tensión para sección fisurada (Prudencio Jr. et al., 2006).

En este trabajo, se adopta como profundidad del eje neutro para el estado último un valor de $\frac{d}{4}$ según propuso Hannant (1979). Esta aproximación supone que en estado

último la matriz de hormigón está completamente fisurada y que el bloque de tensiones de tracción es función únicamente de la resistencia al pull-out de las fibras. Este modelo propuesto por Hannant (1979) sirvió de base a las formulaciones desarrolladas posteriormente por Mangat y Gurusamy (1987) y Dwarakanath y Nagaraj (1991). Por su parte, Jones (1998) en su tesis doctoral realizó un estudio en donde determina la posición del eje neutro en vigas rectangulares para distintos valores de deformaciones.

Para realizar el cálculo y compararlo con los valores experimentales, se adoptará para la estimación teórica una resistencia a la compresión del hormigón de 17 MPa, que fue la obtenida al ensayar los testigos que se extrajeron directamente de los tubos, tal como se vio en la sección 3.3.1. Considerando esta calidad de hormigón y las dimensiones de los tubos aquí estudiados, los valores de los parámetros utilizados para el cálculo de los momentos y la carga D-LOAD son los resumidos en la Tabla 6.7.

Tabla 6.7: Valores de parámetros usados para calcular el momento de diseño.

Parámetro	Valor
Tipo de Instalación	4
Diámetro Interno (D_i) (mm)	600
Diámetro externo (D_m) (mm)	750
Espesor de pared (mm)	75
Longitud del tubo (mm)	1000
Peso propio del tubo (kg)	381.53
Resist. a Comp. del H° (MPa)	17
Resist a Tracc. HRFA-20 (MPa)	2.01
Resist a Tracc. HRFA-25 (MPa)	2.03
c (mm)	19
b (mm)	1000
a (mm)	9
d (mm)	75
β_1	0.85

Una vez determinados dichos parámetros, se estima el momento nominal según la ecuación 6.4. Luego, el valor del momento nominal para cada uno de los 2 hormigones estudiados, se reemplaza en la ecuación 6.1 y de allí se despeja el valor de W_L para cada una de las secciones críticas utilizando los coeficientes para cada sección, los cuales se detallaron en la Tabla 6.6. Finalmente el valor de D-LOAD se estima a partir de W_L mediante la ecuación 6.3. Para las 2 clases de hormigón estudiadas, los valores de D-LOAD en cada una de las secciones críticas se muestran en la Tabla 6.8.

Como era de esperarse, las cargas críticas corresponden a aquellas que actúan en la corona, que es el sector del tubo en donde aparecen las fisuras principales al ser sometido al ensayo de tres aristas. En los laterales aparecen fisuras secundarias tal cual se pudo apreciar en la campaña experimental y a su vez se representó en la Figura 6.9.

D-LOAD (N/m)	
SFRC-20	
Sección	
Base	5435
Corona	5300
Laterales	8493
SFRC-25	
Sección	
Base	5460
Corona	5330
Laterales	8528

Tabla 6.8: Momentos nominales para secciones críticas.

En la Tabla 6.9 se muestran los valores de carga última P_{max} determinados experimental y numéricamente (ver Tabla 5.4) junto con los obtenidos teóricamente.

Hormigón (kg/m ³)	\bar{P}_{max} Exp. (kN)	\bar{P}_{max} Num. (kN).	\bar{P}_{max} Teórica. (kN)
SFRC-20	41.5	45.1	53
SFRC-25	39	46	53.3

Tabla 6.9: Valores de cargas últimas promedio obtenidas de forma numérica, experimental y teórica.

Como se observa, los valores obtenidos con la aproximación teórica descrita en este apartado, sobrestiman los valores hallados experimentalmente. Esto puede explicarse en el hecho de que para el cálculo de la carga W_L se utilizan coeficientes que consideran el aporte del suelo lo cual contribuye a la capacidad resistente del tubo, mientras que en el ensayo de tres aristas el tubo no tiene ningún tipo de contención por parte del suelo. Si bien, y como ya se mencionó, se utilizó el tipo de instalación 4 que es el más desfavorable y el que menos contribuye a dicha capacidad resistente del tubo. De hecho, la propia normativa ASCE menciona que los efectos de la carga de tierra y la distribución de presiones en función de los tipos de instalación están indirectamente relacionados con la resistencia del ensayo de tres aristas. Se observa también que la formulación teórica aquí propuesta es menos sensible a los cambios en el dosaje de fibras respecto al modelo numérico, ya que para ambos dosajes estudiados se observaron resultados muy similares.

Capítulo 7

CONCLUSIONES Y TRABAJO FUTURO

INTRODUCCIÓN

Si bien se han realizado investigaciones en relación al desempeño mecánico de tubos de hormigón con fibras de acero, las mismas fueron llevadas a cabo en otros países con materiales y técnicas de construcción propias de cada lugar.

El estudio de tuberías de hormigón es de vital importancia dado que es el sistema más difundido para el transporte de líquidos no presurizados como pueden ser agua potable o de desagüe.

En lo que refiere a la modelación numérica del material HRFA, otros autores han reproducido dicho material en tubos utilizando distintos modelos y programas disponibles en el mercado (De la Fuente et al., 2012; Mohamed y Nehdi, 2016).

En esta tesis se presenta un estudio numérico-experimental del comportamiento mecánico de tubos de drenaje de sección circular elaborados con hormigón reforzado con fibras de acero.

La tesis comprende el estudio de tubos elaborados con hormigón convencional y con hormigón fibrado sometidos a compresión diametral mediante el ensayo normalizado conocido como ensayo de tres aristas, la descripción de los distintos modelos y relaciones constitutivas de los diversos materiales involucrados en las simulaciones numéricas realizadas y la comparación de estos resultados con los obtenidos en la campaña experimental.

Los ensayos realizados mostraron la capacidad de las fibras de acero para mejorar algunas propiedades del hormigón convencional como ductilidad y resistencia a la tracción, lo que se vio reflejado en el modo de falla y en la capacidad de carga última lograda por los tubos elaborados con HRFA.

Los estudios experimentales y numéricos de esta tesis permiten:

- Lograr un mejor entendimiento del comportamiento del material compuesto HRFA aplicado a tubos.
- Reproducir con aceptable precisión y extrapolar resultados obtenidos por otros autores en elementos estructurales similares a los aquí estudiados.

- Brindar herramientas que contribuyan al diseño y verificación del comportamiento de tubos de hormigón fibrado.

En los incisos siguientes se presentan las conclusiones obtenidas del análisis de los resultados numéricos y experimentales, respecto a las propiedades del material compuesto, el aporte de las fibras de acero y la contribución de éstas al desempeño mecánico de los tubos, la capacidad de los distintos modelos propuestos para reproducir el comportamiento del material y del elemento estructural aquí estudiado y algunas sugerencias para posteriores trabajos en esta misma línea de investigación.

7.1. Conclusiones

7.1.1. Comportamiento del HRFA

- Bajo cargas de flexión, y a pesar de no haber podido obtenerse valores de resistencia representativos, si se observó un apreciable aumento de la ductilidad y capacidad de deformación del material antes de alcanzar su estado último.
- La caracterización del material utilizado en los tubos presenta una gran dificultad dado el asentamiento nulo de la mezcla. Ello dificulta mucho su compactación y el obtener muestras representativas para realizar los distintos ensayos de caracterización.
- Sin embargo, se pudo observar que bajo solicitaciones de compresión el comportamiento del HRFA es muy similar al del hormigón convencional.
- Al utilizarse fibras con extremo de gancho, se logra una adecuada adherencia fibra-matriz ya que tanto en los tubos como en las vigas prismáticas sometidas a flexión, se observó la deformación sufrida por los extremos de las fibras al momento de arrancarse del hormigón.
- Dada la escasa trabajabilidad de la mezcla, las fibras no tienen la posibilidad de moverse libremente dentro de la misma o de adquirir determinadas distribuciones y orientaciones. Por lo cual estos parámetros de distribución y orientación adquieren valores totalmente aleatorios.
- Independientemente de la dosis de fibra usada, se requiere fundamentalmente una mezcla más fluida en estado fresco de modo que la incorporación de fibras no afecte demasiado su trabajabilidad y en consecuencia su desempeño mecánico.

7.1.2. Comportamiento de tubos de hormigón reforzado con barras

- El comportamiento mecánico de los tubos y sus valores de resistencia se ubicaron dentro de lo esperado, teniendo en cuenta la dosificación de la mezcla, la armadura colocada y las dimensiones de los tubos, satisfaciendo los requerimientos de resistencia para los cuales fueron pensados.
- Los tubos de hormigón reforzado con barras, sometidos al ensayo de tres aristas, presentan una rotura frágil con escasa capacidad de deformación, dándose en algunos casos desprendimiento de material.

7.1.3. Comportamiento de tubos de hormigón reforzado con fibras de acero

- Los tubos de HRFA resultan una alternativa a los tubos de hormigón reforzado con barras. Al incorporar fibras en las dosis aquí estudiadas, estas mejoran el comportamiento de los tubos aumentando su capacidad de deformación y cambiando su tipo de falla a un modo más dúctil.
- Todos los tubos de HRFA ensayados presentaron un modo de falla típico de flexión desarrollándose fisuras principales en la base y la corona del mismo a lo largo de toda la longitud del tubo, seguidas por fisuras secundarias en los laterales.
- En relación a la capacidad de carga última, la misma no se vio aumentada con la incorporación de fibras en las cantidades aquí analizadas, en relación a los tubos elaborados con armadura de barras.
- A pesar de esto, el reemplazo total de armadura de barras por fibras es una alternativa viable que permite además reducir los tiempos de fabricación y los costos asociados a la confección de dicha armadura de barras.
- En concordancia con lo mencionado en cuanto al comportamiento del material, para obtener un mayor desempeño mecánico en tubos de HRFA, se requiere una mezcla con mayor trabajabilidad. Sin embargo, a los efectos prácticos, se decidió no modificar la mezcla inicial para no interferir en el proceso productivo ya implementado en la planta de prefabricados donde se llevó a cabo la campaña experimental. De todas formas, se recomienda modificar los contenidos unitarios de la mezcla al adicionar fibras, para mantener la trabajabilidad y no afectar el desempeño de la misma. Entre dichas modificaciones podrían incluirse la adición de aditivos para mejorar la trabajabilidad sin modificar la relación agua/cemento o aumentar el porcentaje de agregado fino, incrementando así el volumen de pasta y favoreciendo en consecuencia la movilidad de las fibras.

7.1.4. Capacidad de los modelos numéricos para representar el comportamiento de los tubos

- El primer modelo propuesto que utiliza la teoría de mezclas clásica, otorga resultados razonables para tenores bajos de fibras; pero pierde representatividad para dosis de fibras superiores, sobrestimando el aporte de las mismas a la capacidad resistente de la mezcla.
- Mediante los modelos bidimensionales basados en un estado plano de deformaciones se logra reproducir la distribución de tensiones y las deformaciones en los tubos y obtener además una primera aproximación al estudio de la influencia de la orientación y distribución de las fibras.
- Cuando se requiere modelar con mayor precisión el problema se necesita hacer una modelación en tres dimensiones. Este tipo de estudio permite reproducir con mayor aproximación la carga última.
- Al adoptar un concepto de modelado en dos fases: hormigón y fibras, se pudo desarrollar una metodología para analizar la influencia de la distribución y orientación de las fibras en la capacidad resistente del tubo.
- Del análisis numérico realizado se puede concluir que la orientación y distribución de las fibras afecta significativamente la capacidad resistente del tubo. Los mayores aumentos en la carga última se observaron cuando las fibras se ubican en dirección perpendicular a las fisuras que se desarrollan en las secciones más solicitadas de los tubos, cuando éstos son sometidos al ensayo de tres aristas.
- Al considerarse distribuciones y orientaciones aleatorias la eficiencia de las fibras se ve disminuida y la dispersión entre resultados producto de esta aleatoriedad es baja.
- Cuando las fibras se ubicaron en una orientación similar a las de las barras de acero tradicionales se observó un aumento de la carga un 50 % menor respecto a los mayores aumentos. Este hecho puede dar la pauta de que orientando la armadura de barras en cierta dirección en las secciones más solicitadas del tubo, podría aumentarse su eficiencia y así la capacidad de carga máxima del tubo. Aunque un punto a considerar sería una posible dificultad constructiva para elaborar dichas armaduras.
- El estudio paramétrico llevado a cabo permitió cuantificar la influencia de distintos factores en la capacidad de carga de los tubos: distribución de las fibras, dosaje y calidad del hormigón utilizado.

-
- Del estudio paramétrico se desprende que el factor que más preponderancia tiene sobre la capacidad de carga de los tubos, luego de la orientación y distribución de las fibras, es la calidad del hormigón, prevaleciendo sobre el dosaje de fibras, lo cual va en concordancia con lo observado en la campaña experimental y en lo enunciado por otros autores.

7.2. Propuestas para trabajos futuros

- Reproducir experimentalmente el comportamiento de tubos de HRFA con dosajes de fibras superiores.
- Desarrollar algún procedimiento o recomendación que permita caracterizar adecuadamente las muestras elaboradas mediante hormigón seco que incluyan, por ejemplo, algún método de compactación específico para este tipo de hormigones.
- Realizar estudios numéricos que consideren el efecto del confinamiento del suelo para el caso de tubos enterrados.
- Desarrollar u adoptar una técnica que permita modelar con mayor detalle la interfaz fibra-matriz sin elevar demasiado el costo computacional.
- Estudiar el efecto de cargas cíclicas sobre el desempeño mecánico de los tubos de HRFA.

Apéndice A

ALGORITMO DE MUESTREO PARA LA GENERACIÓN DE LAS FIBRAS

A.1. Introducción

En este apéndice se describe el algoritmo de muestreo utilizado para generar de manera aleatoria las distintas nubes de fibras empleadas en las simulaciones numéricas. Dicho algoritmo consiste en una secuencia de código escrita en lenguaje Python y que es implementado a través del software de análisis por elementos finitos ABAQUS.

A.2. Descripción de la secuencia de instrucciones ejecutadas por el algoritmo

El algoritmo consiste en una secuencia de programación estructurada, es decir que las instrucciones del código se leerán y ejecutarán de principio a fin desde la primera línea de código hasta la última, sin excepción. A continuación se describen cada una de las instrucciones llevadas a cabo por el algoritmo:

- Definición de parámetros de entrada. Se especifican las dimensiones del tubo: radio interno, radio externo y longitud. Respecto a las fibras se define: número y geometría (longitud y diámetro).
- Definición de secciones para cada elemento: aquí se especifica que el tubo será considerado como un sólido homogéneo mientras que las fibras serán elementos lineales del tipo “truss” o elementos que solo soportan cargas axiales.
- Creación de las fibras: se inicia un ciclo o bucle “for” donde se crea una línea recta que representa a cada fibra de longitud y sección correspondiente a las fibras utilizadas experimentalmente.
- Iniciación de variables correspondientes a la posición de cada fibra: para generar la posición inicial de cada fibra, se genera de manera aleatoria en coordenadas cilíndricas el radio vector r , el ángulo θ y la variable z que determinan la posición del punto medio de la fibra. El radio vector es un valor aleatorio que oscila entre el radio interno y el radio externo del tubo. El ángulo θ adquiere un valor también

aleatorio entre 0 y 2π mientras que z es un valor que va desde 0 a la longitud total del tubo (1000 mm.).

- Determinación de la orientación de cada fibra: para orientar las fibras de manera aleatoria se produce una rotación de las mismas en torno a un eje arbitrario que llamaremos $\vec{u} = (u_x, u_y, u_z)$ de acuerdo al ángulo, también aleatorio, θ . La matriz de rotación del ángulo θ sobre el eje definido por el vector \vec{u} viene dada por:

$$\begin{pmatrix} \cos\theta + u_x^2(1 - \cos\theta) & u_x u_y(1 - \cos\theta) - u_z \sin\theta & u_x u_z(1 - \cos\theta) + u_y \sin\theta \\ u_y u_x(1 - \cos\theta) + u_z \sin\theta & \cos\theta + u_y^2(1 - \cos\theta) & u_y u_z(1 - \cos\theta) - u_x \sin\theta \\ u_z u_x(1 - \cos\theta) - u_y \sin\theta & u_z u_y(1 - \cos\theta) + u_x \sin\theta & \cos\theta + u_z^2(1 - \cos\theta) \end{pmatrix}.$$

Esta matriz nos permite conocer la posición de los puntos extremos de la fibra una vez rotadas según la dirección del vector \vec{u} y el ángulo θ .

- Verificación de las coordenadas de los puntos extremos de cada fibra: una vez generadas aleatoriamente la posición y la orientación de cada una de las fibras, existe la posibilidad de que una fibra luego de ser rotada quede posicionada fuera del dominio del tubo. Entonces el algoritmo chequea que las coordenadas de los puntos extremos de cada fibra generada se encuentren dentro del tubo. Aquí el algoritmo ejecuta una sentencia condicional en donde ordena que si se cumple que las coordenadas de los puntos extremos de las fibras se encuentran dentro del tubo, genere la siguiente fibra de acuerdo al ciclo for ya descrito. Es decir que la coordenada r de los puntos extremos debe tomar un valor medio entre el radio interno y el radio externo del tubo y la coordenada z un valor medio entre 0 y el valor correspondiente a la longitud total del tubo. Tanto los valores de radio interno, radio externo y longitud del tubo fueron especificados como parámetros de entrada. Si no se cumple la condición, la fibra generada es desechada y se genera otra.
- Verificación de la posibilidad de intersección entre dos fibras: al generarse una nueva fibra, el algoritmo verifica que las coordenadas de sus puntos medios y extremos no coincidan con las coordenadas de la fibra generada anteriormente. Si no se da dicha intersección se incrementa el contador de fibras en 1 y comienza el proceso de generación aleatoria de otra fibra.
- Canalización del ciclo: el ciclo finaliza cuando se generan tantas fibras igual al número especificado como parámetro de entrada que corresponde a la cantidad de fibras presentes en el tubo según el dosaje a estudiar.

Apéndice B

MODELOS CONSTITUTIVOS PARA HORMIGONES REFORZADOS CON FIBRAS

B.1. Introducción

Numerosos modelos constitutivos han sido desarrollados hasta el día de la fecha con el objeto de describir el comportamiento mecánico del HRFA. Estos modelos normalmente consisten en una relación tensión-deformación expresada a través de curvas, las cuales cuentan con una rama ascendente y otra rama descendente. Sus formulaciones están basadas en la aplicación de técnicas de regresión sobre datos obtenidos experimentalmente o bien en métodos de aproximación que tienen en cuenta la energía absorbida por especímenes prismáticos durante ensayos de flexión.

A pesar de las distintas formulaciones, todos los modelos indican claramente que la porción de la curva tensión-deformación más afectada por la incorporación de fibras es aquella vinculada al comportamiento post-pico del material. Esto permite a los hormigones fibrados mostrar un comportamiento mucho más dúctil en comparación al hormigón convencional. Dependiendo de la cantidad de fibras, el comportamiento post-pico mostrará una rama de endurecimiento o ablandamiento. Esta resistencia residual del hormigón fibrado es el resultado de la acción combinada de las fibras cosiendo las fisuras y la tensión de vínculo fibra-matriz que se da entre las fibras y el hormigón circundante a las mismas.

Los resultados encontrados por los distintos investigadores coinciden en que la contribución de las fibras mejora el comportamiento del hormigón en régimen post-pico principalmente en tracción. De hecho, como veremos en este apartado, muchas de las recomendaciones para modelar el hormigón fibrado en compresión proponen la misma forma de la relación tensión-deformación que la usada para hormigón convencional, (parabólica rectangular) con deformaciones pico similares también a la del hormigón sin fibras. En lo que se refiere al modelado del comportamiento a la tracción, los modelos disponibles también se basan en modelos concebidos para hormigones simples, que incluyen sub-modelos para cuantificar el efecto de las fibras en el comportamiento a tracción. Dentro de las soluciones pensadas para considerar

este efecto se encuentran los modelos de arrancamiento. En estos modelos, la fuerza de arrancamiento (o pullout) es determinada a través de ensayos de arrancamiento de una fibra en solitario. Así, para modelar el HRFA, se propone una ecuación hallando la integral de todas esas fuerzas sobre las fibras aleatoriamente orientadas en una sección transversal de HRFA.

B.2. Modelos constitutivos para compresión

B.2.1. Soroushian and Lee (1989)

El modelo propuesto por Soroushian y Lee (1989) consiste de una porción curvilínea ascendente seguida por una rama descendente bilineal (ecuaciones B.1 y B.2).

$$\sigma = -f_{cf} \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{pf}} \right)^2 + 2f_{cf} \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{pf}} \right) \text{ para } \epsilon \leq \epsilon_{pf} \quad (\text{B.1})$$

$$\sigma = z(\epsilon - \epsilon_{pf}) + f_{cf} \text{ para } \epsilon > \epsilon_{pf}. \quad (\text{B.2})$$

En este modelo, la tensión y la deformación pico (f_{cf} , ϵ_{pf}), la tensión residual (f_o) y la pendiente de la rama descendente (z) son evaluadas empíricamente como funciones de la resistencia a compresión de la matriz y del índice de refuerzo de fibras ($I_f = V_f L_f / D_f$). La resistencia a compresión del hormigón fibrado (f_{cf}) y la deformación correspondiente a la tensión pico (ϵ_{pf}) son evaluadas agregando un factor adicional a la resistencia del hormigón sin fibras (f_c) y a la deformación pico del hormigón sin fibras fijada en $\epsilon_{co} = 0.0021$. Este factor adicional es obtenido multiplicando el índice de refuerzo de fibras por otra constante. Las ecuaciones empíricas propuestas para las distintas variables se muestran a continuación:

$$f_{cf} = f_c + 3,6I_f, \quad (\text{B.3})$$

$$f_o = 0,12f_{cf} + 14,8I_f, \quad (\text{B.4})$$

$$z = -343f_c(1 - 0,66\sqrt{I_f}), \quad (\text{B.5})$$

$$\epsilon_{pf} = 0,0007I_f + 0,0021. \quad (\text{B.6})$$

Estas expresiones son obtenidas utilizando el método de los mínimos cuadrados con el fin de ajustar dichas expresiones a resultados experimentales obtenidos por los propios autores.

B.2.2. Elezdin and Balaguru (1992)

Elezdin y Balaguru (1992) propusieron una ecuación analítica para generar una

curva uniaxial tensión-deformación para HRFA basada en la expresión propuesta por Carreira y Chu (1985) para hormigón convencional. La ecuación incluye un parámetro β que es la pendiente en el punto de inflexión de la rama descendente.

$$\frac{\sigma}{f_{cf}} = \frac{\beta \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{cf}} \right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{cf}} \right)^\beta}. \quad (\text{B.7})$$

Para cuantificar los efectos de las fibras en el comportamiento a compresión del HRFA se realizó un análisis por mínimos cuadrados para establecer una conexión entre el índice de refuerzo por peso en fibras con extremo de gancho ($RI = W_f L_f / D_f$), siendo W_f la proporción en peso de fibras de acero, y los principales parámetros de la curva tensión-deformación que son la resistencia a compresión del hormigón fibrado (f_{cf}) y su correspondiente deformación (ϵ_{pf}). Estos valores son calculados agregando un factor, relacionado a las propiedades de las fibras, a la resistencia y la deformación del hormigón sin fibras, f_c y ϵ_{co} respectivamente. Las siguientes ecuaciones se obtuvieron mediante regresión usando datos experimentales obtenidos por los autores:

$$f_{cf} = f_c + 3,51RI, \quad (\text{B.8})$$

$$\epsilon_{pf} = \epsilon_{co} + 446 \cdot 10^{-6}(RI). \quad (\text{B.9})$$

Para fibras con extremo de gancho:

$$\beta = 1,093 + 0,7132(RI)^{-0,926}.$$

B.2.3. Lok y Xiao (1999)

Lok y Xiao (1999) propusieron un modelo constitutivo para HRFA con el objetivo de predecir la primera fisura y la resistencia residual tanto en compresión como en tracción. Entre los parámetros involucrados en el modelo analítico se encuentran la resistencia a tracción directa, la tensión de vínculo fibra-matriz, la relación de aspecto de las fibras y el volumen de fibras. Según dicha formulación la relación constitutiva para el HRFA responde a la Figura B.1.

La rama de compresión es descrita por:

$$\sigma = f_c \left[2 \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c0}} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right], \quad (\epsilon_{c0} \leq \epsilon), \quad (\text{B.10})$$

$$\sigma = f_c, \quad (\epsilon_{c0} \leq \epsilon \leq \epsilon_{cu}), \quad (\text{B.11})$$

donde f_c = resistencia a compresión del hormigón y es igual a $0.85 f'_c$ siendo f'_c la

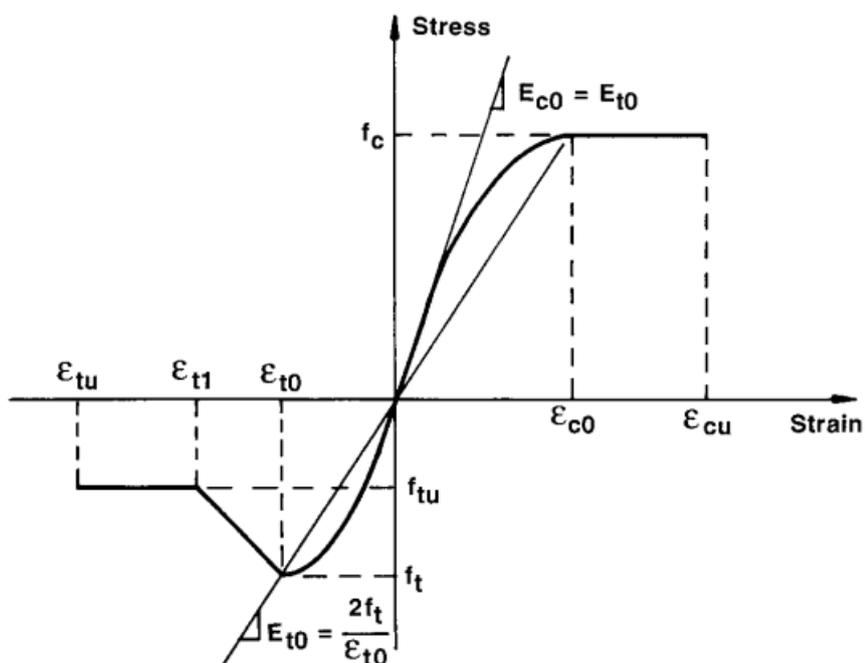


Figura B.1: Relación constitutiva tensión deformación en tracción y compresión propuesta por Lok y Xiao (1999)

resistencia a compresión de probetas cilíndricas. Para el HRFA la deformación última ϵ_{cu} se fija en 0.0035 (Swamy y Al-Taán, 1981). En otro estudio, Hassoun y Sahebjam (1985) recomiendan adoptar $\epsilon_{cu} = 0.0035$ para HRFA con volumen de fibras alrededor del 1 % y 0.004 para HRFA con contenido de fibras de entre 1-3 %.

Para la relación tensión-deformación en tracción, la función es descrita según las siguientes formulaciones:

$$\sigma = f_t \left[2 \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c0}} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right], \quad (0 \leq \epsilon \leq \epsilon_{t0}), \quad (\text{B.12})$$

$$\sigma = f_t \left[1 - \left(1 - \frac{f_{tu}}{f_t} \right) \left(\frac{\epsilon - \epsilon_{t0}}{\epsilon_{t1} - \epsilon_{t0}} \right) \right], \quad (\epsilon_{t0} \leq \epsilon \leq \epsilon_{t1}), \quad (\text{B.13})$$

$$\sigma = f_{tu}, \quad (\epsilon_{t1} \leq \epsilon \leq \epsilon_{tu}), \quad (\text{B.14})$$

donde f_t es la resistencia última a tracción. La resistencia residual f_{tu} y su correspondiente deformación ϵ_{t1} son definidas por Lok y Pei (1998) como:

$$f_{tu} = \eta V_f \tau_d \frac{L}{d}, \quad (\text{B.15})$$

$$\epsilon_{t1} = \tau_d \frac{L}{d} \frac{1}{E_s}, \quad (\text{B.16})$$

en donde V_f , τ_d , $\frac{L}{d}$ y E_s son el volumen de fibras, la tensión de vínculo fibra-matriz,

la esbeltez o relación de aspecto de las fibras y su módulo elástico respectivamente. η corresponde al factor de orientación de las fibras que tiene en cuenta la distribución aleatoria de fibras en la matriz cementicia.

B.2.4. Nataraja et. al. (1999)

Nataraja et al. (1999) propusieron una ecuación analítica similar a la de Ezeldin y Balaguru (1992) pero ellos usaron sus propios datos experimentales para proveer otros factores adicionales relacionados al índice de refuerzo de fibras (RI), usado para hallar la resistencia, la deformación correspondiente a la tensión pico y el valor β .

$$f_{cf} = f_c + 2,1604(RI), \quad (\text{B.17})$$

$$\epsilon_{pf} = \epsilon_{co} + 0,0006(RI), \quad (\text{B.18})$$

$$\beta = 0,5811 + 1,93(RI)^{-0,7406}. \quad (\text{B.19})$$

Si no se tienen datos experimentales, ϵ_{co} puede suponerse igual a 0.002. Las ecuaciones propuestas pueden ser usadas en hormigones con resistencias de hasta 50 MPa.

B.2.5. Mansur et. al (1999)

La relación $\sigma - \epsilon$ consiste esencialmente de dos ramas distintas: una rama ascendente hasta la tensión pico seguida por una rama descendente hasta que el hormigón falla por aplastamiento. Las propiedades utilizadas para caracterizar el comportamiento son el módulo tangente inicial E_{it} , la resistencia a compresión f_0 y la deformación para la tensión pico ϵ_0 . La ecuación para esta relación para la rama ascendente es:

$$f = f_0 \left[\frac{\beta \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{pf}} \right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^\beta} \right], \quad (\text{B.20})$$

en donde:

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f_0}{\epsilon_0 E_{it}}}, \quad (\text{B.21})$$

siendo β un parámetro que depende de la forma del diagrama tensión-deformación. Para la rama descendente de la curva se aplican dos factores de corrección k_1 y k_2 que tienen en cuenta los efectos de las fibras. La expresión modificada para la rama descendente es entonces:

$$f = f_0 \left[\frac{k_1 \beta \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)_2^k \beta} \right]. \quad (\text{B.22})$$

B.3. Modelos constitutivos para tracción

B.3.1. Meng et. al. (2006)

Meng et al. (2006) basaron su estudio experimental en 22 grupos de especímenes sometidos a esfuerzos de tracción uniaxial (cada grupo contenía cinco especímenes similares) por medio de los cuales propusieron una ecuación para los diagramas tensión-deformación del HRFA. Su trabajo incluyó el uso de cuatro tipos de fibras con diferentes formas y se utilizaron dosajes de entre 0 y 1.5 % en volumen. Los diagramas cuentan de dos segmentos: uno ascendente y uno descendente. Las ecuaciones B.23 y B.24 muestran el modelo propuesto por estos investigadores:

$$\sigma_t = f_{tf} \frac{\frac{\epsilon}{\epsilon_{max}^f}}{0,33 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{max}^f} \right)^{0,33} + 0,67} \quad \text{para } \epsilon \leq \epsilon_{max}^f, \quad (\text{B.23})$$

$$\sigma_t = f_{tf} \frac{\frac{\epsilon}{\epsilon_{max}^f}}{\alpha_2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{max}^f} - 1 \right)^{1,7} + \frac{\epsilon}{\epsilon_{max}^f}} \quad \text{para } \epsilon \geq \epsilon_{max}^f. \quad (\text{B.24})$$

En estas formulaciones, f_{tf} corresponde a la resistencia a compresión del hormigón, f_{tf} a la resistencia a tracción de las fibras, y ϵ_{max}^f es la máxima deformación en tracción. Por su parte, el parámetro α_2 se obtiene de la ecuación B.25.

$$\alpha_2 = 0,22 f_c^{0,56} \left(1 + \frac{V_f}{100} \frac{L_f}{D_f} \right)^{-1,74}. \quad (\text{B.25})$$

B.3.2. Sujivorakul (2012)

A partir del estudio experimental de 39 series de ensayos, Sujivorakul (2012) determinó una ecuación para el diagrama tensión-deformación en tracción del HRFA. Tres especímenes se ensayaron para cada serie conteniendo dos tipos de fibra y cuatro dosajes de fibras distintos además de tres clases de hormigones. Los especímenes poseían una sección transversal de 5x5 cm. y un largo de 50 cm.

Dicho autor propuso un diagrama bilineal como se muestra en la Figura B.2.

Para obtener las constantes de este diagrama, Sujivorakul propuso las ecuaciones

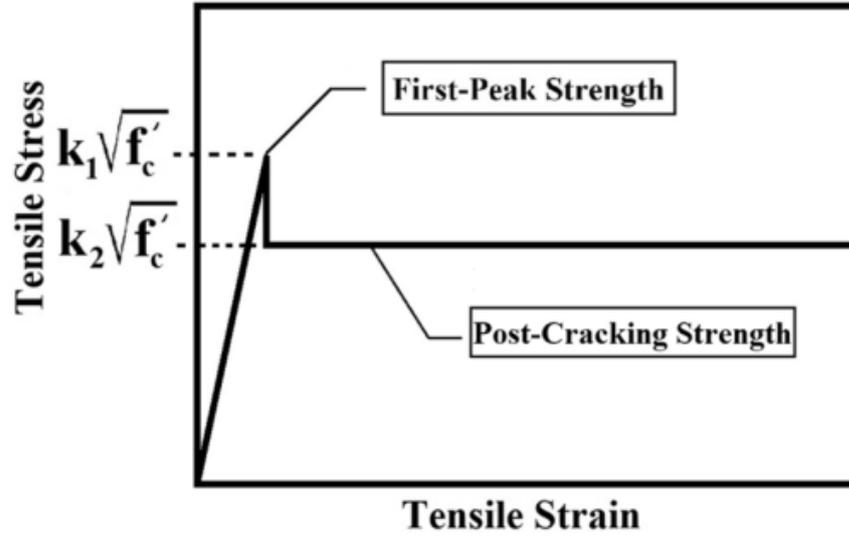


Figura B.2: Modelo de tensión-deformación uniaxial a tracción para HRFA propuesto por Sujivorakul (2012).

B.26, B.27 y B.28 mostradas a continuación:

$$E_{com} = E_c (1 - V_f) + E_f V_f, \quad (\text{B.26})$$

$$k_1 = 0,25 + 0,16 \cdot V_f, \quad (\text{B.27})$$

$$k_2 = (-0,0001V_f^2 + 0,0038V_f) \cdot \left(\frac{L_f}{D_f}\right) \cdot (L_f)^{0,2}. \quad (\text{B.28})$$

B.3.3. Lee et. al (2013)

Lee et al. (2013) idearon un modelo analítico para predecir el comportamiento uniaxial a tensión de elementos de HRFA. Este modelo es una simplificación de otra formulación desarrollada con anterioridad por los mismos autores (Lee et al., 2011). Según dichos autores, la resistencia a tracción del HRFA elaborado con fibras con extremos de gancho posee 3 componentes: una debida a la fricción (f_{st}), otra debida al anclaje mecánico provisto por los ganchos (f_{eh}) y una última componente que corresponde a la resistencia a tracción de la mezcla en si (f_{ct}). Es decir la resistencia total del elemento estructural de HRFA puede ser calculada como:

$$f_{SFRC} = f_{st} + f_{eh} + f_{ct}. \quad (\text{B.29})$$

En el caso de fibras rectas, la componente f_{eh} puede despreciarse.

La componente correspondiente al vínculo por fricción se calcula con:

$$f_{st} = \alpha_f V_f \sigma_{f,cr,st} = \alpha_f V_f K_{st} \tau_{f,max} \frac{l_f}{d_f} \left(1 - \frac{2w_{cr}}{l_f}\right)^2, \quad (\text{B.30})$$

en donde:

α_f es el factor de orientación de las fibras.

V_f es el volumen de fibras.

$\sigma_{f,cr,st}$ es la tensión de vínculo promedio por fricción de la fibra en fisura (MPa).

l_f es la longitud de la fibra (mm).

d_f es el diámetro de la fibra (mm).

$\tau_{f,max}$ es la resistencia al arrancamiento (MPa).

w_{cr} es el ancho de fisura (mm).

K_{st} es un factor que representa las tensiones promedio de arrancamiento de la fibra debido al vínculo friccional calculado como:

$$\begin{cases} \frac{\beta_f W_{cr}}{3 s_f}, & \text{para } w_{cr} < s_f \\ 1 - \sqrt{\frac{s_f}{w_{cr}}} + \frac{\beta_f}{3} \sqrt{\frac{s_f}{w_{cr}}}, & \text{para } w_{cr} \geq s_f \end{cases} \quad (\text{B.31})$$

en donde: β_f es un coeficiente que refleja el efecto del deslizamiento de las fibras en el comportamiento friccional. s_f es el deslizamiento de la fibra considerando una inclinación de 0 grados (mm).

Los autores proponen un valor para $\alpha_f = 0.5$ para aquellos casos en que las dimensiones de la estructura son mucho mayores que las de la fibra. Además, el valor de $\tau_{f,max}$ se calcula a partir de la resistencia del hormigón como $0.396\sqrt{f_{ck}}$.

La componente de resistencia debida al anclaje se estima a partir de la expresión:

$$f_{eh} = \alpha_f V_f \sigma_{f,cr,eh} = \alpha_f V_f K_{eh} \tau_{eh,max} \frac{2(l_i - 2w_{cr})}{d_f}, \quad (\text{B.32})$$

en donde:

$\sigma_{f,cr,eh}$ es la tensión promedio debido al efecto del anclaje mecánico (MPa),

l_i es la distancia entre los anclajes para fibras con extremo de gancho (mm),

K_{eh} es un factor que representa las tensiones promedio de arrancamiento de la fibra debido al anclaje mecánico y se puede calcular como:

$$\begin{cases} \beta_{eh} \left[\frac{2 w_{cr}}{3 s_{eh}} - \frac{1}{5} \left(\frac{w_{cr}}{s_{eh}} \right)^2 \right], & \text{para } w_{cr} < s_{eh} \\ 1 + \left(\frac{7\beta_{eh}}{15} - 1 \right) \sqrt{\frac{s_{eh}}{w_{cr}}} - \frac{2(\sqrt{w_{cr}} - \sqrt{s_{eh}})^2}{l_f - l_i}, & \text{para } s_{eh} \leq w_{cr} < \frac{l_f - l_i}{2} \\ \left(\frac{l_i - 2w_{cr}}{2l_i - l_f} \right)^2, & \text{para } \frac{l_f - l_i}{2} \leq w_{cr} < \frac{l_i}{2}. \end{cases} \quad (\text{B.33})$$

Los autores recomiendan tomar $\beta_{eh} = 0.76$ que considera la porción de la fibra

en donde la resistencia al arrancamiento debido al anclaje mecánico no alcanza el máximo, lo cual previene una sobreestimación de dicha resistencia. Por su parte el valor de $\tau_{eh,max}$ puede estimarse según los autores como: $0.429\sqrt{f_{ck}}$.

Finalmente la resistencia a tracción de la mezcla puede calcularse con la fórmula:

$$f_{ct} = f_{cr}e^{-cw_{cr}}, \quad (\text{B.34})$$

donde $c = 15$ para hormigón y 30 para morteros y f_{cr} es la tensión de primera fisura del mortero (MPa).

B.3.4. RILEM TC-162

La normativa RILEM TC-162-TDF (2003) propone una relación bilineal del tipo $\sigma - \epsilon$ para describir el comportamiento uniaxial del HRFA en tracción. Dicha formulación es válida para hormigones con resistencia característica a compresión hasta 50/60 MPa.

En la Figura B.3 se muestra el diagrama tensión-deformación propuesto.

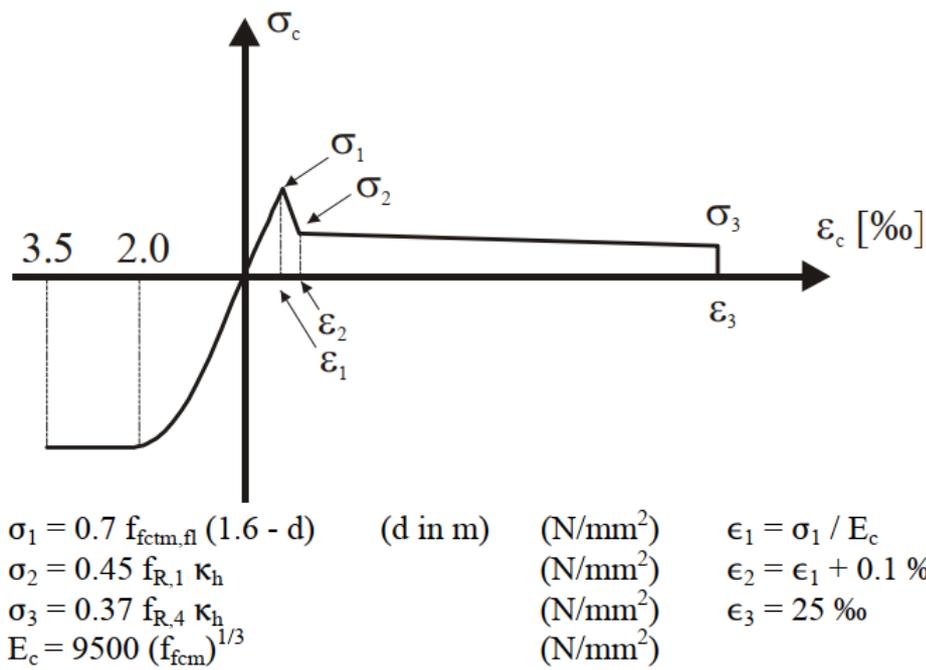


Figura B.3: Diagrama tensión-deformación para HRFA propuesto por RILEM TC-162-TDF (2003).

donde:

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexión.

$f_{ctm,fk}$ es la resistencia característica a flexión.

f_{R1} es la resistencia residual para un valor de CMOD = 0.5 mm.

f_{R4} es la resistencia residual para un valor de CMOD = 3.5 mm.

κ_h es el factor de forma.

En ausencia de valores experimentales, la propia normativa proporciona expresiones para determinar las resistencias a flexión a partir de la resistencia a compresión, mientras que los valores de resistencia residual se deben determinar experimentalmente a través de un ensayo de flexión normalizado también por RILEM (Vandewalle et al., 2002).

B.4. Modelos basados en pull-out

En el contexto de modelado multiescala orientado al análisis computacional del HRFA, el modelado del comportamiento al arrancamiento de una fibra en solitario embebida en una matriz cementicia, representa un elemento básico para obtener relaciones tensión-deformación para dicho material. Estos modelos permiten la predicción de la respuesta al arrancamiento de una fibra ya sea recta o con extremo de gancho con o sin inclinación respecto a la dirección de la carga. Dicha respuesta al arrancamiento posee varios componentes: la adhesión física y/o química, la resistencia friccional y un componente mecánico asociado con la geometría de la fibra que actúa como anclaje. Considerando estas componentes, estos modelos representan en menor o mayor medida las siguientes etapas del proceso de arrancamiento:

- al someter la fibra a una fuerza axial (alineada o no con la dirección de la fibra), inicialmente la adhesión fibra-matriz actúa a lo largo de toda la fibra. El esfuerzo tangencial en la interfase no es uniforme y el esfuerzo máximo ocurre en la región cercana a la fisura.
- Cuando la fuerza axial supera la resistencia a la adhesión, la fibra comienza a separarse de la matriz por pérdida de adhesión y el mecanismo de resistencia al arrancamiento es principalmente friccional.
- Cuando la fibra se separa por completo de la matriz cementicia, se inicia el deslizamiento produciéndose una brusca caída de la resistencia al arrancamiento. En esta etapa solo trabaja la fricción.
- A medida que la fibra es extraída, la fricción disminuye debido a la degradación de la matriz de cemento en las zonas circundantes a la fibra. Para evitar que al agotarse completamente la adhesión se produzca una caída repentina de la resistencia al arrancamiento, suelen emplearse fibras con geometrías particulares. Las más difundidas comercialmente son las fibras con extremo de gancho. Estos ganchos proporcionan un mecanismo de anclaje que resulta en una componente adicional en la resistencia al arrancamiento.

El efecto de las fibras en el cosido de fisuras es cuantificado a través de la integración de la respuesta al arrancamiento de todas las fibras que atraviesan dicha fisura considerando especialmente la orientación anisotrópica de las mismas. En este apartado se hace una reseña de los modelos más importantes sobre este fenómeno.

B.4.1. Lin and Li (1991)

Los autores consideran que una fibra en solitario se resiste al arrancamiento en función de la resistencia al corte que se da en la interfaz fibra-matriz. Tanto la fibra como la matriz se consideran elásticas con sus correspondientes módulos de elasticidad mientras que el efecto de Poisson es despreciado. La fibra de diámetro d_f se considera anclada por fricción a la matriz y el mecanismo de arrancamiento es entendido como la activación del deslizamiento en la interfase. Antes de arrancarse por completo la fibra, la interfase se divide en dos regiones: una intacta y aquella donde ya se produjo el deslizamiento la cual posee una longitud l_f que es función de la longitud de la fibra. El arrancamiento total se produce para un valor l_f igual a la longitud de la fibra.

A su vez el modelo también provee relaciones tensión-deformación basadas en la contribución de las fibras que efectivamente atraviesan el plano de fisura, determinando esta cantidad mediante funciones de densidad de probabilidad. Estas relaciones están diferenciadas según la etapa pre-arrancamiento y la etapa post-arrancamiento. Las formulaciones para cada una de estas situaciones se detallan en distintos apéndices del trabajo de Lin y Li (1991).

B.4.2. Naaman et. al (1991)

Los autores se basan en la hipótesis de que un incremento en la fuerza de arrancamiento (P) conducirá a una separación progresiva en la interfase fibra-matriz. Cuando la separación alcanza el valor de la longitud de la fibra embebida en la matriz de hormigón, se observa un mecanismo dinámico de arrancamiento, donde un desplazamiento en el extremo libre es acompañado por un desplazamiento en el extremo embebido.

Se supone que inicialmente la relación entre la tensión de vínculo a corte en la interfase y el deslizamiento por arrancamiento tiene la forma mostrada en la Figura B.4.

La curva tensión-deformación es elástica hasta que se alcanza la tensión de vínculo τ_{max} luego de la cual prevalecen condiciones puramente friccionales, con una tensión a corte igual a τ_f . Se supone también que τ_f no puede exceder a τ_{max} . El modelo está concebido para arrancamientos relativamente pequeños ya que se entiende que la tensión τ_f disminuye significativamente para grandes deformaciones. En una segunda etapa del estudio y en base a resultados experimentales se llega a un diagrama tensión-deformación como el que se muestra en la Figura B.5.

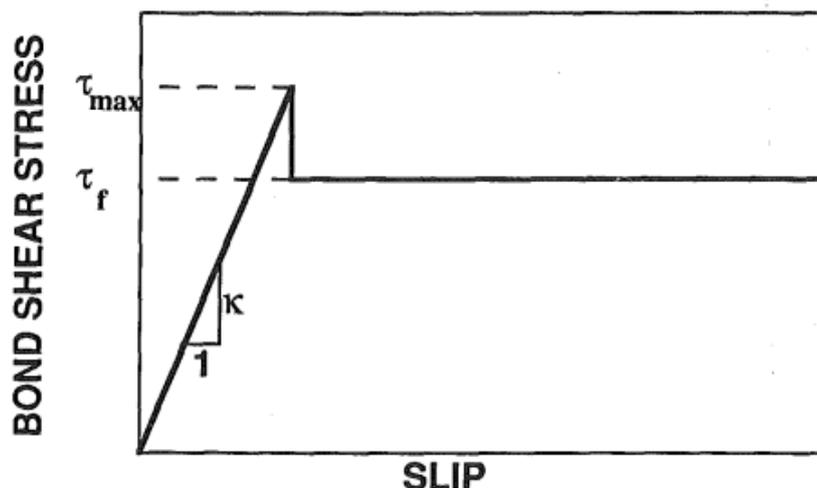


Figura B.4: Relación inicial entre tensión de vínculo a corte y deslizamiento (Naaman et al., 1991).

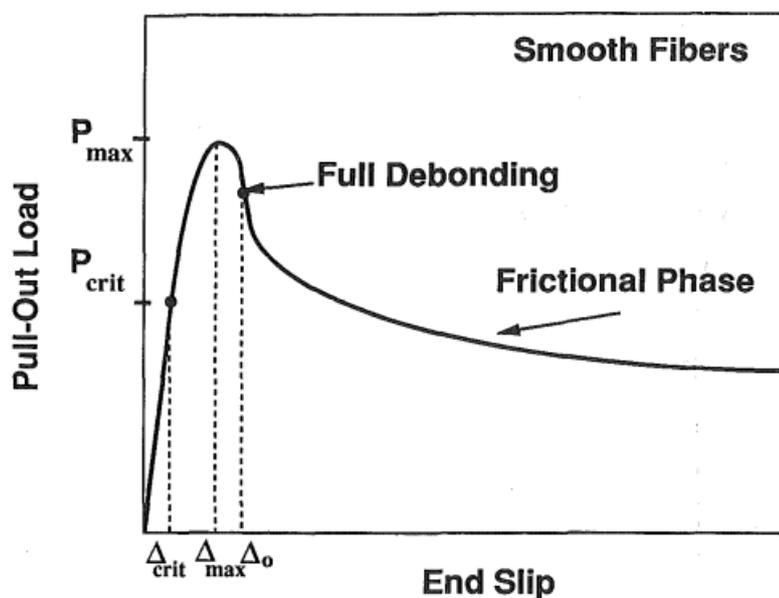


Figura B.5: Relación tensión de vínculo a corte-deslizamiento (Naaman et al., 1991).

Se observa ahora una rama descendiente lo que sugiere una disminución de la tensión de vínculo por fricción luego de alcanzarse P_{max} haciéndose así extensiva la relación para arrancamientos mayores. Las expresiones para los distintos valores de carga P y tensión τ pueden encontrarse en el trabajo de Naaman et al. (1991).

B.4.3. Alwan et. al. (1999)

Alwan et al. (1999) propusieron un modelo de arrancamiento para fibras con extremo de gancho utilizando el concepto de polea con fricción junto con dos rótulas plásticas para simular la acción del gancho. Se consideran tres casos según a como se

desliza la fibra y que se basan en el modelo de Naaman et al. (1991) ya descrito:

- Despegue completo de la fibra para fibras lisas.
- Fricción en la interfaz fibra-matriz como un problema unidimensional, considerando en una primera etapa el aporte de las dos rótulas y luego de una de ellas en función del deslizamiento de la fibra.
- Fricción en la interfaz fibra-matriz sin considerar el efecto de rótulas plásticas.

B.4.4. Chanvillard (1999)

Se trata de un modelo micromecánico que considera diversos fenómenos que se dan en el proceso de arrancamiento de una fibra, como la deformación del acero.

El modelo se construye a partir de plantear un equilibrio de fuerzas y momentos para un pequeño elemento diferencial de una fibra el cual posee una cierta curvatura como se muestra en la Figura B.6.

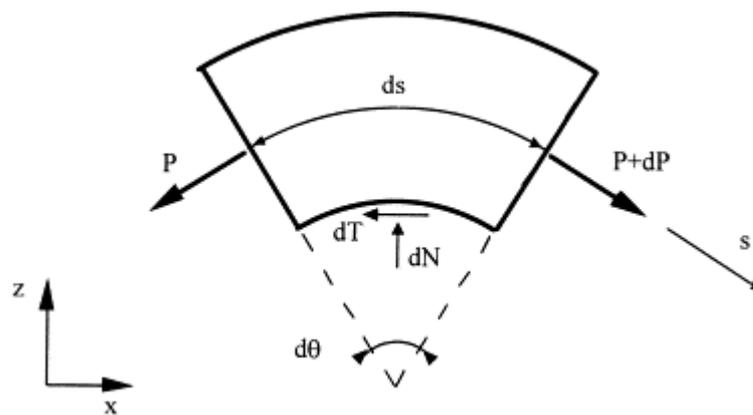


Figura B.6: Fuerzas y momentos actuantes en un elemento diferencial de fibra (Chanvillard, 1999).

Dada esta curvatura es que aparecen fuerzas normales y tangenciales, pero además durante el deslizamiento se produce una deformación del acero por lo cual un enfoque estático no es suficiente para abordar el problema, por lo que se realiza un balance energético considerando que el trabajo realizado por las fuerzas actuantes es igual a la energía de deformación disipada durante el proceso. La deformación de la fibra es considerada como un cambio de curvatura. El estado de tensiones en el elemento considerado entonces constará de una fuerza axial que produce una tracción uniforme en toda la sección, un cambio de curvatura que produce flexión y finalmente esfuerzos de corte causados por la fricción en la interfase fibra-matriz. A diferencia del resto de los modelos donde se apunta a obtener una relación del tipo tensión de vínculo-deslizamiento, la base de la modelación teórica del comportamiento al arrancamiento de la fibra está vinculada a una relación entre las fuerzas externas aplicadas y la energía

disipada al deformarse la fibra. Adoptando un comportamiento elastoplástico perfecto se tiene un diagrama del tipo curvatura-carga normal-momento como el mostrado en la Figura B.7.

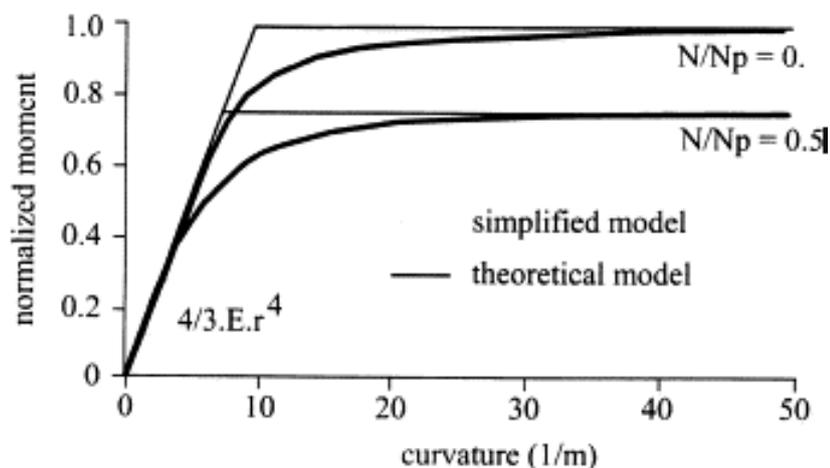


Figura B.7: Diagrama de interacción curvatura-carga normal-momento flector (Chanvillard, 1999).

Donde N es la carga normal y N_p es la capacidad axial de la fibra.

Finalmente se presentan las expresiones para modelar el comportamiento de la interfase fibra-matriz que están relacionadas a la teoría de fricción de Coulomb, la cual establece una conexión entre la tensión de corte y la tensión normal.

Por tratarse de un micromodelo también se trata el modelado de la cohesión que resulta de procesos que se dan durante la hidratación del cemento llegándose a una relación del tipo desplazamiento-tensión de vínculo. De manera análoga se tiene en cuenta a la fricción incorporándose un coeficiente de fricción relativa. Los diagramas desplazamiento-cohesión y desplazamiento-fricción se muestran en la Figura B.8.

B.4.5. Zhan and Meschke (2014)

Los autores proponen un modelo para predecir la respuesta al arrancamiento de una fibra embebida en una matriz cementicia a través del desarrollo de una ley de comportamiento friccional entre la fibra y la matriz considerando a su vez la deformación de la fibra, el daño local del hormigón y, en el caso de fibras con extremo de gancho, el efecto de anclaje.

En el caso de fibras rectas, en base a trabajos experimentales y métodos analíticos, se acepta que el proceso de arrancamiento se divide en tres etapas:

- Estado vinculado: la superficie de la fibra está conectada a la matriz circundante.
- Estado de separación: dado el incremento de la fuerza de arrancamiento, la adherencia en la zona de interfase fibra-matriz comienza a deshacerse.

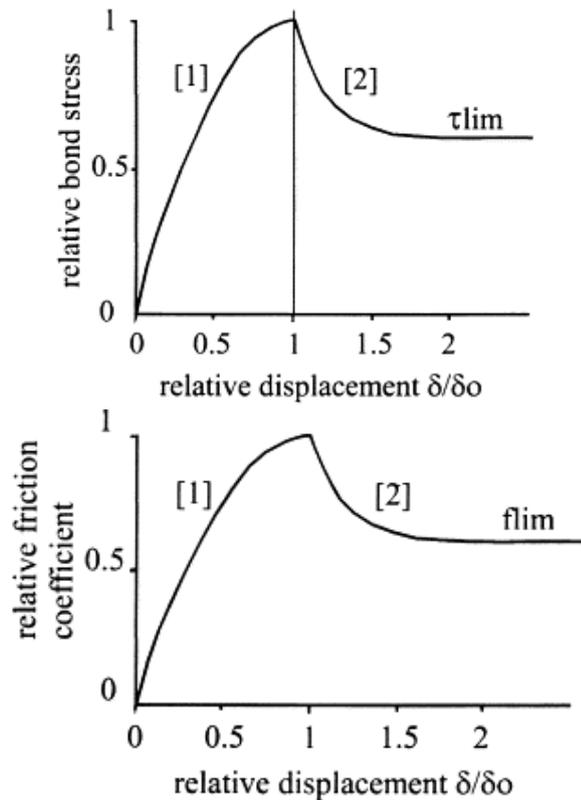


Figura B.8: Diagramas desplazamiento-cohesión (arriba) y desplazamiento-fricción (abajo) (Chanvillard, 1999).

- Estado de arrancamiento: la fibra ya se ha desprendido completamente de la matriz en toda su longitud por lo que comienza a arrancarse con tensiones friccionales actuando en la interfase.

Estos estados quedan representados mediante la curva tensión-deformación mostrada en la Figura B.9.

Se proponen en el trabajo entonces distintas expresiones para el cálculo de la tensión de vínculo τ en estas tres etapas que se incluyen en el trabajo de Zhan y Meschke (2014).

El modelo también trata sobre el comportamiento de fibras rectas pero que están inclinadas respecto a la dirección de la carga de arrancamiento, donde se considera el ángulo de inclinación inicial junto con la presión lateral inducida al hormigón y el daño local. Luego la ley tensión-deformación en el extremo libre se obtiene con un algoritmo que resuelve las ecuaciones que gobiernan el problema de todos los submodelos involucrados. Los parámetros requeridos para definir el material y la interfase son determinados a través de ensayos de arrancamiento para cada tipo de fibra.

Finalmente el modelo abarca el fenómeno de arrancamiento para fibras con extremo de gancho. En este tipo de fibra la resistencia al arrancamiento se da principalmente por un mecanismo de anclaje provisto por el gancho, a diferencia del caso donde se tienen fibras rectas donde el comportamiento de la interfase juega el rol principal. A

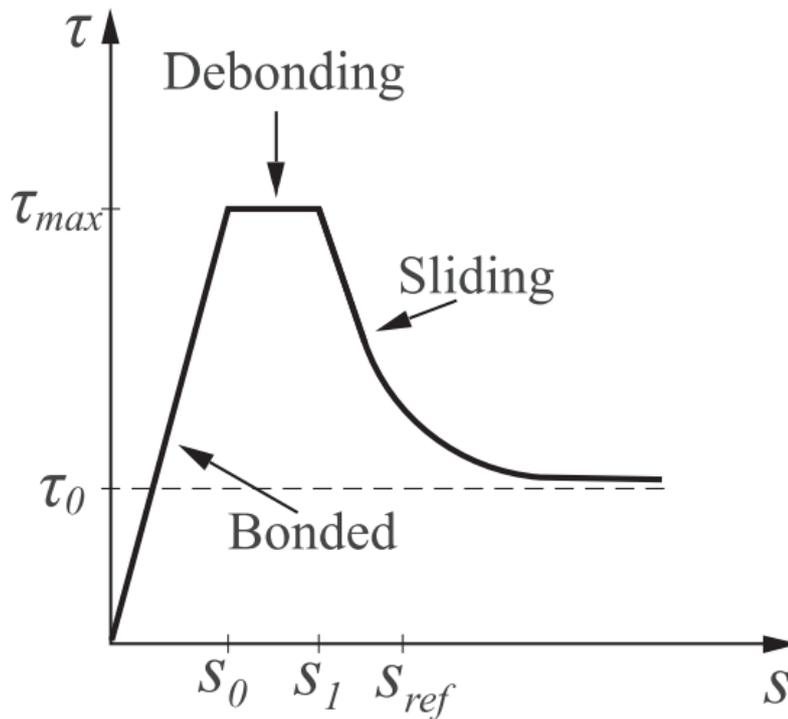


Figura B.9: Comportamiento al arrancamiento de fibras rectas (Zhan y Meschke, 2014).

través de estudios numéricos se observan mecanismos de daño local en la vecindad del extremo de gancho siendo esta la principal diferencia en cuanto al comportamiento al arrancamiento en fibras con extremo de gancho respecto a fibras rectas. Se propone entonces un sub-modelo para calcular la fuerza de anclaje el cual luego se combina con el modelo de arrancamiento para fibras rectas ya descrito para predecir las relaciones tensión-deformación en fibras con extremo de gancho. El modelo idealiza a las fibras en cuatro segmentos, dos curvos y dos rectos. A medida que la fuerza de arrancamiento se incrementa, los segmentos curvos empiezan a entrar en fluencia. Cuando ambos segmentos están en estado plástico, la fibra comienza a desprenderse de la matriz. Ésto resulta en una ley tensión-deformación multilineal, en donde la determinación de la fuerza de anclaje responde a realizar un equilibrio de fuerzas y momentos para cada uno de los llamados estados claves los cuales se muestran en la Figura B.10.

B.4.6. Cunha et. al. (2010)

Cunha et al. (2010) propusieron una representación matemática del fenómeno de arrancamiento usando una aproximación energética expresada por una ecuación diferencial de segundo orden que relaciona la tensión de corte actuando en la interfaz fibra-hormigón y el deslizamiento relativo entre la fibra y el hormigón circundante. De un balance entre el trabajo realizado por las fuerzas externas y el trabajo interno

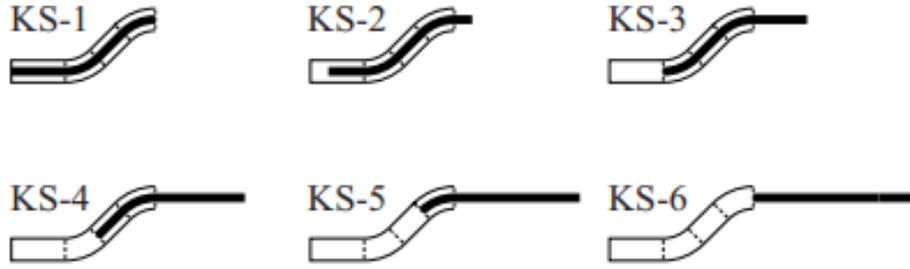


Figura B.10: Estados clave durante el proceso de arrancamiento en fibras con extremo de gancho (Zhan y Meschke, 2014).

producido por la disipación de energía elástica de la fibra, se obtiene la ecuación:

$$N = \sqrt{2 \cdot E_f \cdot A_f \cdot P_f \int_s^{s_f} \tau(s) ds}, \quad (\text{B.35})$$

en donde N es la fuerza axial a la que está sometida la fibra, E_f , A_f y P_f son el módulo de elasticidad, la sección transversal y el perímetro de la fibra respectivamente y τ es la tensión de vínculo a corte fibra-matriz que es función del deslizamiento s . Finalmente la relación tensión de vínculo-deslizamiento propuesta por los autores responde a la siguiente expresión:

$$\tau(s) = \tau_m \left(\frac{s}{s_m} \right)^\alpha, \quad s \leq s_m \wedge \tau(s) = \tau_m \frac{1}{1 + \left(\frac{s-s_m}{s_1} \right)^{\alpha'}}. \quad (\text{B.36})$$

En las expresiones anteriores τ_m y s_m son la tensión de vínculo y su correspondiente deslizamiento. El parámetro α define la forma de la rama elástica, mientras que α' y s_1 definen la forma de la rama post-pico de la curva.

B.4.7. Laranjeira et. al (2010)

Laranjeira et al. (2010) propusieron un modelo de arrancamiento de fibras con extremo de gancho representado por una curva definida por ocho puntos clave (Figura B.11).

Cada uno de estos ocho puntos corresponden a la iniciación de las siguientes etapas del proceso de arrancamiento:

- H1-proceso de desprendimiento: esta primera etapa corresponde a la activación de las fibras, es decir cuando la fisura atraviesa a la fibra.
- H2-efectos de la erosión de la matriz (etapa 1): en esta etapa se considera el

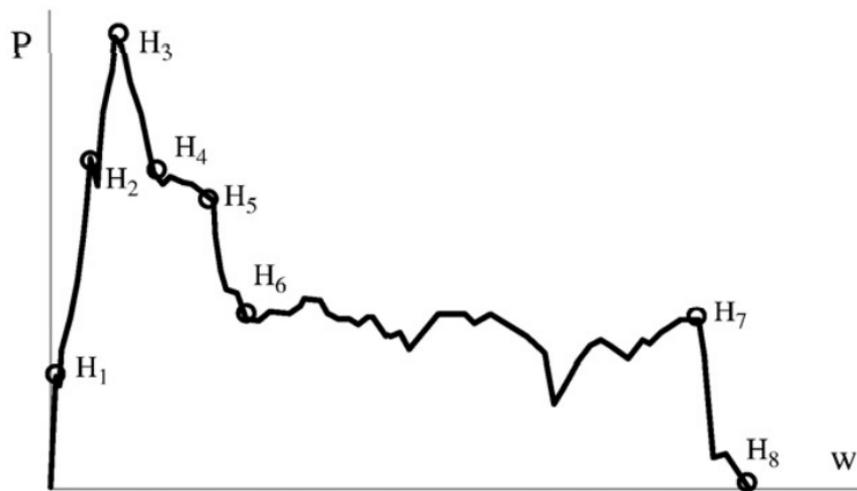


Figura B.11: Puntos clave para trazar la curva de respuesta al arrancamiento.

efecto de anclaje provisto por los ganchos que proporciona cierta resistencia contra el arrancamiento.

- H3-efectos de la erosión de la matriz (etapa 2): en esta etapa el efecto de los ganchos se incrementa significativamente entrando la matriz en una segunda etapa de erosión hasta que la máxima fuerza a lo largo del eje de la fibra se equilibra.
- H4-post pico (etapa 1): una vez que se alcanza la máxima contribución de los ganchos de la fibra, la carga de arrancamiento comienza a disminuir.
- H5-post pico (etapa 2): en esta segunda etapa post pico, la carga de arrancamiento tiene en cuenta mayoritariamente la fuerza correspondiente a la inclinación de la fibra respecto a la dirección de la fuerza, mientras que la contribución de la fuerza alineada a la fibra se ve reducida.
- H6-post pico (etapa 3): en esta etapa se considera también el aporte de la fricción residual provista por la deformación incompleta del gancho junto con la fricción provista por los segmentos rectos de la fibra.
- H7-etapa pre desprendimiento: en esta etapa el gancho comienza a desprenderse de la matriz, mientras que la porción restante de la fibra aún embebida provee un mecanismo de equilibrio inestable.
- H8-desprendimiento de la matriz: cuando el resto de la fibra comienza a desprenderse de la matriz, la carga de arrancamiento cae abruptamente a un valor cero mientras que el ancho de las fisuras se acerca a lo que se conoce como longitud crítica.

B.4.8. Fantilli y Vanilli (2007)

Fantilli y Vallini (2007) propusieron un modelo de interfase para predecir la respuesta al arrancamiento de una fibra inclinada. El mismo se basa en el comportamiento no lineal que se da en la interacción entre fibras de acero y matrices cementicias teniendo en cuenta la relación tensión de vínculo-deslizamiento entre los materiales. Mediante este modelo entonces pueden predecirse numéricamente los diagramas completos carga de arrancamiento-desplazamiento a partir de un proceso iterativo que consiste en resolver diversas ecuaciones relacionadas a la posición y rotación que sufre la fibra al deformarse la matriz y los esfuerzos normales, de corte y de momento que aparecen al deformarse la misma producto de los esfuerzos de arrancamiento.

La relación tensión de vínculo-deslizamiento necesaria para la determinación de la curva carga de arrancamiento-deslizamiento responde a la curva mostrada en la Figura B.12.

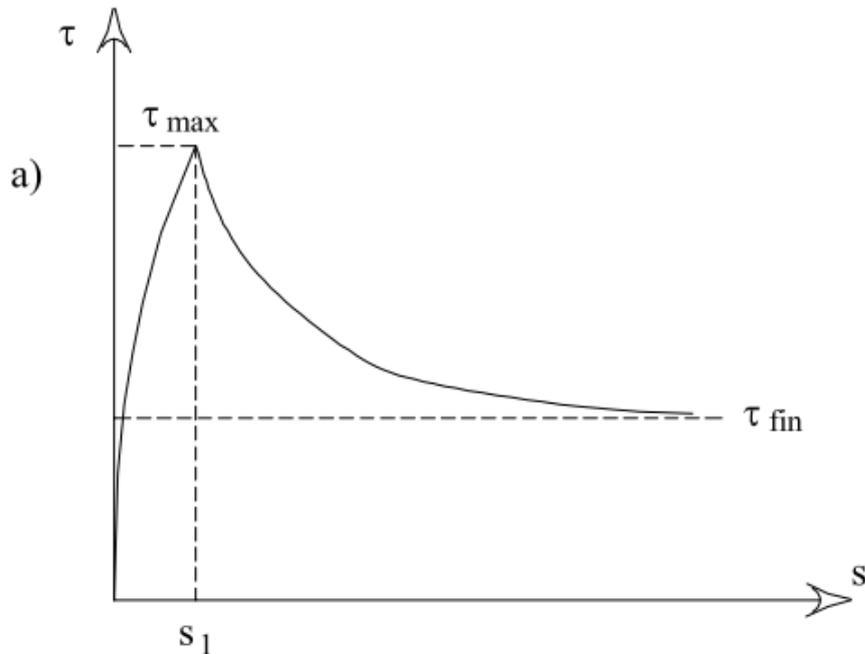


Figura B.12: Relación tensión de vínculo-deslizamiento propuesta por Fantilli y Vallini (2007).

Las ecuaciones propuestas para la rama ascendente y descendente de la curva son respectivamente:

$$\tau = \tau_{max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^{0,5} \quad \text{para } s \leq s_1, \quad (\text{B.37})$$

$$\tau = \tau_{fin} + (\tau_{max} - \tau_{min}) e^{k(s_1-s)} \quad \text{para } s > s_1, \quad (\text{B.38})$$

en donde τ_{max} = tensión de vínculo, s_1 = deslizamiento para la tensión de vínculo, τ_{fin} = valor asintótico de la tensión de vínculo y k es un coeficiente que también es función de la tensión de vínculo. s_1 , k y τ_{fin} son función de la tensión de vínculo, del

tipo de refuerzo (barra o fibra) y de la resistencia a compresión de la matriz. Para el caso de fibras conformadas en frío la tensión de vínculo máxima es:

$$\tau_{max} = \left(\frac{1,572}{\sqrt{12,5 + \phi}} - 0,2 \right) \sqrt{f_c}, \quad (\text{B.39})$$

donde τ_{max} y f_c se miden en MPa y ϕ es el diámetro de la fibra en mm. Es de mencionar que la relación anterior debe definirse según el tipo de fibra (recta, con extremo de gancho, etc.) debiendo determinarse nuevamente los parámetros s_1, k y τ_{lim} a través de ensayos de arrancamiento.

Bibliografía

- Y.M. Abbas y M.I. Khan. Influence of fiber properties on shear failure of steel fiber reinforced beams without web reinforcement: Ann modeling. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 13(8):1483–1498, 2016. doi:<http://dx.doi.org/10.1590/1679-78252851>.
- W. Abbass, M. Khan, y S. Mourad. Evaluation of mechanical properties of steel fiber reinforced concrete with different strengths of concrete. *Construction and Building Materials*, 168:556–569, 2018. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.164>.
- A. Abolmaali, A. Mikhaylova, A. Wilson, y J. Lundy. Performance of steel fibre reinforced concrete pipes. *Journal of the Transportation Research Board*, 1(2313):168–177, 2012. doi:<http://dx.doi.org/10.3141/2313-18>.
- M. Acikgens Ulas, K. Alyamac, y Z. Ulucan. Effects of aggregate grading on the properties of steel fibre reinforced concrete. *Materials Science and Engineering*, 246, 2017. doi:<https://doi.org/10.1088/1757-899X/246/1/012015>.
- B. D. Agarwal y L. J Broutman. *Analysis and Performance of fibre Composites*. John Wiley & Sons, 1980. ISBN 978-1-119-38998-9.
- K.L. Ahn y S.J. Jang. Effect of fiber volume fraction on compressive and flexural properties of high-strength steel fiber reinforced concrete. *Applied Mechanics and Materials*, 597:296–299, 2014. doi:<https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.597.296>.
- C.T. Akdag y G. Ozden. Nonlinear behavior of reinforced concrete (rc) and steel fiberadded rc (ws-sfrc) model piles in medium dense sand. *Construction and Building Materials*, 48:464–472, 2013. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.07.024>.
- Y. Akkaya, S.P. Shah, y B. Ankerman. Effect of fiber dispersion on multiple cracking of cement composites. *Engineering Mechanics*, 127(4):311–316, 2001. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2001\)127:4\(311\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2001)127:4(311)).

- D. Al-Ghamdy, E. Tons, y J. Wight. Effect of matrix composition on steel fiber reinforced concrete properties. *Journal of King Saud University*, 5(1):55–76, 1991. doi:[https://doi.org/10.1016/S1018-3639\(18\)30571-3](https://doi.org/10.1016/S1018-3639(18)30571-3).
- M. Alexander y S. Mindess. *Aggregates in concrete*. London Taylor & Francis Group, 2005. ISBN 9780429180736. doi:<https://doi.org/10.1201/9781482264647>.
- F. Altun, T. Haktanir, y K. Ari. Effects of steel fiber addition on mechanical properties of concrete and rc beams. *Construction and Building Materials*, 21(3):654–661, 2007. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.12.006>.
- J. Alwan, A. Naaman, y P. Guerrero. Effect of mechanical clamping on the pullout response of hooked steel fibers embedded in cementitious matrices. *Concrete Science and Engineering*, 1:15–25, 1999. ISSN 1295-2826.
- S. Alzabeebee. Seismic response and design of buried concrete pipes subjected to soil loads. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 93, 2019. doi:<https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.103084>.
- S. Alzabeebee, D.N. Chapman, y A. Faramarzi. Development of a novel model to estimate bedding factors to ensure the economic and robust design of rigid pipes under soil loads. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 71:567–578, 2018a. doi:<https://doi.org/10.1016/j.tust.2017.11.009>.
- S. Alzabeebee, D.N. Chapman, y A. Faramarzi. Economical design of buried concrete pipes subjected to uk standard traffic loading. *Structures & Buildings*, 172(2):141–156, 2018b. doi:<https://doi.org/10.1680/jstbu.17.00035>.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 2000.
- American Concrete Institute. *ACI CODE 544.3R-93: Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing, and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete*, 2010.
- American Concrete Institute. *ACI CODE-318-19: Building code requirements for structural concrete*, 2014.
- American Society for Testing and Materials. *ASTM C 33 Standard specification for concrete aggregates*, 2015a.
- American Society for Testing and Materials. *ASTM C1116: Standard specification for fiber-reinforced concrete.*, 2015b.
- American Society of Civil Engineers. *Standard Practice for Direct Design of Buried Precast Concrete Pipe Using Standard Installations (SIDD)*, 2000a.

-
- American Society of Civil Engineers. *Standard Practice for Direct Design of Precast Concrete Pipe for Jacking in Trenchless Construction*, 2000b.
- A. Amin, S. Foster, y A. Muttoni. Derivation of the $\sigma - w$ relationship for sfrc from prism bending tests. *Structural Concrete*, 16:93–105, 2015. doi:<https://doi.org/10.1002/suco.201400018>.
- C. Atis y O. Karahan. Properties of steel fiber reinforced fly ash concrete. *Construction and Building Materials*, 2009. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.11.002>.
- R.E. Aufmuth, D.G. Naus, y G. Williamson. Effect of aggressive environment on steel fibre reinforced concrete. Inf. téc., Construction, Engineering Research Laboratory, Champaign, IL., 1976.
- P. Balaguru, M. Narahari, y M. Patel. Flexural toughness of steel fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 89(6):541–546, 1992. doi:<https://doi.org/10.14359/4019>.
- R. Balendran, F. Zhou, A. Nadeem, y A. Leung. Influence of steel fibres on strength and ductility of normal and lightweight high strength concrete. *Building and Environment*, 37(12):1361–1367, 2002. doi:[https://doi.org/10.1016/S0360-1323\(01\)00109-3](https://doi.org/10.1016/S0360-1323(01)00109-3).
- S.U. Balouch, J.P. Forth, y J.L. Granju. Surface corrosion of steel fibre reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*, 40:410–414, 2010. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.10.001>.
- S. Barnett, J. Lataste, T. Parry, S. Millard, y M. Soutsos. Assessment of fibre orientation in ultra-high performance fibre reinforced concrete and its effect on flexural strength. *Materials and Structures*, 43:1009–1023, 2010. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-009-9562-3>.
- J. Barros y J. Sena Cruz. Fracture energy of steel fiber-reinforced concrete. *Mechanics of Composite Materials and Structures*, 8:29–41, 2001. doi:<http://dx.doi.org/10.1080/107594101459815>.
- J.A.O Barros y J.A. Figueiras. Flexural behavior of sfrc: Testing and modeling. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 4(11):331–339, 1999. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1999\)11:4\(331\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1999)11:4(331)).
- S. Basavaraj. Study on durability of steel fiber reinforced concrete. *International Journal for Scientific Research and Development.*, 3(6), 2020.

- M.Z. Bayasi y P. Soroushian. Effect of steel fiber reinforcement on fresh mix properties of concrete. *ACI Materials Journal*, 89(4):369–374, 1992. doi:<https://doi.org/10.14359/9751>.
- Z. Bazant y J. Planas. *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*. Routledge, 1997. doi:<https://doi.org/10.1201/9780203756799>.
- A Beghini, Z. Bazant, Y Zhou, O. Gouirand, y F. Caner. Microplane model m5f for multiaxial behavior and fracture of fiber-reinforced concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 133(1):66–75, 2007. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2007\)133:1\(66\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2007)133:1(66)).
- H. Behbahani y B. Nematollahi. Steel fiber reinforced concrete: A review. En *Proceedings of the International Conference on Structural Engineering Construction and Management (ICSECM2011)*. 2011.
- F. Bencardino, L. Rizzuti, G. Spadea, y R. Swamy. Stress-strain behavior of steel fiber-reinforced concrete in compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(3):255–263, 2008. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2008\)20:3\(255\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2008)20:3(255)).
- A. Bentur y S. Mindess. *Fibre Reinforced Cementitious Composites*. Taylor & Francis, 2007. ISBN 978-0-415-25048-1.
- H. Berger, S. Kari, U. Gabbert, R. Rodriguez Ramos, J. Bravo Castellero, y R. Guinovart Díaz. Evaluation of effective material properties of randomly distributed short cylindrical fiber composites using a numerical homogenization technique. *Journal of Mechanics of Materials and Structures*, 2(8):1461–1570, 2007. doi:<http://dx.doi.org/10.2140/jomms.2007.2.1561>.
- P. Bhargava, U. Sharma, y S. Kaushik. Compressive stress-strain behavior of small scale steel fibre reinforced high strength concrete cylinders. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 4(1):109–121, 2006. doi:<http://dx.doi.org/10.3151/jact.4.109>.
- A. Blanco, P. Pujadas, A. De la Fuente, S. Cavalaro, y A. Aguado. Assessment of the fibre orientation factor in sfrc slabs. *Composites Part B: Engineering*, 68(343-354), 2015. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.09.001>.
- J. Bolander. Numerical modeling of fiber-reinforced cement composites: linking material scales. En *Sixth RILEM symposium on fibre reinforced concrete (FRC) BEFIB 2004*, págs. 45–60. 2004.

-
- J. Bolander, S. Choi, y S. Dudduruki. Fracture of fiber-reinforced cement composites: effects of fiber distribution. *International Journal of Fracture*, 154:73–86, 2008. doi:<https://doi.org/10.1007/s10704-008-9269-4>.
- M. Bonzel y M. Schmidt. Distribution and orientation of steel fibres in concrete and their influence on the quality of steel fibre concrete. *Beton Dusseldorf*, 34(11):463–470, 1984.
- A.C. Bordelon y J.R. Roesler. Spatial distribution of synthetic fibers in concrete with x-ray computed tomography. *Cement and Concrete Composites*, 53:35–43, 2014. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.04.007>.
- B. Boulekbache, M. Hamrat, M. Chemrouk, y S. Amziane. Flowability of fibre-reinforced concrete and its effect on the mechanical properties of the material. *Construction and Building Materials*, 24(9):1664–1671, 2010. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.02.025>.
- A.M. Brandt. Fibre reinforced cement-based (frc) composites after over 40 years of development in building and civil engineering. *Composites Structures*, 86:3–9, 2008. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2008.03.006>.
- British and European Standard Specifications. *BS EN 12620 Aggregates for concrete*, 2002.
- N. Buratti, C. Mazzotti, y M. Savoia. Post-cracking behaviour of steel and macrosynthetic fibre-reinforced concretes. *Construction and Building Materials*, 34:243–248, 2011. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.12.022>.
- A. Caicedo Silva. *Modelación numérica con elementos finitos del concreto reforzado con fibras cortas mediante un modelo constitutivo de daño-plasticidad*. Proyecto Fin de Carrera, Universidad Nacional de Colombia, 2010.
- G. Campione y M.L. Mangiavillano. Fibrous reinforced concrete beams in flexure: Experimental investigation, analytical modelling and design considerations. *Engineering Structures*, 30:2970–2980, 2008. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.04.019>.
- G. Camps, A. Turatsinze, A. Sellier, G. Escadeillas, y X. Bourbon. Steel-fiber-reinforcement and hydration coupled effects on concrete tensile behavior. *Engineering Fracture Mechanics*, 75:5207–5216, 2008. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2008.08.008>.

- F. Caner, Z. Bazant, y R. Wendner. Microplane model m7f for fiber reinforced concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 105:41–57, 2013. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2013.03.029>.
- D. Cardoso, G. Pereira, J. Holtz Filho, F. Silva, y E. Pereira. Flexural behavior of under-reinforced steel fiber concrete (r/sfrc) beams. En *4th Brazilian Conference on Composite Materials*. 2018.
- D. Carreira y K. Chu. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. *ACI Journal*, 82(6):797–804, 1985. doi:<https://doi.org/10.14359/10390>.
- J. Carrillo, G. Gonzalez, y W. Aperador. Correlaciones entre las propiedades mecánicas del concreto reforzado con fibras de acero. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, 14(3):435–440, 2013. doi:[http://dx.doi.org/10.1016/S1405-7743\(13\)72256-X](http://dx.doi.org/10.1016/S1405-7743(13)72256-X).
- P. Casanova, P. Rossi, y I. Schaller. Can steel fibers replace transverse reinforcement in reinforced concrete beams? *ACI Materials Journal*, 94(5):341–354, 1997. doi:<http://dx.doi.org/10.14359/9874>.
- S. Cavalaro, R. Lopez, y J. Torrents. Improved assessment of fibre content and orientation with inductive method in sfrc. *Materials and Structures*, 48:1859–1873, 2014. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-014-0279-6>.
- S. Cavalaro, J. Torrents, y A. Aguado. Assessment of fibre content and 3d profile in cylindrical sfrc specimens. *Materials and Structures*, 47:577–595, 2015. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-014-0521-2>.
- A. Caverzan, E. Cadoni, y M. di Prisco. Tensile behaviour of high performance fibre-reinforced cementitious composites at high strain rates. *International Journal of Impact Engineering*, 45:28–38, 2012. doi:<https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2012.01.006>.
- C.E. Chalioris y C.G. Karayannis. Effectiveness of the use of steel fibres on the torsional behaviour of flanged concrete beams. *Cement I& Concrete Composites*, 31(5):331–341, 2009. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.02.007>.
- G. Chanvillard. Modeling the pullout of wire-drawn steel fibers. *Cement and Concrete Research*, 29(7):1027–1037, 1999. doi:[https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(99\)00081-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00081-2).
- K. K. Chawla. *Composite Materials. Science and Engineering*. Springer-Verlag, 1987. ISBN 978-0-387-74365-3.

-
- C. Chen, Q. Zhang, L. Keer, Y. Yao, y Y. Huang. The multi-factor effect of tensile strength of concrete in numerical simulation based on the monte carlo random aggregate distribution. *Construction and Building Materials*, 165:585–595, 2018. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.01.056>.
- L. Chen, B. Gu, y J. Zhou. Development of the rsa method for random short fiber reinforced elastomer composites with large fiber aspect ratios. *Materials Research Express*, 6(6), 2019. doi:<http://dx.doi.org/10.1088/2053-1591/ab1041>.
- Y. Chen Ou, M. Sen Tsai, K. Yen Liu, y K. Chun Chang. Compressive behavior of steel-fiber-reinforced concrete with a high reinforcing index. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(2):207–215, 2012. doi:[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000372](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000372).
- B. Chiaia, A. P. Fantilli, y P Vallini. Combining fiber-reinforced concrete with traditional reinforcement in tunnel linings. *Engineering Structures*, 31(7):1600–1606, 2009. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.037>.
- K.K. Choi, H.G. Park, y J. Wight. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without web reinforcement. *ACI Structural Journal*, 104(1):12–22, 2007. doi:<https://doi.org/10.14359/18428>.
- A. Conforti, R. Zerbino, y G. Plizzari. Influence of steel, glass and polymer fibers on the cracking behavior of reinforced concrete beams under flexure. *Structural Concrete*, págs. 1–11, 2018. doi:<https://doi.org/10.1002/suco.201800079>.
- E. Cuenca, A. Conforti, F. Minelli, G. Plizaari, J.N. Gregori, y P. Serna. A material-performance-based database for frc and rc elements under shear loading. *Materials and Structures*, 51(11), 2018. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-017-1130-7>.
- V. Cunha, J. Barros, y J. Sena-Cruz. Pullout behavior of steel fibers in self-compacting concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22:1–9, 2010. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000001](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000001).
- V.C.M.F. Cunha, J.A.O. Barros, y J.M. Sena-Cruz. An integrated approach for modelling the tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete. *Cement and Concrete Research*, 41(1):64–76, 2011. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.09.007>.
- D. de Figueiredo, A. de la Fuente, A. De Cea, C. Borrell, y P. Chama Neto. Steel fiber reinforced concrete pipes. part 1: technological analysis of the mechanical behaviour. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 1(5):1–11, 2012. doi:<http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952012000100002>.

- A. De la Fuente, A. Aguado, y C. Molins. Diseño óptimo integral de tubos de hormigón. *Hormigón y Acero*, 62(260):77–91, 2011a.
- A. De la Fuente, R.C. Escariz, A.D. de Figueiredo, C. Molins, y A. Aguado. A new design method for steel fibre reinforced concrete pipes. *Construction and Building Materials*, 30:547–555, 2012. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.015>.
- A. De la Fuente, A. Figueiredo, y A. Aguado. Substituting the traditional reinforcement in concrete pipes by using structural fibres, 2014. <https://www.researchgate.net/publication/270159547>.
- A. De la Fuente, A. Figueiredo, A. Aguado, C. Molins, y P.J. Chama Neto. Experimentation and numerical simulation of steel fibre reinforced concrete pipes. *Materiales de Construcción*, 61(302):275–288, 2011b. doi:<https://doi.org/10.3989/mc.2010.62810>.
- R. Deeb, B.L. Karihaloo, y S. Kulasegaram. Reorientation of short steel fibres during the flow of self-compacting concrete mix and determination of the fibre orientation factor. *Cement and Concrete Research*, 56:112–120, 2014. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.10.002>.
- C. Demakos, C. Repapis, y D. Drivas. Experimental investigation of shear strength for steel fibre reinforced concrete beams. *The Open Construction & Building Technology Journal*, 15:81–92, 2021. doi:[10.2174/1874836802115010081](https://doi.org/10.2174/1874836802115010081).
- H.B. Dhonde, Y.L. Mo, T.T.C. Hsu, y J. Vogel. Fresh and hardened properties of self-consolidating fiber-reinforced concrete. *ACI*, 104(5):491–500, 2007. doi:<https://doi.org/10.14359/18905>.
- M. Di Prisco, G. Plizzari, y L. Vandewalle. Fibre reinforced concrete: new design perspectives. *Materials and Structures*, 42(9):1261–1281, 2009. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-009-9529-4>.
- M. Di Prisco, G.A. Plizzari, y L. Vandewalle. Shear and punching shear in rc and frc element. *FIB Bulletin* 57, 2010.
- Y. Ding, Z. You, y S. Jalali. The composite effect of steel fibres and stirrups on the shear behaviour of beams using self-consolidating concrete. *Engineering Structures*, 33:107–117, 2011. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.09.023>.
- H.H. Dinh, G.J. Parra-Montesinos, y J. Wight. Shear behaviour of steel fibre-reinforced concrete beams without stirrup reinforcement. *ACI Structural Journal*, 107:597–606, 2010. doi:<https://doi.org/10.14359/51663913>.

-
- D.C. Drucker y W. Prager. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, 10(2):157–165, 1952. doi:<https://doi.org/10.1090/QAM/48291>.
- N. Dsouza, N. Patil, y R. Swamy. Strength and durability aspects of steel fibre reinforced concrete. *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*, 9(7):948–957, 2018.
- D. Dupont. *Modelling and Experimental Validation of The Constitutive Law ($\sigma - \epsilon$) and Cracking Behaviour Of Steel Fibre Reinforced Concrete*. Tesis Doctoral, KU Leuven, 2003a.
- D. Dupont. *The use of steel fibres as reinforcement in structural concrete*. Tesis Doctoral, Catholic University of Leuven, 2003b.
- D. Dupont y L. Vandewalle. Distribution of steel fibres in rectangle sections. *Cement and Concrete Composites*, 27:391–398, 2005. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.03.005>.
- H. Dwarakanath y T. Nagaraj. Comparative study of predictions of flexural strength of steel fiber concrete. *ACI Structural Journal*, 88(6):714–720, 1991.
- N. Ércoli, M. Villareal, y L. Pico. Factibilidad técnica y evaluación estructural de tubos prefabricados de hormigón reforzado con fibras de acero. En *23 Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*. 2014.
- O. Eren y K. Marar. Effects of limestone crusher dust and steel fibers on concrete. *Construction and Building Materials*, 23(2):981–988, 2009. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.05.014>.
- A. Ezeldin. Optimum design of reinforced fiber concrete subjected to bending and geometrical constraints. *Computers and Structures*, 41(5):1095–1100, 1990. doi:[https://doi.org/10.1016/0045-7949\(91\)90304-5](https://doi.org/10.1016/0045-7949(91)90304-5).
- A. Ezeldin y P. Balaguru. Normal and high strength fiber reinforced concrete under compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 4(4):415–427, 1992. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1992\)4:4\(415\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1992)4:4(415)).
- M. Faifer, R. Ottoboni, S. Toscani, y L. Ferrara. Nondestructive testing of steel-fiber reinforced concrete using a magnetic approach. *IEEE Transactions on Instrumentation and Measurement*, 2006(28):509–519, 2011. doi:<http://dx.doi.org/10.1109/TIM.2010.2090059>.

- A. P. Fantilli y P. Vallini. A cohesive interface model for the pullout of inclined steel fibers in cementitious matrixes. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 5(5):247–258, 2007. doi:<http://dx.doi.org/10.3151/jact.5.247>.
- H. Fataar, R. Combrinck, y W. Boshoff. An experimental study on the fatigue failure of steel fibre reinforced concrete at a single fibre level. *Construction and Building Materials*, 299, 2021. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123869>.
- N.I. Fattuhi y B.P. Hughes. The workability of steel-fibre-reinforced concrete. *Magazine of Concrete Research*, 28(96):157–161, 1976. doi:<https://doi.org/10.1680/mac.1976.28.96.157>.
- Federation International du beton. *FIB Model Code 2010*, 2010.
- L. Ferrara, M. Faifer, y S. Toscani. A magnetic method for non destructive monitoring of fiber dispersion and orientation in steel fiber reinforced cementitious composites. part 1: method calibration. *Materials and Structures*, 45:575–589, 2012. doi:<http://dx.doi.org/10.1617/s11527-011-9793-y>.
- L. Ferrara y A. Meda. Relationships between fibre distribution, workability and the mechanical properties of sfrc applied to precast roof elements. *Materials and Structures*, 39(4):411–420, 2006. doi:<http://dx.doi.org/10.1617/s11527-005-9017-4>.
- L. Ferrara, Y. Park, y S. Shah. Correlation among fresh state behavior, fiber dispersion, and toughness properties of sfrcs. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(7):493–501, 2008. doi:[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2008\)20:7\(493\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2008)20:7(493)).
- A. Figueiredo y M. Ceccato. Workability analysis of steel fiber reinforced concrete using slump and ve-be test. *Materials Research*, 18(6):1284–1290, 2015. doi:<http://dx.doi.org/10.1590/1516-1439.022915>.
- A Figueiredo, A. De la Fuente, A. Aguado, C. Molins, y P. Chama Neto. Evaluation of the test method for crushing strength of steel fibre reinforced concrete pipes. En *7th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete*. 2008.
- A.S. Genikomsou y M.A. Polak. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in abaqus. *Engineering Structures*, 98:38–48, 2015. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.04.016>.
- A.N. Gent. On the relation between indentation hardness and young's modulus. *Rubber Chemistry and Technology*, 31:896–906, 1958. doi:<https://doi.org/10.5254/1.3542351>.

-
- R. Gettu, D.R. Gardner, H. Saldivar, y B.E. Barragán. Study of the distribution and orientation of fibers in sfrc specimens. *Materials and Structures*, 38(1):31–37, 2005. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.09.005>.
- F.A. Gonzalez y V. Rougier. Capacidad de carga en tubos de hormigón reforzado con fibras híbridas. evaluación experimental y teórica. En *26 Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*. 2021.
- J.V. González-Aviña, C.A. Juárez-Alvarado, B.T. Terán-Torres, J.M. Mendoza-Rangel, A. Durán-Herrera, y J.A. Rodríguez-Rodríguez. Influence of fibers distribution on direct shear and flexural behavior of synthetic fiber-reinforced self-compacting concrete. *Construction and Building Material*, 38:31–37, 2022. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127255>.
- N. Gouveia, N. Fernandes, D. Faria, A. Ramos, y V. Lucio. Sfrc flat slabs punching behaviour experimental research. *Composites: Part B*, 63:161–171, 2014. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.04.005>.
- S. Grunewald, F. Laranjeira, J. Walraven, A. Aguado, y C Molins. Improved tensile performance with fiber reinforced self-compacting concrete. *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, 6:51–58, 2012. doi:https://doi.org/10.1007/978-94-007-2436-5_7.
- R. Guo. Performance of steel fiber reinforced concrete (sfrc) and its application in civil engineering. *Advanced Materials Research*, 788:550–553, 2013. doi:<https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.788.550>.
- L. Guodong, Y. Jiangjiang, C. Peng, y R. Zhengyi. Experimental and numerical investigation on i-ii mixed-mode fracture of concrete based on the monte carlo random aggregate distribution. *Construction and Building Materials*, 191:523–534, 2018. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.09.195>.
- H. Hacene, B. Ghofrane, y D. Gerard. Flexural fatigue performance of metal steel fibre reinforced mortar. influence of fibre aspect ratio and type. *Construction and Building Materials*, 58:166–170, 2014. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.02.016>.
- M. Hafezolghorami, F. Hejazi, R. Vaghei, y M.S. Bin Jaafar. Simplified damage plasticity model for concrete. *Structural Engineering International*, 1:68–78, 2017. doi:<https://doi.org/10.2749/101686616X1081>.
- T. Haktanir, K. Ari, F. Altun, y O. Karahan. A comparative experimental investigation of concrete, reinforced-concrete and steel-fibre concrete pipes under three-edge-

- bearing test. *Construction and Building Materials.*, 21(8):1702–1708, 2007. doi:
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.05.031>.
- G.T. Halvorsen, C.E. Kesler, A.R. Robinson, y J.A. Stout. Durability and physical properties of steel fiber reinforced concrete. Inf. téc., Department of Transportation, Federal Railway Administration, 1976.
- R. Hameed, A. Sellier, A. Turatsinze, y F. Duprat. Metallic fiber-reinforced concrete behaviour: experiments and constitutive law for finite element modelling. *Engineering Fracture Mechanics*, 103:124–131, 2013. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2012.11.022>.
- D.J. Hannant. *Fibre cements and fibre concretes*. John Wiley & Sons, 1979. ISBN 978-0471996200.
- M. Hassoun y K. Sahebjam. Plastic hinge in two-span reinforced concrete beams containing steel fibers. En *Canadian Society for Civil Engineering, Montreal*. 1985.
- H Herrmann y E. Pastorelli. Methods for fibre orientation analysis of x-ray tomography images of steel fibre reinforced concrete (sfrc). *Journal of Materials Science*, 51:3772–3783, 2016. doi:<https://doi.org/10.1007/s10853-015-9695-4>.
- L. Hinrichsen, J. Feder, y T. Ossang. Geometry of random sequential adsorption. *Journal of Statistical Physics*, 44(5):793–827, 1986. doi:<http://dx.doi.org/10.1007/BF01011908>.
- M. Imam, Vandewalle L., Mortelmans F., y V.D. Gemert. Shear domain of fibre-reinforced high-strength concrete beams. *Engineering Structures*, 19:738–747, 1997. doi:[https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(96\)00150-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(96)00150-2).
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. *Norma IRAM 11503. Caños de Hormigón armado no pretensado destinados a la conducción de líquidos sin presión*, 1986a.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. *Norma IRAM 11513. Caños y piezas de mortero de cemento portland y de hormigón simple, destinados a obras de desague pluvial y cloacal.*, 1986b.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. *Norma IRAM 1524. Hormigón de cemento. Preparación y curado en obra de probetas para ensayos de compresión y de tracción por compresión diametral.*, 1986c.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. *Norma IRAM 1546. Hormigón de cemento portland. Método de ensayo de compresión*, 1992a.

-
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. *Norma IRAM 1553. Hormigón de cemento portland. Preparación de las bases de probetas cilíndricas y testigos cilíndricos, para ensayo de compresión.*, 1992b.
- S. Iqbal, I. Ali, S. Room, S. Khan, y A. Ali. Enhanced mechanical properties of fiber reinforced concrete using closed steel fibers. *Materials and Structures*, 52(3):56–66, 2019. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-019-1357-6>.
- T. Jankowiak. *Failure criteria for concrete under quasi-static and dynamic loadings*. Tesis Doctoral, University of Technology Publishers, 2011.
- T. Jankowiak y T. Lodygowsky. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Foundations of Civil and Environmental Engineering*, 6:53–69, 2005.
- Japan Concrete Institute. *JCI Standards for Test Methods of Fiber Reinforced Concrete*, 1983.
- A. Jhatial, S. Sohu, N. Bhatti, M. Lakhari, y R. Oad. Effect of steel fibres on the compressive and flexural strength of concrete. *International Journal of Advances in Applied Sciences*, 5:16–21, 2018. doi:<http://dx.doi.org/10.21833/ijaas.2018.10.003>.
- C. Johnston y R. Zemp. Flexural fatigue performance of steel fiber reinforced concrete. influence of fiber content, aspect ratio and type. *ACI Materials Journal*, 88:374–383, 1991. doi:<https://doi.org/10.14359/1875>.
- C.D. Johnston. Steel fiber reinforced mortar and concrete: a review of mechanical properties. *Special Publication*, 44:127–142, 1974.
- P. Jones. *FLEXURAL MODELLING OF STEEL FIBRE REINFORCED SPRAYED CONCRETE*. Tesis Doctoral, Loughborough University, 1998.
- Z. Jun y H. Stang. Fatigue performance in flexure of fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 95:58–67, 1998. doi:<https://doi.org/10.14359/351>.
- J. Kang, K. Kim, Y. Lim, y J. Bolander. Modeling of fiber-reinforced cement composites: discrete representation of fiber pullout. *International Journal of Solids and Structures*, 51(10):1970–1979, 2014. doi:<https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2014.02.006>.
- S. Kang y J. Kim. Investigation on the flexural behavior of uhpc considering the effect of fiber orientation distribution. *Construction and Building Materials*, 28(1):57–65, 2011a. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.07.003>.

- S. Kang y J. Kim. The relation between fiber orientation and tensile behavior in an ultra high performance fiber reinforced cementitious composites (uhpfrc). *Cement and Concrete Composites*, 41:1001–1014, 2011b. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.05.009>.
- T. Kanit, Forest. S., I. Galliet, V. Mounoury, y D. Jeulin. Determination of the size of the representative volume element for random composites: statistical and numerical approach. *International Journal of Solids and Structures*, 40(13):3647–3679, 2003. doi:[https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(03\)00143-4](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(03)00143-4).
- Y.S. Karinsrki, A.N. Dancygier, y Z. Navon. Experimental verification for a probabilistic model of fibers distribution along a reinforced concrete bar. *Materials and Structures*, 50:119–129, 2017. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-016-0987-1>.
- J. Katzer. Steel fibers and steel fiber reinforced concrete in civil engineering. *The Pacific Journal of Science and Technology*, 7(1):53–58, 2006.
- M.T. Kazemi, F. Fazileh, y M.A. Ebrahimezhad. Cohesive crack model and fracture energy of steel-fiber-reinforced-concrete notched cylindrical specimens. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19:884–890, 2007. doi:[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19:10\(884\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:10(884)).
- S. Khan, L. Qing, I. Ahmad, R. Mu, y B. Mengdi. Investigation on fracture behavior of cementitious composites reinforced with aligned hooked end steel fibers. *Materials*, 15(542):1–16, 2022. doi:<http://dx.doi.org/10.3390/ma15020542>.
- M. Kholmyansky. Mechanical resistance of steel fiber reinforced concrete to axial load. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14(3):311–319, 2002. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2002\)14:4\(311\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2002)14:4(311)).
- J.J. Kim y D.Y. Yoo. Effects of fiber shape and distance on the pullout behavior of steel fibers embedded in ultra-high-performance concrete. *Cement and Concrete Composites*, 103:213–223, 2019. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.05.006>.
- J.J. Kim y D.Y. Yoo. Spacing and bundling effects on rate dependent pullout behavior of various steel fibers embedded in ultra high performance concrete. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 2(20), 2020. doi:<https://doi.org/10.1007/s43452-020-00048-8>.
- D Kiranbala y S. Bishwotrij. Effects of steel fibres in reinforced concrete. *International Journal of Engineering Research & Technology*, 2(10):2906–2913, 2013.

-
- P. Kmiecik y M. Kaminski. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of civil and mechanical engineering*, 11(3):623–636, 2011. doi:[https://doi.org/10.1016/S1644-9665\(12\)60105-8](https://doi.org/10.1016/S1644-9665(12)60105-8).
- J. Kobaka. A statistical model of fibre distribution in a steel fibre reinforced concrete. *Materials*, 14:7297–7307, 2021. doi:<http://dx.doi.org/10.3390/ma14237297>.
- F. Koksals, Y. Sahin, O. Gencel, y I. Yigit. Fracture energy-based optimisation of steel fibre reinforced concretes. *Engineering Fracture Mechanics*, 107:29–37, 2013. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2013.04.018>.
- M. Krause, J. Hausherr, y B. Burgeth. Determination of the fibre orientation in composites using the structure tensor and local x-ray transform. *Journal of Materials Science*, 45(4):888–896, 2015. doi:<http://dx.doi.org/10.1007/s10853-009-4016-4>.
- H.W. Kuhn y A.W. Tucker. Nonlinear programming. En University of California Press, ed., *Proceedings of the 2nd Berkeley Symposium on Mathematics, Statistics and Probability*, tomo 2, págs. 481–492. 1951. doi:https://doi.org/10.1007/978-3-0348-0439-4_11.
- F. Laranjeira. *Design oriented constitutive model for steel fiber reinforced concrete*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña,, 2010.
- F. Laranjeira, A. Aguado, C. Molins, S. Grunewald, J. Walraven, y S. Cavalaro. Framework to predict the orientation of fiber in frc: a novel philosophy. *Cement and Concrete Research*, 42(6):752–768, 2012. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2012.02.013>.
- F. Laranjeira, S. Grunewald, J. Walraven, C. Blom, C. Molins, y A. Aguado. Characterization of the orientation profile of steel fiber reinforced concrete. *Materials and Structures*, 44(6):1093–1111, 2011. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-010-9686-5>.
- F. Laranjeira, C. Molins, y A. Aguado. Predicting the pullout response of inclined hooked steel fibers. *Cement and Concrete Research*, 40:1471–1487, 2010. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.05.005>.
- C. Lau, A. Chegenizadeh, y T. Htut. Performance of the steel fibre reinforced rigid concrete pavement in fatigue. *Buildings*, 10(10), 2020. doi:<https://doi.org/10.3390/buildings10100186>.

- G.R. Lay y R.W. Brachman. Full-scale physical testing of a buried reinforced concrete pipe under axle load. *Canadian Geotechnical Journal*, 51:394–408, 2013. doi: <http://dx.doi.org/10.1139/cgj-2012-0256>.
- G. Lee y S. Foster. Modelling of shear-fracture of fibre reinforced concrete. En *Proceedings of International fib Symposium, Taylor Made Concrete Structures*. 2008.
- H. Lee, S. Lee, y J. Youn. Characterization of fiber orientation in short fiber reinforced composites with an image processing technique. *Materials Research Innovations*, 6:65–72, 2002. doi:<https://doi.org/10.1007/s10019-002-0180-8>.
- J. Lee y M. Lopez. An experimental study on fracture energy of plain concrete. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 8(2):129–139, 2014. doi:<https://doi.org/10.1007/s40069-014-0068-1>.
- S.C. Lee, J.Y. Cho, y F. Vecchio. Diverse embedment model for steel fiber reinforced concrete in tension: Model development. *Materials Journal*, 108(5):516–525, 2011. doi:<https://doi.org/10.14359/51683262>.
- S.C. Lee, J.Y. Cho, y F. Vecchio. Simplified diverse embedment model for steel fiber - reinforced concrete elements in tension. *Materials Journal*, 110(4):403–412, 2013. doi:<https://doi.org/10.14359/51685787>.
- C.K.Y Leung y Y.P. Geng. Micromechanical modeling of softening behavior in steel fiber reinforced cementitious composites. *International Journal of Solids and Structures*, 35:4205–4222, 1998. doi:[https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(97\)00310-7](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(97)00310-7).
- B. Li, L. Xu, Y. Chi, B. Huang, y C Li. Experimental investigation on the stress-strain behavior of steel fiber reinforced concrete subjected to uniaxial cyclic compression. *Construction and Building Materials*, 140:109–118, 2017. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.094>.
- V.C. Li, Wang. Y., y S. Backers. Short random fiber reinforced brittle matrix composites. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 39(5):607–625, 1991. doi: [https://doi.org/10.1016/0022-5096\(91\)90043-N](https://doi.org/10.1016/0022-5096(91)90043-N).
- L. Liao, S. Cavalaro, A. de la Fuente, y A. Aguado. Complementary use of inductive test and bending test for the characterization of sfrc. *Applied Mechanics and Materials*, 580-583:2213–2219, 2014. doi:<http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.580-583.2213>.

-
- D.H Lim y B.H. Oh. Experimental and theoretical investigation on the shear of steel fibre reinforced concrete beams. *Engineering Structures*, 21(10):937–944, 1999. doi:[https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(98\)00049-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(98)00049-2).
- Z. Lin y V. Li. Crack bridging in fiber reinforced cementitious composites with slip-hardening interfaces. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 45(5):763–787, 1991. doi:[https://doi.org/10.1016/S0022-5096\(96\)00095-6](https://doi.org/10.1016/S0022-5096(96)00095-6).
- H. Liu, T. Xiang, y R. Zhao. Research on non-linear structural behaviors of prestressed concrete beams made of high strength and steel fiber reinforced concretes. *Construction and Building Materials*, 23:85–95, 2009. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.01.016>.
- J. Liu, C. Li, y J. Liu. Characterization of fiber distribution in steel fiber reinforced cementitious composites with low water-binder ratio. *Indian Journal of Engineering and Materials Sciences*, 18:449–457, 2011.
- J. Liu y W. Sun. Assessment of fiber distribution in steel fiber mortar using image analysis. *Journal of Wuhan University of Technology-Mater*, 2012:166–171, 2012. doi:<https://doi.org/10.1007/s11595-012-0429-z>.
- I. Lofgren. *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*. Tesis Doctoral, Chalmers University of Technology, 2005.
- T. Lok y J. Pei. Flexural behavior of steel fiber reinforced concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 10(2):88–97, 1998. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1998\)10:2\(86\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1998)10:2(86)).
- T.S. Lok y J.R. Xiao. Flexural strength assessment of steel fiber reinforced concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 11:188–196, 1999. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1999\)11:3\(188\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1999)11:3(188)).
- N. Lovata y B. Morrill. Dynamic tension fatigue of fibrous concrete composites. *ACI Symposium Publication*, 94:273–286, 1994. doi:<https://doi.org/10.14359/1194>.
- J. J. Lubliner, S. Oller, y E. Oñate. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 25(3):299–326, 1989. doi:[https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4).
- B. Luccioni, S. Oller, y R. Danesi. Coupled plastic damage model. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 129:91–89, 1996. doi:[https://doi.org/10.1016/0045-7825\(95\)00887-X](https://doi.org/10.1016/0045-7825(95)00887-X).

- B. Luccioni y V. Rougier. A plastic damage approach for confined concrete. *Computers and Structures*, 83:2238–2256, 2005. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2005.03.014>.
- B. Luccioni, G. Ruano, F. Isla, R. Zerbino, y G. Giaccio. A simple approach to model sfrc. *Construction and Building Materials*, 37:111–124, 2012. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.07.027>.
- C. MacDonald y J. Trangsrud. Steel fiber product introduction through precastreinforced concrete pipe. *ACI Special Publication*, 222:185–189, 2004. doi:<https://doi.org/10.14359/13313>.
- B.R. Maidl. *Steel Fibre Reinforced Concrete*. Ernst & Sohn., 1995. ISBN 978-3433012888.
- P. Mangat y K. Gurusamy. Permissible crack widths in steel fibre reinforced marine concrete. *Materials and Structures*, 20:338–347, 1987. doi:<https://doi.org/10.1007/BF02472580>.
- P. Mangat y K. Gurusamy. Corrosion resistance of steel fibres in concrete under marine exposure. *Cement and Concrete Composites*, 18(1):44–54, 1988. doi:[https://doi.org/10.1016/0008-8846\(88\)90120-2](https://doi.org/10.1016/0008-8846(88)90120-2).
- I. Markovich, J. van Mier, y J. Walraven. Single fiber pullout from hybrid fiber reinforced concrete. *Microlab/Concrete Structures, Delft University of Technology*, 46(3):191–200, 2001.
- P.C. Marmol Salazar. *Hormigones con Fibras de Acero Características Mecánicas*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, 2010.
- L. Martinie y N. Roussel. Simple tools for fiber orientation prediction in industrial practice. *Cement and Concrete Research*, 41(10):993–1000, 2011. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.05.008>.
- B. Massicote y P.H. Bischoff. Fibre reinforced concrete: a structural perspective. En *Fifth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC) BEFIB 2000*. 2000.
- B. Massicote y N. Degrange, G. nad Dzeletovic. Mix design for sfrc bridge deck construction. En *Fifth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC) BEFIB'2000*. 2000.
- S. Mebarkia y C. Vipulanandan. Compressive behavior of glass-fiber reinforced concrete polymer concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 4(1):91–105, 1992. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1992\)4:1\(91\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1992)4:1(91)).

-
- A. Meda, F. Minelli, y G. Plizzari. Flexural behaviour of rc beams in fibre reinforced concrete. *Composites: Part B*, 43:2930–2937, 2012. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2012.06.003>.
- Y. Meng, H. Chengkui, y W. Jizhong. Characteristics of stress-strain curve of high strength steel fiber reinforced concrete under uniaxial tension. *Journal of Wuhan University of Technology-Material Science*, 21(3):132–137, 2006. doi:<https://doi.org/10.1007/BF02840902>.
- A. Meskenas, V. Gribniak, G. Kaklauskas, A. Arnautov, y A. Rimkus. Simplified technique for constitutive analysis of sfrc. *Journal of Civil Engineering and Management*, 20(3):446–453, 2014. doi:<https://doi.org/10.3846/13923730.2014.909882>.
- I.M. Meththananda, S. Parker, M.P. Patel, y M. Braden. The relationship between shore hardness of elastomeric dental materials and young's modulus. *Dental Materials*, 25:956–959, 2009. doi:<https://doi.org/10.1016/j.dental.2009.02.001>.
- A. Meza de Luna, J. Ortiz Lozano, L. Peralta Jaime, J. Pacheco Martinez, J. Soto Bernal, S. Rangel Martinez, R. Padilla Cenicerros, y J. Alvarado Flores. Experimental mechanical characterization of steel and polypropylene fiber reinforced concrete. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería. Universidad del Zulia.*, 37(2):1–10, 2014. doi:<http://dx.doi.org/10.13140/2.1.4378.4966>.
- J. Michels, R. Christen, y D. Waldmann. Experimental and numerical investigation on post cracking behaviour of steel fiber reinforced concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 98:326–349, 2013. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2012.11.004>.
- J. Michels, D. Waldmann, S. Maas, y A. Zurbes. Steel fibers as only reinforcement for flat slab construction experimental investigation and design. *Construction and Building Materials*, 26(1):145–155, 2012. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.06.004>.
- I. Mihai, A. Jefferson, y P. Lyons. A plastic-damage constitutive model for the finite element analysis of fibre reinforced concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 159:35–62, 2016. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2015.12.035>.
- A. Mikhalova. *Non-linear Finite Element-based Material Constitutive Law For Zero Slump Steel Fiber Reinforced Concrete Pipe Structures*. Tesis Doctoral, University of Texas, 2013.
- F. Minelli, A. Conforti, E. Cuenca, y G. Plizzari. Are steel fibres able to mitigate or eliminate size effect in shear? *Materials and Structures*, 47(3):459–473, 2014. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-013-0072-y>.

- A. Mittelman y I. Roman. Tensile properties of real unidirectional kevlar/epoxy composites. *Composites*, 21(1):63–69, 1990. doi:[https://doi.org/10.1016/0010-4361\(90\)90099-I](https://doi.org/10.1016/0010-4361(90)90099-I).
- N. Mohamed y M. Nehdi. Rational finite element assisted design of precast steel fibre reinforced concrete pipes. *Engineering Structures*, 124:196–206, 2016. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.014>.
- N. Mohamed, A. Soliman, y M. Nehdi. Full-scale pipes using dry-cast steel fibre-reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 72:411–422, 2014. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.025>.
- N. Mohamed, A. Soliman, y M. Nehdi. Mechanical performance of full-scale precast steel fibre-reinforced concrete pipes. *Engineering Structures*, 72:411–422, 2015. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.11.033>.
- Y. Mohammadi, S. Singh, y S. Kaushik. Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibres in fresh and hardened state. *Construction and Building Materials*, 22(5):956–965, 2008. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.12.004>.
- M. Molina, S. Oller, A.H. Barbat, y X. Martinez. Estudio de estructuras de hormigón reforzadas mediante la teoría de mezclas serie/paralelo. *Revista Internacional de Ingeniería en Estructuras*, 13-14:29–54, 2009.
- M. Moradi, A. Bagherieh, y M. Esfahami. Constitutive modeling of steel fiber-reinforced concrete. *International Journal of Damage Mechanics*, 29(3):1–26, 2019. doi:<https://doi.org/10.1177/1056789519851159>.
- E. Moreno Almansa y M. Fernandez Canovas. Dosificación de hormigón reforzado con fibras de acero. *Materiales de Construcción*, 47(247):11–26, 1997. doi:<https://doi.org/10.3989/MC.1997.V47.I247-248.492>.
- A.D. Morris y G.G. Garrett. A comparative study of the static and fatigue behaviour of plain and steel fibre reinforced mortar in compression and direct tension. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 11(4):73–91, 1989. doi:[https://doi.org/10.1016/0262-5075\(81\)90002-6](https://doi.org/10.1016/0262-5075(81)90002-6).
- P.H. Mott, J.R. Dorgan, y C.M. Roland. The bulk modulus and poisson's ratio of incompressible materials. *Journal of Sound and Vibration*, 312(4-5):572–575, 2008. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jsv.2008.01.026>.
- A. Naaman. Fiber reinforcement for concrete. *Concrete International: Design and Construction*, 7(3):21–25, 1985.

-
- A. Naaman, G. Namur, J. Alwan, y H. Najm. Fiber pullout and bond slip. i: Analytical study. *Journal of Structural Engineering*, 117:2769–2790, 1991. doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:9\(2769\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:9(2769)).
- A.E. Naaman. Fiber reinforcements for concrete: looking back, looking ahead. En *Fifth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC) BEFIB'2000*. 2000.
- M. Nataraja, N. Dhang, y A. Gupta. Stress strain curve for steel-fiber reinforced concrete under compression. *Cement and Concrete Composites*, 21:383–390, 1999. doi:[https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(99\)00021-9](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(99)00021-9).
- M. Nehdi, N. Mohamed, y A. Soliman. Investigation of buried full-scale sfrc pipes under live loads. *Construction and Building Materials*, 102:733–742, 2016. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.203>.
- T. Ng, T. Htut, y S. Foster. Fracture of steel fibre-reinforced concrete - the unified variable engagement model. Inf. téc., School of Civil & Environmental Engineering, The University of New South Wales,, 2012.
- G. Nguyen. *A Thermodynamic Approach to Constitutive Modelling of Concrete using DamageMechanics and Plasticity Theory*. Tesis Doctoral, University of Oxford, 2005.
- I Nikbin, S. Rahimi, y H. Allahyari. A new empirical formula for prediction of fracture energy of concrete based on the artificial neural network. *Engineering Fracture Mechanics*, 186:466–482, 2017. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.11.010>.
- J. Odelberg. Producing and promoting of swedish steel fibers to the market. En *Steel Fiber Concrete US-Sweden Joint Seminar*. 1985.
- J. Oliver, D. Mora, A. Husepe, y R. Weyler. A micromorphic model for steel fiber reinforced concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 49(21):2990–3007, 2003. doi:<https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2012.05.032>.
- R. Olivito y F. Zuccarello. An experimental study on the tensile strength of steel fiber reinforced concret. *Composites: Part B*, 41(3):246–255, 2010. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2009.12.003>.
- S. Oller, J. Oliver, J. Lubliner, y E. Oñate. Un modelo constitutivo de daño plástico para materiales friccionales. parte ii: Generalización para procesos con degradación de rigidez. ejemplos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería.*, 4:36–44, 1988.

- A. Orbe, E. Roji, R. Losada, y J. Cuadrado. Calibration patterns for predicting residual strengths of steel fibre reinforced concrete (sfrc). *Composites Part B: Engineering*, 58:408–417, 2014. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2013.10.086>.
- D. Ounanian y C. Kesler. Design of fiber reinforced concrete for pumping. Inf. téc., Federal Railroad Administration, 1976.
- M. Ozcan, A. Bayraktar, A. Sahin, y T. Turker. Experimental and finite element analysis on the steel fiber-reinforced concrete (sfrc) beams ultimate behavior. *Construction and Building Materials*, 23:1064–1077, 2009. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.05.010>.
- N. Ozyurt, T.O. Mason, y S.P. Shah. Correlation of fiber dispersion, rheology and mechanical performance of frcs. *Cement and Concrete Composites*, 29(2):70–79, 2007. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.08.006>.
- Y. Pan, L. Iorga, y A. Pelegri. Numerical generation of a random chopped fiber composite rve and its elastic properties. *Composites Science and Technology*, 68(13):2792–2798, 2008. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compscitech.2008.06.007>.
- S. Park, D. Kim, G Ryu, y K. Koh. Tensile behavior of ultra high performance hybrid fiber reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, 34(2):172–184, 2012. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.09.009>.
- A. Parvez y S. Foster. Fatigue behavior of steel fiber reinforced concrete beams. *Journal of Structural Engineering*, 141(4), 2015. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001074](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001074).
- V.F. Pasa Dutra, S. Maghous, A. Campos Filho, y A.R. Pacheco. A micromechanical approach to elastic and viscoelastic properties of fiber reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*, 40:460–472, 2010. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.10.018>.
- X. Peng y C. Meyer. A continuum damage mechanics model for concrete reinforced with randomly distributed short fibers. *Computers and Structures*, 78:505–515, 2000. doi:[https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(00\)00045-6](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(00)00045-6).
- A. Peyvandi, P. Soroushian, y S. Jahangirnejad. Enhancement of the structural efficiency and performance of concrete pipes through fiber reinforcement. *Construction and Building Materials*, 45:36–44, 2013. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.084>.

-
- G. Plizzari, S. Cangiano, y N. Cere. Postpeak behavior of fiber-reinforced concrete under cyclic tensile loads. *ACI Materials Journal*, 97:182–192, 2000. doi:<https://doi.org/10.14359/822>.
- A. Poitou, F. Chinesta, y G. Bernier. Orienting fibers by extrusion in reinforced reactive powder concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 127(6):593–598, 2001. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2001\)127:6\(593\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2001)127:6(593)).
- T. Ponikiewski, J. Golaszewsky, M. Rudzki, y M. Bugdol. Determination of steel fibres distribution in self-compacting concrete beams using x-ray computed tomography. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 15(2):558–568, 2015. doi:<https://doi.org/10.1016/j.acme.2014.08.008>.
- L. Prudencio Jr., S. Austin, P. Jones, H. Armelín, y P. Robins. Prediction of steel fibre reinforced concrete under flexure from an inferred fibre pull-out response. *Materials and Structures*, 39:601–610, 2006. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-006-9091-2>.
- P. Pujadas, A. Blanco, y S. Cavalaro. Multidirectional double punch test to assess the post-cracking behaviour and fibre orientation of frc. *Construction and Building Materials*, 58:214–224, 2014. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.02.023>.
- P. Pujadas, A. Blanco, S.H. Píalarissi Cavalaro, A. de la Fuente, y A. Aguado. Análise comparativa de modelos constitutivos de concreto reforçado com fibras. En *54 Congresso Brasileiro do Concreto (CBC 2012)*. 2012.
- X.J. Qian, S.B. Zhao, J.H. Chen, y R.C He. Influence of specimen cast mode on the steel fiber distribution and flexural-tensile strength of steel fiber reinforced concrete. *Journal of Building Materials*, 9(5), 2006.
- F.K.F. Radkte, A. Simone, y L.J. Sluys. A computational model for failure analysis of fibre reinforced concrete with discrete treatment of fibres. *Engineering Fracture Mechanics*, 77:597–620, 2010. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2009.11.014>.
- R. Raju, S. Lim, M. Akiyama, y T Kageyama. Effects of concrete flow on the distribution and orientation of fibers and flexural behavior of steel fiber-reinforced self-compacting concrete beams. *Construction and Building Materials*, 262, 2020. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119963>.
- V. Ramakrishnan, G. Oberling, y P. Tatnall. Flexural fatigue strength of steel fiber reinforced concrete. *ACI Symposium Publication*, 105:225–245, 1987.

- A. Raza, Q. U. Z. Khan, y A. Ahmad. Numerical investigation of load-carrying capacity of gfrp-reinforced rectangular concrete members using cdp model in abaqus. *Advances in Civil Engineering*, 2019:1–21, 2019. doi:<https://doi.org/10.1155/2019/1745341>.
- I. Rewers. Numerical analysis of rc beam with highstrength steel reinforcement using cdp model. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 471, 2019. doi:<https://doi.org/10.1088/1757-899X/471/2/022025>.
- RILEM TC-162-TDF. Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - r-e design method: Final recommendation. *Materials and Structures*, 36:560–567, 2003.
- P. Robins, S. Austin, y P. Jones. *Sprayed Concrete Technology*, cap. Flexural strength modelling of steel fibre reinforced sprayed concrete, págs. 107–114. 1996.
- P. Robins, S. Austin, y P. Jones. Pull-out behaviour of hooked steel fibres. *Materials and Structures*, 35(7):434–442, 2002. doi:<https://doi.org/10.1007/BF02483148>.
- J.P. Romualdi y J. B. Batson. Mechanics of crack arrest in concrete with closely spaced reinforcement. *Journal of the Engineering Mechanics*, 89:147–168, 1963. doi:<https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0000381>.
- P. Rossi. Ultra-high performance fibre reinforced concretes (uhpfr): an overview. En *Fifth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC) BEFIB'2000*. 2000.
- K. Runesson. Constitutive modeling of engineering materials - theory and computation. Inf. téc., Dept. of Applied Mechanics, Chalmers University of Technology, 1996.
- A.K. Sachan y C.V.S. Kameswara Rao. A cone penetration test for workability of fibre reinforced concrete. *Materials and Structures*, 21(6):448–452, 1988. doi:<https://doi.org/10.1007/BF02472326>.
- I. Sallstrom. Products made of steel fiber reinforced concrete on the scandinavian market. En *Steel Fiber Concrete US-Sweden Joint Seminar*. 1985.
- V. Salnikov, D. Choi, y P. Karamian-Surville. On efficient and reliable stochastic generation of rves for analysis of composites within the framework of homogenization. *Computational Mechanics*, 55(1), 2014. doi:<http://dx.doi.org/10.1007/s00466-014-1086-1>.
- P. Sanchez. *Desarrollos en mecánica computacional de falla material. Aplicación a modelos de plasticidad y daño*. Tesis Doctoral, Universidad Nacional del Litoral., 2006.

-
- W. Sang-Yung, K. Kyung-Jin, y H. Sang-Hun. Tensile cracking constitutive model of steel fiber reinforced concrete (sfrc). *KSCE Journal of Civil Engineering*, 18(5):1446–1454, 2013. doi:<http://dx.doi.org/10.1007/s12205-014-0335-3>.
- S.P. Santos, J. Barros, y L.A. Lourenco. Steel fibers for the shear resistance on high strength concrete beams. En *Proceedings of the 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Design and Applications - BEFIB*. 2008.
- E. Schauffert y G. Cusatis. Lattice discrete particle model for fiber-reinforced concrete. i: Theory. *Journal of Engineering Mechanics*, 138(7):826–833, 2012a. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000387](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000387).
- E. Schauffert y G. Cusatis. Lattice discrete particle model for fiber-reinforced concrete. ii: Tensile fracture and multiaxial loading behaviour. *Journal of Engineering Mechanics*, 138(7):834–841, 2012b. doi:[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000392](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000392).
- E. Schrader. Fiber reinforced concrete. *International Committee on Large Dams Bulletin*, 40, 1989.
- E. Schrader y A. Munch. Deck slab repaired by fibrous concrete overlay. *ASCE Proceedings*, 102:179–196, 1976. doi:<https://doi.org/10.1061/JCCEAZ.0000585>.
- M. Schupack. Durability of sfrc exposed to severe enviroments. En Swedish Cement y Concrete Research Institute, eds., *Proceedings of U.S. - Sweden Joint Seminar on Steel Fiber Reinforced Concrete*, págs. 479–496. 1985.
- S.P. Shah. Do fibers increase the tensile-strength of cement based matrices? *ACI Materials Journal*, 88(6):595–602, 1991. doi:<https://doi.org/10.14359/1195>.
- H. Shen, S. Nutt, y D. Hull. Direct observation and measurement of fiber architecture in short fiber-polymer composite foam through micro-ct imaging. *Composites Science and Technology*, 64(13-14):2113–2120, 2004. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compscitech.2004.03.003>.
- X. Shi, P. Park, Y. Rew, K. Huang, y C. Sim. Constitutive behaviors of steel fiber reinforced concrete under uniaxial compression and tension. *Construction and Building Materials*, 233, 2020. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117316>.
- A. Shoaib, A.S Lubell, y V.S. Bindiganavile. Size effect in shear for steel-fiber-reinforced concrete members without stirrups. *ACI Structural Journal*, 111:1081–1090, 2014. doi:<http://dx.doi.org/10.14359/51686813>.

- T. Simoes, C Octavio, J. Valenca, H. Costa, D. Dias-da Costa, y E. Julio. Influence of concrete strength and steel fibre geometry on the fibre/matrix interface. *Composites Part B: Engineering*, 122(1):156–164, 2017. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2017.04.010>.
- H. Singh. *Steel Fiber Reinforced Concrete Behavior, Modelling and Design*. Springer, 2017. doi:<https://doi.org/10.1007/978-981-10-2507-5>.
- T. Soetens y S. Matthys. Implementation of fibre pull-out behaviour in a finite element model for sfrc. En *4th International Symposium on Bond in Concrete 2012*. 2012.
- T. Soetens y S. Matthys. Different method to model the post-cracking behaviour of hooked-end steel fibre reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 73:458–471, 2014. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.093>.
- T. Soetens, S. Matthys, S. Hertele, y W. De Waele. Shear behavior of prestressed precast sfrc girders. *Engineering Structures*, 142:20–35, 2017. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.03.069>.
- S. Somsak y E. Puay. Modelling of steel fiber-reinforced concrete under multi-axial loads. *Cement and Concrete Research*, 36:1354–1361, 2006. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.03.008>.
- P.S. Song y S. Hwang. Mechanical properties of high-strength steel fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 18(9):669–673, 2004. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.04.027>.
- L. Sorelli, G. Meda, y G. Plizzari. Steel fiber concrete slabs on ground: a structural matter. *ACI Structural Journal*, 103(4):551, 2006. doi:<https://doi.org/10.14359/16431>.
- P. Soroushian y S. Jahangirnejad. Enhancement of concrete pipes through reinforcement with discrete fibers. *Civil Engineering Journal*, 30(1):136–146, 2021. doi:<https://doi.org/10.14311/CEJ.2021.01.0010>.
- P. Soroushian y C. Lee. Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 87(5):433–439, 1990. doi:<https://doi.org/10.14359/1803>.
- P. Soroushian y C.D. Lee. Constitutive modeling of steel fiber reinforced concrete under direct tension and compression. *Elsevier Science Publishers*, págs. 363–375, 1989.

-
- D.V. Soulioti, M.N. Barkoula, A. Paipetis, y T.E. Matikas. Effects of fibre geometry and volume fraction on the flexural behaviour of steel-fibre reinforced concrete. *Strain*, 47:e535–e541, 2009. doi:<https://doi.org/10.1111/j.1475-1305.2009.00652.x>.
- P. Stahli, R. Custer, y J.G.M. Mier. On flow properties, fibre distribution, fibre orientation and flexural behaviour of frc. *Materials and Structures*, 41(1):189–196, 2008. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-007-9229-x>.
- C. Sujivorakul. Model of hooked steel fibers reinforced concrete under tension. Inf. téc., High performance fiber reinforced cement composites 6. RILEM State of the Art Reports, 2012.
- J. Susetyo, P. Gauvreau, y F.J. Vecchio. Effectiveness of steel fiber as minimum shear reinforcement. *ACI Structural Journal*, 108(4):488–496, 2011. doi:<https://doi.org/10.14359/51682990>.
- O. Svec y G. Zirgulis. Influence of formwork surface on the orientation of steel fibers within self-compacting concrete and on the mechanical properties of casting structural element. *Cement and Concrete Composites*, 50:60–72, 2014. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.12.002>.
- R. Swamy y S. Al-Taán. Deformation and ultimate strength in flexural of reinforced concrete beams made with steel fiber concrete. *ACI Structural Journal*, 78(5):395–405, 1981. doi:<https://doi.org/10.14359/10525>.
- R. Swamy y H. Stavrides. Influence of the method of fabrication on strength properties of steel fibre concrete. *Materials and Structures*, 9(52):243–253, 1976. doi:<https://doi.org/10.1007/BF02478644>.
- M. Szczecina y A. Winnicki. Selected aspects of computer modeling of reinforced concrete structures. *Archives of Civil Engineering*, 62(1):52–64, 2016. doi:<http://dx.doi.org/10.1515/ace-2015-0051>.
- R. Tapadelli, Y. Mo, y T. Hsu. Mechanical properties of steel fibre concrete. *Magazine of Concrete Research*, 65(8):462–474, 2013. doi:<https://doi.org/10.1680/macr.12.00077>.
- W. Tian, X. Chao, M. Fu, y L. Qi. An algorithm for generation of rves of composites with high particle volume fractions. *Composites Science and Technology*, 207(3), 2021. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compscitech.2021.108714>.
- G. Tiberti, F. Minelli, y G. Plizaari. Cracking behavior in reinforced concrete members with steel fibers: A comprehensive experimental study. *Cement and Concrete Research*, 68:24–34, 2015. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2014.10.011>.

- S. Tokgoz y C. Duncar. Experimental study on steel tubular columns in-filled with plain and steel fiber reinforced concrete. *Thin-Walled Structures*, 48(6):414–422, 2010. doi:<https://doi.org/10.1016/j.tws.2010.01.009>.
- J. Torrents, A. Blanco, y P. Pujadas. Inductive method for assessing the amount and orientation of steel fibers in concrete. *Materials and Structures*, 45:1577–1592, 2012. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-012-9858-6>.
- M.C. Torrijos, B.E. Barragán, y R.L. Zerbino. Placing conditions, mesostructural characteristics and post-cracking response of fibre reinforced self-compacting concretes. *Construction and Building Materials*, 24(6):1078–1085, 2010. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.11.008>.
- H. Toutanji y Z. Bayasi. Effects of manufacturing techniques on the flexural behavior of steel fiber-reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*, 28(1):115–124, 1998. doi:[https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(97\)00213-5](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(97)00213-5).
- Turkish Standards Institutions. *TS 802 Design concrete mixes*, 1985.
- L.N. Vaigarade y V.M. Bhedi. Comparison of strength between steel fiber reinforced concrete and conventional concrete. *International Journal on Recent and Innovation Trends in Computing and Communication*, 3(2):5–10, 2015.
- K. van Breugel. *Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials*. Tesis Doctoral, Delft University of Technology, 1991.
- N. Van Chahn. Steel fiber reinforced concrete. Inf. téc., Faculty of Civil Engineering, Ho Chi Minh City University of Technology, 2001.
- A. Van Gysel. *A. Studie van het uittrekgedrag van staalvezels ingebed in een cementgebonden matrix met toepassing op staalvezelbeton onderworpen aan buiging*. Tesis Doctoral, Ghent University, 2000.
- L. Vandewalle, N. Banthia, G. Balazs, y A. Brandt. Recommendations of RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: bending test (final recommendation). *Materials and Structures*, 35:579–582, 2002.
- L. Vandewalle, G. Heirman, y F. Van Rickstal. Fibre orientation in self-compacting fibre reinforced concrete. En *7th international RILEM symposium on fibre reinforced concrete: design and applications (BEFIB 2008)*, págs. 719–728. 2008.
- J. Y. L. Voo y S. J. Foster. Variable engagement model for fibre reinforced concrete in tension. Inf. téc., School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales., 2008.

-
- J.Y. Voo y S. Foster. *Variable engagement model for fibre reinforced concrete in tension*. Tesis Doctoral, Univ. of New South Wales, School of Civil and Environmental Engineering, 2003.
- J.Y. Voo y S. Foster. Tensile fracture of fibre reinforced concrete variable engagement model. En *Proceedings of 6th Rilem Symposium on Fibre-reinforced Concrete*, tomo 96, págs. 875–884. 2004.
- Z. Wang, J. Gou, y D. Gao. Experimental study on the fracture parameters of concrete. *Materials*, 14:129–138, 2021. doi:<http://dx.doi.org/10.3390/ma14010129>.
- Z.L. Wang, Y.S. Liu, y R.F. Shen. Stress - strain relationship of steel fibre reinforced concrete under dynamic compression. *Construction and Building Materials*, 22(5):811–819, 2008. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.01.005>.
- R. Watkins y L. Anderson. *Structural Mechanics of Buried Pipes*. CRC Press, 2000. ISBN 978-0849323959.
- M.J.H. Wijffels, R.J.M. Wolfs, A.S.J. Suiker, y T.A.M. Salet. Magnetic orientation of steel fibres in self-compacting concrete beams: Effect on failure behaviour. *Cement and Concrete Composites*, 80:342–355, 2017. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.04.005>.
- K.J. Willam y E.P. Warnke. Constitutive models for the triaxial behavior of concrete. En *Proceedings of the International Assoc. for Bridge and Structural Engineering*, tomo 1, págs. 1–30. 1975.
- K. Wille y A.E. Naaman. Effect of ultra-high-performance concrete on pullout behavior of high-strength brass-coated straight steel fibers. *ACI Materials Journal*, 110(4):451–462, 2013. doi:<https://doi.org/10.14359/51685792>.
- G.R. Williamson. The effect of steel fibers on compressive strength of concrete. *ACI Publication SP-44*, págs. 195–207, 1974.
- G.R. Williamson y D.C. Morse. Corrosion behavior of steel fibrous concrete. Inf. téc., Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, IL, 1977.
- Z. Wu, K.H. Khayat, y C. Shi. How do fiber shape and matrix composition affect fiber pullout behavior and flexural properties of uhpc. *Cement and Concrete Composites*, 90:193–201, 2018. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.03.021>.
- Z. Wu, C. Shi, W. He, y L. Wu. Effects of steel fiber content and shape on mechanical properties of ultra high performance concrete. *Construction and Building Materials*, 103:8–14, 2016. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.11.028>.

- S. Yazici, G. Inan, y V. Tabak. Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of sfrc. *Construction and Building Materials*, 21:1250–1253, 2007. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.05.025>.
- W. Yin y T. Hsu. Fatigue behavior of steel fiber reinforced concrete in uniaxial and biaxial compression. *ACI Materials Journal*, 92:71–81, 1995. doi:<https://doi.org/10.14359/1415>.
- G. Zak, C. Park, y B. Benhabib. Estimation of three-dimensional fibre orientation-distribution in short-fibre composites by a two-section method. *Journal of Composite Materials*, 35(4):316–339, 2001. doi:<https://doi.org/10.1177/002199801772662190>.
- Y. Zandi, M. Husem, y S. Pul. Effect of distribution and orientation of steel fiber reinforced concrete. En *Proceedings of the 4th WSEAS international conference on Energy and development - environment - biomedicine*, págs. 260–264. 2011.
- R. Zerbino, J.M. Tobes, M.E. Bossio, y G. Giaccio. On the orientation of fibres in structural members fabricated with self compacting fibre reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, 34(2):191–200, 2012. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.09.005>.
- Y. Zhan y G. Meschke. Analytical model for the pullout behavior of straight and hooked-end steel fibers. *Journal of Engineering Mechanics*, 140(12):1–13, 2014. doi:[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000800](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000800).
- W. Zhang, D. Lee, C. Lee, X. Zhang, y O Ikechukwu. Bond performance of sfrc considering random distributions of aggregates and steel fibers. *Construction and Building Materials*, 291, 2021. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123304>.
- M. Zhao, J. Li, y Y. Xie. Effect of vibration time on steel fibre distribution and flexural behaviour of steel fibre reinforced concrete with different flowability. *Case Studies in Construction Materials*, 16:e011114, 2022. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e011114>.
- Y. Zhao, J. Bi, Z. Wang, L. Huo, J. Guan, Y. Zhao, y Y Sun. Numerical simulation of the casting process of steel fiber reinforced self-compacting concrete: Influence of material and casting parameters on fiber orientation and distribution. *Construction and Building Materials*, 312, 2021. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125337>.

-
- B. Zhou y Y. Uchida. Influence of flowability, casting time and formwork geometry on fiber orientation and mechanical properties of uhpfrc. *Cement and Concrete Research*, 95:164–177, 2017. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.02.017>.
- Y.H. Zhu. *Study on mechanical characteristics of steel fiber reinforced shotcrete and its application in single layer tunnel lining*. Tesis Doctoral, Chongqing University, 2009.
- C. Zweben, H. T. Hahn, y T. W. Chou. *Delaware Composites Design Encyclopedia: Failure Analysis, Volume IV*. Technomic Publishing Company, 1989. ISBN 978-0877627029.