

REFUERZO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE
HORMIGÓN CON HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

ING. GONZALO JAVIER RUANO SANDOVAL

Dirección: DRA. BIBIANA LUCCIONI

Instituto de Estructuras
Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología
Universidad Nacional de Tucumán
San Miguel de Tucumán
Febrero 2013

*Se aprende por amor a la verdad,
se enseña por amor a los demás.
San Agustín*

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a mi directora de tesis la Dra. Bibiana Luccioni por su dedicación y guía en esta etapa de trabajo, la formación y aprendizaje recibido.

También quiero expresar mi agradecimiento al cuerpo docente de postgrado de la Universidad Nacional de Tucumán y de la Universidad Nacional de Cuyo.

Agradezco a mis compañeros de la Maestría en Ingeniería Estructural promociones X, XI, XII y XIII de la Universidad Nacional de Tucumán y de la III Maestría en Ingeniería Estructural de la Universidad Nacional de Cuyo por el tiempo, inquietudes y discusiones compartidas.

A aquellas personas que tuvieron participación en la realización de los trabajos experimentales. En especial a Andrés Isla, Rodrigo Isas y al Dr. Domingo Sfer por su participación directa en la campaña experimental.

Al personal técnico, administrativo y de maestría del Instituto de Estructuras por su colaboración en las tareas complementarias a las académicas y en especial al Sr. Eduardo Batalla por su ayuda en la campaña experimental.

A todo el personal del Laboratorio de Ensayo de Materiales por la ayuda y buena disposición durante la etapa de caracterización material.

A mi hermano Gustavo por incentivar me a entrar en la investigación y a la Dra. Liz Nallim quien considero fue la persona que me convenció de hacer investigación.

A mi familia y a Daniela con quien comparto mi vida tanto personal como académica.

RESUMEN

La reparación y el refuerzo de estructuras son actividades que se han venido desarrollando cada vez más dentro de la industria de la construcción. Una de las tipologías más usadas son las estructuras de hormigón armado y en determinadas circunstancias pueden necesitar de refuerzo o reparación. Entre los distintos materiales que se pueden usar para refuerzo, el hormigón reforzado con fibras presenta propiedades mecánicas y de durabilidad que lo hacen atractivo para estas actividades.

El hormigón reforzado con fibras de acero es un material compuesto por hormigón tradicional más adición de fibras de acero cortas que posee un comportamiento en tracción mejorado mientras que en compresión se comporta de manera similar al hormigón tradicional. Entre las mejoras en tracción se destaca el aumento de la tenacidad, de la capacidad para soportar cargas en estado fisurado, ductilidad, fisuración más extendida pero de menor ancho y capacidad para mantener integridad.

Con el objetivo de evaluar la eficiencia de este material de refuerzo en elementos sometidos a corte, en esta tesis se estudia experimental y numéricamente el comportamiento de vigas ensayadas a corte por flexión simple reforzadas y reparadas con hormigón reforzado con fibras.

La campaña experimental abarca ensayos de vigas de hormigón armado con cuantía de armadura longitudinal elevada de forma tal de lograr que la falla se produzca por corte, no por flexión, y ensayos de caracterización de los materiales usados. El refuerzo se realiza con hormigón de alta resistencia autocompactante reforzado con fibras en forma de encamisado en los laterales y el fondo de las vigas. Se utilizan tres dosificaciones de fibras 0kg/m^3 , 30kg/m^3 y 60kg/m^3 . Algunas de las vigas son ensayadas a rotura, reparadas y ensayadas nuevamente.

Para la simulación numérica se trabaja dentro de la mecánica del continuo. Para modelar el hormigón reforzado con fibras se usa teoría de mezclas modificada. Se considera al material formado por una matriz de hormigón con fibras en tres direcciones ortogonales. Para el hormigón se utiliza un modelo de daño plástico modificado y para las fibras un modelo elastoplástico ortótropo con función de fluencia y endurecimiento que representa adecuadamente el comportamiento de las fibras cuando son arrancadas de la matriz. La comparación de los resultados numéricos y experimentales muestra la capacidad del modelo para reproducir el comportamiento de los ensayos de caracterización y de las vigas.

Del estudio experimental y numérico realizado se puede concluir que es posible realizar este tipo de refuerzo/reparación en estructuras y tiene la ventaja de la compatibilidad entre los materiales base y de refuerzo. La incorporación de fibras a la capa de hormigón de refuerzo permite preservar la integridad del encamisado. Con el refuerzo se logra incrementar la capacidad de carga y con la reparación restituir y hasta incrementar la misma.

Por otro lado, la herramienta numérica desarrollada permite predecir adecuadamente el comportamiento de los elementos estructurales ensayados, resultando de utilidad para el diseño de este tipo de técnica de intervención.

ABSTRACT

Repairing and strengthening are growing activities in the construction industry. Reinforced concrete structures are one of the most used structural typology and, they may need repairing and strengthening under certain conditions. From the many materials that could be used for repairing, fiber reinforced concrete has mechanical and durability properties that make it very appropriate for those activities.

Steel fiber reinforced concrete is a composite material made of concrete plus short steel fibers. The material has better tensile behavior and under compression acts like traditional concrete. Some of the material tensile improvements are greater toughness, carrying capacity in cracked state, ductility, more extended but thinner cracking and increased integrity.

In order to evaluate the efficiency of this strengthening material in structural members subjected to shear, this thesis studies experimentally and numerically the behavior of beams repaired and strengthened with steel fiber reinforced concrete tested to shear in simple bending.

The experimental program consists of reinforced concrete beams with high longitudinal reinforcement ratio so that the beams failure is due to shearing and not to bending. Also the characterization of the materials is presented. Three fibers dosage are used: 0kg/m^3 , 30kg/m^3 and 60kg/m^3 . Some beams are tested to failure, then repaired and tested again. The strengthening is made with fiber reinforced, high strength self consolidating concrete jacketing on lateral sides and at the bottom of the beams.

Numerical simulation works within the continuum mechanics theory. To model fiber reinforced concrete the mixture theory is used. The material is treated like concrete bulk with fibers in three orthogonal directions. For concrete a modified plastic damage model is used and for fibers an orthotropic elasto plastic model with yielding function and strengthening that represents the pull out of fibers. Through the comparison of numerical and experimental results it is possible to see the ability of the model to adequately represent the characterization and specimens tests.

In conclusion it is possible to make this type of strengthening and repairing. There is integrity and compatibility between substrate and strengthening material. The fibers in the strengthening material allow integrity of the jacketing. Strengthening gives better bearing capacity and repairing can restore or even improve it.

The numerical tool is useful to predict the structural behavior and contributes to design.

CONTENIDO - ÍNDICE

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------|----------|
| AGRADECIMIENTOS | i |
| RESUMEN..... | iii |
| ABSTRACT..... | v |
| CONTENIDO - ÍNDICE | vii |
| ÍNDICE DE FIGURAS..... | xiii |
| ÍNDICE DE TABLAS | xxi |
| NOTACIÓN..... | xxiii |
| CAPÍTULO 1: Introducción | 1 |
| 1.1. Descripción del Problema..... | 1 |
| 1.2. Importancia del Tema | 2 |
| 1.3. Objetivos de la Tesis..... | 4 |
| 1.4. Contenido de la Tesis..... | 4 |
| CAPÍTULO 2: Estado del Arte Reparación y Refuerzo en Elementos de Hormigón Armado..... | 7 |
| 2.1. Introducción | 7 |
| 2.2. Hormigón Reforzado con Fibras. Características generales | 7 |
| 2.3. Clasificación del Hormigón Reforzado con Fibras..... | 9 |
| 2.4. Propiedades de los hormigones reforzados con fibras de acero | 10 |
| 2.4.1. Propiedades en Estado fresco | 11 |
| 2.4.1.1. Trabajabilidad..... | 11 |
| 2.4.1.2. Contracción por fraguado..... | 12 |
| 2.4.2. Propiedades en estado endurecido..... | 12 |
| 2.4.2.1. Compresión..... | 12 |
| 2.4.2.2. Tracción Directa | 14 |
| 2.4.2.3. Flexión..... | 15 |
| 2.4.2.4. Corte | 16 |
| 2.4.2.5. Congelación – Deshielo..... | 18 |
| 2.4.2.6. Resistencia a la abrasión..... | 18 |
| 2.4.2.7. Permeabilidad..... | 18 |
| 2.4.2.8. Comportamiento ante cargas dinámicas y fatiga..... | 18 |
| 2.4.2.9. Adherencia..... | 19 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.5. Métodos de Reparación/Refuerzo de Estructuras de Hormigón Armado..... | 19 |
| 2.6. Reparación Refuerzo con HRF | 20 |
| 2.6.1. Refuerzo y/o Reparación con HRF de estructuras envejecidas..... | 21 |
| 2.6.2. Refuerzo y/o Reparación de estructuras con HRF, aspectos estructurales | 22 |
| 2.6.2.1. Refuerzo de estructuras con adición de materiales | 22 |
| 2.6.2.2. Refuerzo de estructuras con reemplazo de materiales..... | 24 |
| 2.6.2.3. Reparación de estructuras con adición de materiales..... | 24 |
| 2.6.2.4. Reparación de estructuras con sustitución de materiales | 25 |
| 2.7. Comentarios Finales | 25 |
| CAPÍTULO 3: Programa Experimental..... | 27 |
| 3.1. Introducción..... | 27 |
| 3.2. Especímenes..... | 29 |
| 3.3. Materiales, Características y Ensayos de Caracterización..... | 30 |
| 3.3.1. Introducción..... | 30 |
| 3.3.2. Hormigón..... | 30 |
| 3.3.2.1. Dosificación..... | 30 |
| 3.3.2.2. Compresión | 30 |
| 3.3.2.3. Flexión Hormigón | 32 |
| 3.3.3. Hormigón Reforzado con Fibras | 33 |
| 3.3.3.1. Compresión HRF..... | 34 |
| 3.3.3.2. Flexión HRF | 35 |
| 3.3.4. Acero | 37 |
| 3.3.4.1. Ensayos de tracción | 37 |
| 3.4. Método de Refuerzo / Reparación | 39 |
| 3.4.1. Consideraciones durante el colado del encamisado | 40 |
| 3.5. Configuración del ensayo, apoyos..... | 42 |
| 3.6. Instrumentación | 43 |
| 3.7. Desarrollo del Ensayo | 44 |
| ANEXO A3: Complemento de resultados experimentales de caracterización..... | 47 |
| A3.1. Introducción..... | 47 |
| A3.2. Materiales utilizados para el hormigón..... | 47 |
| A3.2.1. Cemento..... | 47 |
| A3.2.2. Agregados..... | 48 |
| A3.3. Módulo de Elasticidad | 48 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| A3.4. Ensayos de Compresión. Curva Tensión – Deformación..... | 51 |
| A3.5. Flexión Rilem..... | 52 |
| A3.5.1 Hormigón simple..... | 52 |
| A3.5.2 Hormigón Reforzado con Fibras..... | 54 |
| A3.5.3 Comparación hormigón simple vs HRF..... | 56 |
| ANEXO B3: Comparación de dos poblaciones - Test de hipótesis..... | 57 |
| B3.1. Introducción..... | 57 |
| B3.2. Nomenclatura de los test..... | 57 |
| B3.3. Comparación de resistencia hormigón simple vs HRF en la 1º etapa..... | 58 |
| B3.3.1 Estadística Descriptiva..... | 58 |
| B3.3.2 Comparación de varianzas..... | 58 |
| B3.3.3 Test de comparación de medias con varianzas desconocidas diferentes..... | 59 |
| B3.3.4 Diagnóstico..... | 59 |
| B3.4. Comparación de resistencia hormigón simple vs HRF en la 2º etapa..... | 60 |
| B3.4.1 Estadística Descriptiva..... | 60 |
| B3.4.2 Comparación de varianzas..... | 60 |
| B3.4.3 Test de comparación de medias con varianzas desconocidas iguales.. | 61 |
| B3.4.4 Diagnóstico..... | 61 |
| B3.5. Comparación módulo de elasticidad del hormigón simple vs HRF en la etapa piloto62 | |
| B3.6. Comparación de módulo de elasticidad hormigón simple vs HRF en la 2º etapa63 | |
| CAPÍTULO 4: Resultados Experimentales..... | 65 |
| 4.1. Introducción..... | 65 |
| 4.2. Resultados preliminares – Etapa Piloto..... | 65 |
| 4.3. Resultados Campaña Experimental..... | 69 |
| 4.3.1. Vigas sin refuerzo..... | 69 |
| 4.3.2. Vigas con estribos..... | 69 |
| 4.3.3. Viga sin estribos..... | 71 |
| 4.3.4. Vigas con Encamisado..... | 72 |
| 4.3.4.1. Hormigón sin fibras..... | 72 |
| 4.3.4.2. HRF con 30 Kg/m ³ de fibras..... | 79 |
| 4.3.4.3. HRF con 60 Kg/m ³ de fibras..... | 86 |
| 4.4. Análisis de Resultados..... | 91 |
| 4.4.1. Vigas Con Estribos Reforzadas..... | 91 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.4.2. Vigas Sin Estribos Reforzadas | 92 |
| 4.4.3. Vigas Reparadas | 92 |
| 4.4.4. Comparación de Respuestas | 93 |
| 4.4.4.1. Vigas Sin Refuerzo..... | 93 |
| 4.4.4.2. Vigas Con Estribos Reforzadas..... | 96 |
| 4.4.4.3. Vigas Sin Estribos Reforzadas | 98 |
| 4.4.4.4. Vigas Reparadas | 100 |
| ANEXO A4: Resultados Experimentales complementarios de vigas | 107 |
| ANEXO B4: Comparaciones Múltiples ANOVA | 119 |
| B4.1. ANOVA de una vía de vigas con estribos reforzadas | 119 |
| B4.2. Test de medias apareadas para vigas reparadas | 121 |
| B4.3. ANOVA de dos vías de vigas reparadas..... | 122 |
| B4.4. ANOVA de una vía para factor reparación | 123 |
| B4.5. Estadística no paramétrica para vigas reparadas..... | 125 |
| B4.5.1 Prueba de Rango con Signo..... | 125 |
| B4.5.2 Prueba de Suma de Rangos | 126 |
| CAPÍTULO 5: Simulación Numérica..... | 127 |
| 5.1. Introducción..... | 127 |
| 5.2. Modelos Constitutivos | 128 |
| 5.2.1. Modelo de material compuesto | 128 |
| 5.2.2. Modelo constitutivo utilizado para el hormigón | 130 |
| 5.2.3. Modelo constitutivo utilizado para las fibras | 132 |
| 5.3. Programa de Elementos Finitos Utilizado | 137 |
| 5.3.1. Mejoras introducidas en el código de elementos finitos..... | 137 |
| 5.3.1.1. Curva de endurecimiento por puntos..... | 137 |
| 5.3.1.2. Simulación de la Reparación, estrategia numérica..... | 137 |
| 5.3.1.3. Salida en puntos de integración..... | 138 |
| 5.4. Calibración de las propiedades mecánicas con resultados de probetas | 138 |
| 5.4.1. Compresión..... | 138 |
| 5.4.2. Flexión..... | 143 |
| 5.5. Simulación numérica de las vigas..... | 149 |
| 5.5.1. Vigas 3D materiales usados..... | 149 |
| 5.5.2. Malla de Elementos Finitos 3D | 150 |
| 5.5.3. Malla 2D usada en simulación de reparación de vigas..... | 151 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 5.6. Simulaciones 3D | 152 |
| 5.6.1. Vigas con estribos sin refuerzo..... | 152 |
| 5.6.2. Viga sin estribos sin refuerzo | 158 |
| 5.6.3. Vigas con estribos reforzadas con HRF 60kg/m ³ | 159 |
| 5.6.3.1. Evaluación de las tensiones en planos de unión hormigón/HRF | 160 |
| 5.7. Simulaciones 2D | 162 |
| 5.7.1. Vigas con estribos reforzadas con HRF | 162 |
| 5.7.2. Vigas sin refuerzo y reparadas..... | 163 |
| 5.7.2.1. Vigas sin refuerzo..... | 164 |
| 5.7.2.2. Vigas Reparadas | 165 |
| 5.8. Alternativas de refuerzo | 166 |
| 5.9. Comentarios Finales..... | 168 |
| ANEXO A5: Mejoras en el programa de elementos finitos | 169 |
| A5.1. Endurecimiento isótropo mediante curva por puntos | 169 |
| A5.1.1 Metodología..... | 169 |
| A5.1.2 Algoritmo utilizado: | 172 |
| A5.2. Esquema de cálculo para modelar la reparación..... | 172 |
| CAPÍTULO 6: Conclusiones y Recomendaciones | 175 |
| 6.1. Ensayos de caracterización material | 175 |
| 6.2. Ensayos en vigas | 175 |
| 6.3. Simulación numérica | 177 |
| 6.4. Sugerencias para trabajos futuros | 177 |
| Bibliografía | 179 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.1. Clasificación de Compuestos de Hormigón Reforzados con Fibras (Naaman, 2007). | 10 |
| Figura 2.2. Ensayo de compresión, disminución de resistencia (Altun, et al., 2007), (Boulekbache, et al., 2012). | 13 |
| Figura 2.3. Ensayo de compresión, aumento de resistencia (Campione & Mangiavillano, 2008). | 13 |
| Figura 2.4. Curvas tensión-apertura de fisura en probetas cilíndricas con entalla (Barragán, et al., 2003). | 14 |
| Figura 2.5. Esquemas de ensayos de flexión (Gallovich Sarzalejo, et al., 2005). | 16 |
| Figura 2.6. Curvas carga CMOD para hormigón C35 y C70 con diferentes contenidos de fibras (Barragán, et al., 2000). | 16 |
| Figura 2.7. Propuestas de ensayos de corte (Carmona Malatesta & Cabrera Contreras, 2009). | 17 |
| Figura 2.8. Ejemplos de métodos de rehabilitación (JSCE, 1999). | 20 |
| Figura 2.9. Ejemplos de métodos de rehabilitación, (JSCE, 1999). | 20 |
| Figura 3.1. Detalle armadura vigas de hormigón armado. | 29 |
| Figura 3.2. Ensayo de compresión y módulo de elasticidad. | 31 |
| Figura 3.3. Tensión-deformación hormigón etapa piloto. | 32 |
| Figura 3.4. Ensayo flexión con entalla. | 32 |
| Figura 3.5. Hormigón simple en flexión. | 33 |
| Figura 3.6. Fibras de acero $l=50\text{mm}$, $d=1\text{mm}$ con ganchos. | 34 |
| Figura 3.7. Ensayo de tracción de fibras $l=50\text{mm}$, $df=1\text{mm}$ (Isla, et al., 2010). | 34 |
| Figura 3.8. Ensayo de compresión HRF 40kg/m^3 y comparación con hormigones simples de etapa piloto. | 35 |
| Figura 3.9. Ensayo Rilem HRF con 40kg/m^3 usado en vigas piloto. | 36 |
| Figura 3.10. Ensayo Rilem HRF con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 usado en vigas campaña experimental. | 36 |
| Figura 3.11. Ensayo de tracción barras de acero. | 37 |
| Figura 3.12. Tensión-Deformación aceros $\phi 16\text{mm}$ | 38 |
| Figura 3.13. Tensión-Desplazamiento aceros $\phi 6\text{mm}$ y $\phi 8\text{mm}$ | 38 |
| Figura 3.14. Detalle viga reforzada / reparada con HRF. | 39 |
| Figura 3.15. Estado previo a la reparación de viga 6 cara izquierda. | 39 |
| Figura 3.16. Estado previo a la reparación de viga 6 cara derecha. | 39 |
| Figura 3.17. Forma de colado HRF vigas piloto. | 40 |
| Figura 3.18. Viga piloto con puente de adherencia dentro de molde. | 41 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 3.19. Forma de colado HRF vigas Campaña experimental. | 41 |
| Figura 3.20. Llenado de laterales de encamisado con HRF. | 42 |
| Figura 3.21. Apoyos y Configuración de Ensayo. | 42 |
| Figura 3.22. Esquema de montaje de vigas para ensayar. | 43 |
| Figura 3.23. Instrumentación. | 44 |
| Figura 3.24. Viga instrumentada, en posición y lista para ensayar. | 44 |
| Figura A3.1. Granulometrías. Agregado grueso y agregado fino. | 48 |
| Figura A3.2. Ensayo módulo de elasticidad hormigones varios. (a) Etapa piloto vigas. (b) Etapa piloto hormigón simple refuerzo. (c) Etapa piloto HRF 40kg/m ³ . (d) Campaña experimental vigas. (e) 1º Etapa hormigón simple refuerzo. (f) 2º Etapa hormigón simple refuerzo. (g-h) 2º Etapa HRF 30kg/m ³ | 49 |
| Figura A3.3. Hormigón simple etapa piloto vigas de H ^o A ^o | 51 |
| Figura A3.4. Hormigón simple refuerzo etapa piloto. | 51 |
| Figura A3.5. HRF refuerzo etapa piloto. | 52 |
| Figura A3.6. Vigas Rilem etapa piloto. Hormigón simple vigas de hormigón armado. | 53 |
| Figura A3.7. Vigas Rilem etapa piloto. Hormigón simple de refuerzo. | 53 |
| Figura A3.8. Vigas Rilem 1º etapa. Hormigón simple refuerzo. | 53 |
| Figura A3.9. Vigas Rilem 2º etapa. Hormigón simple refuerzo. | 54 |
| Figura A3.10. Relación entre tensión de tracción y compresión en hormigones de diferente resistencia (Shah & Ribakov, 2011). | 54 |
| Figura A3.11. Vigas Rilem etapa piloto. Refuerzo HRF con 40kg/m ³ | 55 |
| Figura A3.12. Vigas Rilem 1º etapa. Refuerzo HRF con 60kg/m ³ | 55 |
| Figura A3.13. Vigas Rilem 2º etapa. HRF con 30kg/m ³ de fibras usado en encamisado. Carga-CMOD y Carga-Flecha. | 56 |
| Figura A3.14. Comparación hormigón simple vs HRF varios, ensayo RILEM. | 56 |
| Figura B3.1. Comparación resistencia 1º Etapa hormigón simple vs HRF. | 58 |
| Figura B3.2. Prueba de normalidad Anderson-Darling para resistencia 1º Etapa hormigón simple y HRF. | 59 |
| Figura B3.3. Comparación resistencia 2º Etapa hormigón simple vs HRF. | 60 |
| Figura B3.4. Prueba de normalidad Anderson-Darling para resistencia 2º Etapa hormigón simple y HRF. | 61 |
| Figura B3.5. Comparación módulo etapa piloto hormigón simple vs HRF. | 62 |
| Figura B3.6. Prueba de normalidad Anderson-Darling para módulo de elasticidad hormigón simple y HRF en etapa piloto. | 63 |
| Figura B3.7. Comparación módulo 2º Etapa hormigón simple vs HRF. | 63 |
| Figura B3.8. Prueba de normalidad Anderson-Darling para módulo de elasticidad hormigón simple y HRF en 2º Etapa campaña experimental. | 64 |
| Figura 4.1. Viga piloto 1 sin refuerzo. Estado final. | 66 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 4.2. Viga piloto 2 sin refuerzo. Estado final. | 66 |
| Figura 4.3. Carga – Desplazamiento viga piloto 1. | 67 |
| Figura 4.4. Carga – Desplazamiento viga piloto 2. | 67 |
| Figura 4.5. Estado final viga piloto 1 reparada. | 68 |
| Figura 4.6. Estado final viga piloto 2 reparada. | 68 |
| Figura 4.7. Viga 10 sin refuerzo. Cuadro de fisuración lado izquierdo. Fisura diagonal marcada. | 70 |
| Figura 4.8. Viga 10 sin refuerzo. Cuadro de fisuración lado derecho. Fisura diagonal marcada. | 70 |
| Figura 4.9. Viga 6 sin refuerzo. Cuadro de fisuración lado izquierdo. Banda de fisuras diagonal. | 70 |
| Figura 4.10. Viga 6 sin refuerzo. Cuadro de fisuración lado derecho. Banda de fisuras diagonal. | 70 |
| Figura 4.11. Carga – Desplazamiento vigas sin encamisado. | 71 |
| Figura 4.12. Relevamiento fisuras viga 21 sin estribos. | 71 |
| Figura 4.13. Carga – Desplazamiento viga 21 (sin estribos). | 72 |
| Figura 4.14. Relevamiento fisuras viga 14 sin refuerzo. | 73 |
| Figura 4.15. Relevamiento fisuras viga 14 reparada con hormigón sin fibras. | 73 |
| Figura 4.16. Desplazamiento hormigón de recubrimiento lado izquierdo viga 14 reparada con hormigón sin fibras. | 73 |
| Figura 4.17. Carga – Desplazamiento viga 14 sin refuerzo y viga 14 reparada con hormigón sin fibras. | 74 |
| Figura 4.18. Relevamiento fisuras viga 10 sin refuerzo. | 75 |
| Figura 4.19. Relevamiento fisuras viga 10 reparada con hormigón sin fibras. | 75 |
| Figura 4.20. Carga – Desplazamiento viga 10 sin refuerzo y viga 10 reparada con hormigón sin fibras. | 75 |
| Figura 4.21. Relevamiento fisuras viga 12 sin refuerzo. | 76 |
| Figura 4.22. Relevamiento fisuras viga 12 reparada con hormigón sin fibras. | 76 |
| Figura 4.23. Carga – Desplazamiento viga 12 sin refuerzo y viga 12 reparada con hormigón sin fibras. | 76 |
| Figura 4.24. Relevamiento fisuras viga 2 reforzada con hormigón sin fibras. | 77 |
| Figura 4.25. Cara superior viga 2. Zona de aplicación de carga. Fisuración entre materiales de distinta edad y en material de refuerzo. | 77 |
| Figura 4.26. Carga – Desplazamiento viga 2 reforzada con hormigón sin fibras. | 77 |
| Figura 4.27. Relevamiento fisuras viga 8 reforzada con hormigón sin fibras. | 78 |
| Figura 4.28. Carga – Desplazamiento viga 8 reforzada con hormigón sin fibras. | 78 |
| Figura 4.29. Relevamiento fisuras viga 19 sin estribos reforzada con hormigón sin fibras. | 79 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 4.30. Carga – Desplazamiento viga 19 sin estribos reforzada con hormigón sin fibras..... | 79 |
| Figura 4.31. Relevamiento fisuras viga 15 sin refuerzo. | 80 |
| Figura 4.32. Relevamiento fisuras viga 15 reparada con HRF 30kg/m ³ | 80 |
| Figura 4.33. Carga – Desplazamiento viga 15 sin refuerzo y viga 15 reparada con HRF 30kg/m ³ | 80 |
| Figura 4.34. Relevamiento fisuras viga 6 sin refuerzo. | 81 |
| Figura 4.35. Relevamiento fisuras viga 6 reparada con HRF 30kg/m ³ | 81 |
| Figura 4.36. Carga – Desplazamiento viga 6 sin refuerzo y viga 6 reparada con HRF 30kg/m ³ | 81 |
| Figura 4.37. Relevamiento fisuras viga 17 sin refuerzo. | 82 |
| Figura 4.38. Relevamiento fisuras viga 17 reparada con HRF 30kg/m ³ | 82 |
| Figura 4.39. Carga – Desplazamiento viga 17 sin refuerzo y viga 17 reparada con HRF 30kg/m ³ | 82 |
| Figura 4.40. Relevamiento fisuras viga 16 reforzada con HRF 30kg/m ³ | 83 |
| Figura 4.41. Carga – Desplazamiento Viga 16 Reforzada con HRF 30kg/m ³ | 83 |
| Figura 4.42. Relevamiento fisuras Viga 9 Reforzada con HRF 30kg/m ³ | 83 |
| Figura 4.43. Carga – Desplazamiento Viga 9 Reforzada con HRF 30kg/m ³ | 84 |
| Figura 4.44. Relevamiento fisuras Viga 23 sin estribos reforzada con HRF 30kg/m ³ | 85 |
| Figura 4.45. Movimiento relativo entre bloques de viga 23 sin estribos reforzada con HRF 30kg/m ³ . La fibra superficial provoca estallido del recubrimiento y evidencia el desplazamiento entre las caras de la fisura. | 85 |
| Figura 4.46. Estado final viga 23 lado izquierdo. | 85 |
| Figura 4.47. Estado final viga 23 lado derecho..... | 86 |
| Figura 4.48. Carga – Desplazamiento viga 23 sin estribos reforzada con HRF 30kg/m ³ | 86 |
| Figura 4.49. Relevamiento fisuras viga 5 sin refuerzo. | 87 |
| Figura 4.50. Relevamiento fisuras viga 5 reparada con HRF 60kg/m ³ | 87 |
| Figura 4.51. Carga – Desplazamiento viga 5 sin refuerzo y viga 5 reparada con HRF 60kg/m ³ | 87 |
| Figura 4.52. Relevamiento fisuras viga 11 sin refuerzo. | 88 |
| Figura 4.53. Relevamiento fisuras viga 11 reparada con HRF 60kg/m ³ | 88 |
| Figura 4.54. Carga – Desplazamiento viga 11 sin refuerzo y reparada con HRF 60kg/m ³ | 88 |
| Figura 4.55. Relevamiento fisuras viga 13 reforzada con HRF 60kg/m ³ | 89 |
| Figura 4.56. Carga – Desplazamiento viga 13 reforzada con HRF 60kg/m ³ | 89 |
| Figura 4.57. Relevamiento fisuras viga 4 reforzada con HRF 60kg/m ³ | 89 |
| Figura 4.58. Carga – Desplazamiento viga 4 reforzada con HRF 60kg/m ³ | 90 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.59. Relevamiento fisuras viga 18 sin estribos reforzada con HRF 60kg/m ³ ... | 90 |
| Figura 4.60. Carga – Desplazamiento viga 18 sin estribos reforzada con HRF 60kg/m ³ | 91 |
| Figura 4.61. Estadística descriptiva vigas sin refuerzo..... | 94 |
| Figura 4.62. Comparación y descripción vigas con estribos reforzadas con HRF con 0kg/m ³ , 30kg/m ³ y 60kg/m ³ de fibras. | 97 |
| Figura 4.63. Comparación cargas vigas reforzadas vs sin reforzar para $\delta=4\text{mm}$ | 98 |
| Figura 4.64. Comparación vigas sin estribos reforzadas con HRF con 0kg/m ³ , 30kg/m ³ y 60kg/m ³ de fibras. | 99 |
| Figura 4.65. Comparación vigas sin estribos reforzadas con HRF vs vigas con estribos sin refuerzo..... | 99 |
| Figura 4.66. Comparación y descripción vigas reparadas con HRF con 0kg/m ³ , 30kg/m ³ y 60kg/m ³ de fibras. | 101 |
| Figura 4.67. Comparación Cargas Vigas a Reparar vs Reparadas para $\delta=4\text{mm}$ | 102 |
| Figura 4.68. Comparación cargas vigas sin refuerzo (todas) vs reparadas con HRF con diferentes contenidos de fibras para $\delta=4\text{mm}$ | 103 |
| Figura A4.1. Viga 21. Sin refuerzo sin estribos..... | 108 |
| Figura A4.2. Viga 12. Viga reparada HRF 0kg/m ³ | 109 |
| Figura A4.3. Viga 8. Viga reforzada HRF 0kg/m ³ | 110 |
| Figura A4.4. Viga 19. Viga sin estribos reforzada HRF 0kg/m ³ | 111 |
| Figura A4.5. Viga 6. Viga reparada HRF 30kg/m ³ | 112 |
| Figura A4.6. Viga 16. Viga reforzada HRF 30kg/m ³ | 113 |
| Figura A4.7. Viga 23. Viga sin estribos reforzada HRF 30kg/m ³ | 114 |
| Figura A4.8. Viga 11. Viga reparada HRF 60kg/m ³ | 115 |
| Figura A4.9. Viga 13. Viga reforzada HRF 60kg/m ³ | 116 |
| Figura A4.10. Viga 18. Viga sin estribos reforzada HRF 60kg/m ³ | 117 |
| Figura B4.1. Intervalos de confianza de Bonferroni y test de homogeneidad de varianza de carga de vigas reforzadas para $\delta=4\text{mm}$ | 119 |
| Figura B4.2. Gráfica de probabilidad normal de residuos y residuos vs orden de observación para la respuesta carga de las vigas sin refuerzo y las reforzadas para un desplazamiento de 4mm..... | 120 |
| Figura B4.3. Intervalos de confianza de Bonferroni y Test de homogeneidad de varianza de carga de vigas reparadas para $\delta=4\text{mm}$ | 124 |
| Figura B4.4. Gráfica de probabilidad normal de residuos y residuos vs orden de observación para la respuesta carga de las vigas sin refuerzo y las reparadas para $\delta=4\text{mm}$ | 125 |
| Figura 5.1. Esquema de ensayo de arrancamiento de fibra en matriz de hormigón. | 135 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 5.2. Ensayos experimentales de extracción de fibras $dfibra = 1mm$, matriz de mortero de hormigón H-30 (Isla, et al., 2010) y curva tensión desplazamiento plástico de ensayos de extracción de fibras..... | 135 |
| Figura 5.3. Ensayos experimentales de extracción de fibras $dfibra = 1mm$, matriz de hormigón autocompactante H-80 (Isla, et al., 2012) y curva tensión desplazamiento plástico de ensayos de extracción de fibras. | 135 |
| Figura 5.4. Curvas tensión-desplazamiento para HRF $60kg/m^3$, Hormigón Simple y Fibras en tracción uniaxial. Resultados de simulación numérica. | 136 |
| Figura 5.5. Malla EF compresión..... | 139 |
| Figura 5.6. Ensayo de compresión uniaxial. Hormigón simple. | 142 |
| Figura 5.7. Ensayo de compresión uniaxial. Hormigón autocompactante con fibras utilizado en la reparación etapa piloto. | 142 |
| Figura 5.8. Malla Elementos Finitos Flexión ensayo Rilem..... | 143 |
| Figura 5.9. Comparación numérica - experimental hormigón simple. | 144 |
| Figura 5.10. Comparación numérica experimental vigas Rilem etapa piloto con $40kg/m^3$ de fibras..... | 146 |
| Figura 5.11. Comparación numérica experimental vigas Rilem campaña experimental con $30kg/m^3$ de fibras. | 147 |
| Figura 5.12. Comparación numérica experimental vigas Rilem campaña experimental con $60kg/m^3$ de fibras. | 147 |
| Figura 5.13. Comparación variable de endurecimiento plástico hormigón de vigas Rilem con $30kg/m^3$ y $60kg/m^3$ de fibras para $CMOD=0.15mm$. (a) Hormigón HRF $30kg/m^3$ de fibras. (b) Hormigón HRF $60kg/m^3$ de fibras. | 148 |
| Figura 5.14. Comparación variable de endurecimiento plástico hormigón de vigas Rilem con $30kg/m^3$ y $60kg/m^3$ de fibras para $CMOD=0.5mm$. (a) Hormigón HRF $30kg/m^3$. (b) Hormigón HRF $60kg/m^3$ de fibras..... | 148 |
| Figura 5.15. Comparación variable de endurecimiento plástico fibras de vigas Rilem con $30kg/m^3$ y $60kg/m^3$ de fibras para $CMOD=0.5mm$. (a) Fibras HRF $30kg/m^3$ de fibras. (b) Fibras HRF $60kg/m^3$ de fibras..... | 149 |
| Figura 5.16. Materiales usados en la simulación de vigas sin encamisado. | 150 |
| Figura 5.17. Materiales usados en la simulación de vigas con encamisado. | 150 |
| Figura 5.18. Malla de EF usada en la simulación de vigas en 3D | 151 |
| Figura 5.19. Malla de EF y condiciones de borde usada en simulación numérica de reparación de vigas..... | 151 |
| Figura 5.20. Curvas carga-desplazamiento vigas con estribos sin refuerzo. Comparación de resultados numéricos y experimentales..... | 153 |
| Figura 5.21. Variable de endurecimiento plástico hormigón de viga con estribos sin refuerzo. | 154 |
| Figura 5.22. Deformación plástica hormigón ϵ_{yy} viga con estribos sin refuerzo..... | 155 |
| Figura 5.23. Deformación plástica hormigón ϵ_{yz} viga con estribos sin refuerzo..... | 156 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 5.24. Deformación plástica hormigón ε_{zz} viga con estribos sin refuerzo. | 157 |
| Figura 5.25. Curvas carga-desplazamiento vigas sin estribos sin refuerzo. Comparación de resultados numéricos y experimentales. | 158 |
| Figura 5.26. Variable de endurecimiento plástico viga sin estribos para $\delta=2\text{mm}$ correspondiente al pico de carga. | 159 |
| Figura 5.27. Deformaciones plásticas viga sin estribos sin refuerzo en pico de carga $\delta=2\text{mm}$. (a) ε_{zz} , (b) ε_{yy} , (c) ε_{yz} | 159 |
| Figura 5.28. Tensiones de corte σ_{yz} viga con estribos reforzada con HRF con 60kg/m^3 de fibras correspondientes a carga máxima. (a) Hormigón H-21 vigas. (b) Hormigón H-90 de HRF encamisado. | 160 |
| Figura 5.29. Tensiones de corte en viga reforzada con HRF con 60kg/m^3 de fibras. (1), (2) y (3) tensiones en hormigón H-21 de viga de hormigón armado. (4), (5) y (6) tensiones en hormigón H-90 de encamisado de HRF. | 161 |
| Figura 5.30. Vigas reforzadas con HRF con 30kg/m^3 . Simulación 2D. | 163 |
| Figura 5.31. Vigas reforzadas con HRF con 60kg/m^3 . Simulación 2D. | 163 |
| Figura 5.32. Vigas sin refuerzo para reparación con HRF con 60kg/m^3 de fibras. Comparación de resultados numéricos y experimentales. | 164 |
| Figura 5.33. Vigas Reparadas con HRF con 60kg/m^3 de fibras. Comparación Numérica - Experimental. | 165 |
| Figura 5.34. Variable de endurecimiento plástico. (a) Hormigón viga fin caso de carga sin refuerzo. (b) Hormigón viga caso reparada $\delta=11\text{mm}$. (c) Hormigón alta resistencia de encamisado caso viga reparada $\delta=11\text{mm}$ | 166 |
| Figura 5.35. Alternativas de refuerzo de vigas. Respuestas carga-desplazamiento para diferentes espesores de encamisado. | 167 |
| Figura 5.36. Alternativas de refuerzo de vigas. Respuestas carga-desplazamiento para diferente calidad de hormigón. | 168 |
| Figura A5.1. Esquema de comportamiento de endurecimiento cualquiera. | 170 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 2.1. Propiedades de algunas fibras (ACI 544.1R, 1996-2002), (Landa Avilés, 2002). | 7 |
| Tabla 3.1. Programa Experimental, descripción vigas de hormigón armado. | 28 |
| Tabla 3.2. Diseño Programa Experimental. | 28 |
| Tabla 3.3. Dosificación de hormigones en kg/m^3 . | 30 |
| Tabla 3.4. Propiedades de los hormigones simples (sin fibras) en compresión y flexión. | 31 |
| Tabla 3.5. Dosificación de fibras. | 33 |
| Tabla 3.6. Especificaciones de fábrica fibras usadas (Gallovich Sarzalejo, et al., 2005). | 34 |
| Tabla 3.7. Propiedades de los hormigones reforzados con fibras en compresión. | 35 |
| Tabla 3.8. Propiedades aceros. | 38 |
| Tabla A3.1. Características del cemento y comparación con norma. | 47 |
| Tabla A3.2. Ensayos módulo de elasticidad hormigones en etapa piloto. | 50 |
| Tabla A3.3. Ensayos módulo de elasticidad hormigones en campaña experimental. | 50 |
| Tabla 4.1. Vigas con estribos reforzadas con HRF. | 92 |
| Tabla 4.2. Vigas sin estribos reforzadas con HRF. | 92 |
| Tabla 4.3. Vigas sin refuerzo y reparadas con HRF. | 93 |
| Tabla 4.4. Características vigas sin estribos ensayadas a corte. Base de datos experimental Claderas, (2002). | 95 |
| Tabla 4.5. Características vigas con estribos ensayadas a corte. Base de datos experimental Claderas, (2002). | 96 |
| Tabla 4.6. Resumen Prueba Rango con Signo y Prueba Suma de Rangos. | 105 |
| Tabla B4.1. Datos para el ANOVA de una vía de vigas reforzadas para $\delta=4\text{mm}$. | 119 |
| Tabla B4.2. Análisis de varianza de una vía de vigas reforzadas para $\delta=4\text{mm}$. | 120 |
| Tabla B4.3. Comparación de Dunnett con un control. Intervalos para media de tratamientos menos media de control de vigas reforzadas con HRF para $\delta=4\text{mm}$. | 120 |
| Tabla B4.4. Test de comparación de medias apareadas vigas reparadas para $\delta=4\text{mm}$. | 122 |
| Tabla B4.5. Datos para el ANOVA de dos vías de vigas reparadas para $\delta=4\text{mm}$. | 122 |
| Tabla B4.6. ANOVA de dos vías de vigas reparadas para $\delta=4\text{mm}$. | 123 |
| Tabla B4.7. ANOVA de una vía de vigas reparadas para $\delta=4\text{mm}$. | 124 |
| Tabla B4.8. Comparación de Dunnett con un control. Intervalos para media de tratamientos menos media de control de vigas reparadas con HRF para $\delta=4\text{mm}$. | 124 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla B4.9. Prueba de Rango con Signo para cargas de vigas sin refuerzo vs vigas reparadas con HRF con 30kg/m^3 de fibras para $\delta=4\text{mm}$ | 126 |
| Tabla B4.10. Prueba de Suma de Rangos para cargas de vigas sin refuerzo vs vigas reparadas con HRF con 30kg/m^3 de fibras para $\delta=4\text{mm}$ | 126 |
| Tabla 5.1. Propiedades Hormigones Simples, sin Fibras..... | 140 |
| Tabla 5.2. Propiedades Materiales de las Fibras usadas en las Simulaciones. | 141 |
| Tabla 5.3. Relevamiento de fibras mediante conteo HRF 30kg/m^3 | 145 |
| Tabla 5.4. Relevamiento de fibras mediante conteo HRF 60kg/m^3 | 145 |
| Tabla 5.5. Proporción de materiales usados en simulación de vigas sin refuerzo y reforzadas, malla 3D. | 152 |
| Tabla 5.6. Proporción de materiales usados en simulación de ensayo de vigas sin refuerzo y reforzadas/reparadas, malla 2D. | 162 |

NOTACIÓN

Letras capitales mayúsculas

| | |
|------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|
| A_{ijkl} | Tensor de cuarto orden con anisotropía del material para mapeo de tensiones |
| E | Módulo de elasticidad del material |
| E_m | Valor Promedio de E |
| F | Umbral de fluencia |
| \bar{F} | Umbral de fluencia en espacio isótropo ficticio |
| F_L | Carga máxima en flexión Rilem de vigas de hormigón simple |
| F_j | Carga de ensayo de flexión Rilem para apertura de fisura j |
| $F_{(n-1,m-1)}^{\alpha/2}$ | Límite inferior región de aceptación en distribución F |
| $F_{(n-1,m-1)}^{1-\alpha/2}$ | Límite superior región de aceptación en distribución F |
| G | Función de potencial |
| \bar{G} | Función de potencial definida en espacio isótropo ficticio |
| G_c | Energía de aplastamiento |
| G_f | Energía de fractura |
| H_0 | Hipótesis nula, afirmación acerca de una o más poblaciones |
| H_1 | Hipótesis alternativa de la hipótesis nula |
| I_1 | Primer invariante del tensor de tensiones |
| J_3 | Tercer invariante del tensor desviador de tensiones |
| J_2 | Segundo invariante del tensor desviador de tensiones |
| K | Umbral de fluencia |
| R^2 | Coefficiente de determinación (proporción de variabilidad explicada) |
| R^{0p} | Relación de resistencia inicial (compresión/tracción) |
| R^{bc} | Relación resistencia (equibiaxial/resistencia uniaxial) compresión |

Letras capitales minúsculas

| | |
|---------|-------------------------------------------------------------------|
| d_f | Diámetro fibra o diámetro de sección equivalente |
| f | Estadístico de la prueba de varianzas |
| f | Tensión equivalente |
| g_c^p | Máxima densidad de energía en compresión |
| g_f^p | Máxima densidad de energía en tracción |
| k_c | Fracción volumétrica |
| l | Largo fibra |
| l_c | Parámetro que depende del tamaño de la malla de elementos finitos |
| m | Tamaño de la muestra y |
| n | Tamaño de la muestra x |
| p | Probabilidad de tener el estadístico que se observa |
| s | Desviación estándar |

| | |
|--------------------|--------------------------------------------------------------------------|
| s_d | Desviación estándar de diferencias de la muestra |
| s_x | Desviación estándar de la muestra x |
| s_y | Desviación estándar de la muestra y |
| t | Estadístico del test de comparación de medias con varianzas desconocidas |
| t_o | Estadístico observado |
| $t_v^{1-\alpha/2}$ | Límite región de aceptación en distribución t de student |
| w | Apertura de fisura en ensayo de tracción uniaxial |
| \bar{x} | Media de la muestra x |
| \bar{x}_d | Promedio de diferencias de la muestra x |
| \bar{y} | Media de la muestra y |
| z | Probabilidad de la distribución normal |

Letras Griegas

| | |
|------------------------|------------------------------------------------------------------------|
| α | Nivel de significación de los test de hipótesis, es una probabilidad |
| α | Variable interna espacio anisótropo real |
| $\bar{\alpha}$ | Variable interna espacio ficticio |
| α_{ci} | Variaciones internas |
| γ | Parámetro controlador del plano octahédrico |
| δ | Desplazamiento impuesto |
| ε | Deformación |
| ε_{ij} | Tensor de deformación del conjunto |
| $(\varepsilon_{ij})_n$ | Tensor de deformación de la n -ésima componente del material |
| ε_{ij}^p | Tensor de deformaciones plásticas |
| ε_{rotura} | Deformación de rotura de acero |
| ε_{yf} | Deformación final de plafón de fluencia de acero |
| ε_y | Deformación inicio de fluencia de acero |
| θ | Ángulo de similitud o ángulo de Lode |
| κ_{comp}^p | Variable de endurecimiento plástico para la tensión pico en compresión |
| κ^p | Variable de daño plástico o variable de endurecimiento isótropo |
| λ | Factor de consistencia plástica |
| μ_d | Promedio de diferencias de la población, en este caso es 0 |
| μ_x | Media poblacional |
| μ_y | Media poblacional |
| ν | Coefficiente de Poisson |
| ν | Grados de libertad |
| ρ_L | Cuantía longitudinal de armadura |
| ρ_t | Cuantía transversal de armadura |
| σ | Tensión |
| σ'_{bk} | Tensión característica de hormigón en compresión |
| σ_c | Evolución del umbral de fluencia en ensayos de compresión uniaxial |
| σ_{fc} | Tensión umbral de fluencia en compresión |
| σ_i | Tensiones principales |

| | |
|----------------|----------------------------------------------------------------------|
| σ_{ij} | Tensor de tensiones |
| σ_{kl} | Tensor de tensión en espacio real |
| σ_m | Tensión media de compresión en hormigón |
| σ_{max} | Tensión principal mayor |
| σ_{mn} | Resistencia real en dirección n en el plano de normal m |
| σ_t | Evolución del umbral de fluencia en ensayos de tracción uniaxial |
| σ_{uc} | Resistencia última a compresión |
| σ_x^2 | Varianza de la población x |
| σ_y | Tensión de fluencia acero |
| σ_y^2 | Varianza de la población y |
| τ | Resistencia en el espacio isótropo ficticio |
| τ_{ij} | Tensor de tensión en espacio ficticio |
| ϕ | Diámetro de barra de acero |
| Ψ_c | Energía libre por unidad de volumen correspondiente a cada sustancia |

CAPÍTULO 1: **Introducción**

1.1. Descripción del Problema

Entre las tipologías constructivas más usadas se encuentran las estructuras de hormigón armado, de hecho el hormigón es el material estructural más usado en el mundo (Shah & Ribakov, 2011). Comparado con los otros materiales de construcción, tiene la menor relación costo/resistencia (Altun, et al., 2007). Es muy común que las estructuras de hormigón armado requieran reparación y/o refuerzo, ya sea por cambio de destino, diseño según normativas antiguas, cambio de filosofía de diseño como es el caso del diseño por capacidad en hormigón armado, envejecimiento o deterioro de los materiales por factores ambientales, errores de construcción o daño de los elementos estructurales ante situaciones extremas (Obaidat, et al., 2011). También la merma de fondos gubernamentales para construcciones nuevas lleva a la nueva tendencia de incrementar la vida de servicio de la infraestructura existente (Ferreira, et al., 2013).

La mayoría de elementos estructurales de hormigón armado están sometidos a fuerzas de corte. Estas fuerzas raramente actúan solas, sino más bien en combinación con flexión, esfuerzo axial, y tal vez torsión (Park & Paulay, 1975).

Para realizar el refuerzo y/o reparación estructural de elementos de hormigón armado se dispone de diferentes alternativas como ser refuerzo con placas de acero, polímeros u hormigón. Algunos métodos de reparación con adición de acero u hormigón armado presentan problemas de corrosión del acero que causan la falla del sistema de refuerzo (Iskhakov, et al., 2013). En general, el problema más importante es la adherencia y durabilidad de la capa de refuerzo/reparación.

La técnica de reparación/refuerzo de elementos de hormigón armado con hormigón reforzado con fibras (HRF) supera algunos de los problemas que presentan otras técnicas de refuerzo como la falla frágil en la interfaz refuerzo/hormigón. Comparados con los polímeros reforzados con fibras, los compuestos cementicios reforzados con fibras presentan mayor resistencia a altas temperaturas y radiación ultravioleta y fundamentalmente mayor compatibilidad con el sustrato de hormigón y mayor durabilidad a largo plazo (Nanni, 2012).

El HRF es un material compuesto por una matriz de hormigón a la que se adicionan fibras que mejoran su comportamiento. El principal efecto de la incorporación de fibras en el hormigón es el control de los procesos de fisuración. Esto da lugar a notables incrementos en la tenacidad del material compuesto, como así también a beneficios adicionales en lo que se refiere a su resistencia, fundamentalmente ante sollicitaciones de tracción. El hormigón reforzado con fibras presenta un patrón de fisuración más distribuido, mostrando fisuras de menor ancho. Como consecuencia ello aumenta la durabilidad de las capas de refuerzo/reparación impidiendo el ingreso de agentes agresivos que favorecen el despegue de estas capas.

Estas características hacen del HRF un material atractivo para la reparación y/o refuerzo de estructuras de hormigón. Sin embargo, todavía no se conoce claramente el comportamiento del sistema compuesto por el material existente y el nuevo material de reparación. La efectividad del refuerzo/reparación con HRF está fuertemente influenciada por la adherencia entre fibras y matriz y la adherencia entre la matriz y el sustrato de hormigón (Nanni, 2012). Aún cuando se han desarrollado investigaciones para caracterizar el HRF es aún necesario avanzar más en la cuantificación de la efectividad de este tipo de refuerzos.

1.2. Importancia del Tema

Las construcciones civiles constituyen un porcentaje significativo del patrimonio de un país, tanto las tareas de mantenimiento como la reconstrucción implican la disponibilidad de recursos importantes, que no hay dudas deben ser optimizados, tanto desde el punto de vista de las técnicas como de los materiales utilizados. En muchos países industrializados se espera que en un futuro cercano las inversiones en reparación de la infraestructura excedan a los desembolsos realizados en construcciones nuevas. Esto hace que haya mayor necesidad e importancia de mejorar las técnicas de mantenimiento y reparación de manera que sean más eficientes y durables (Li, 2004).

Muchos trabajos hacen referencia a la creciente actividad en la industria de la construcción del refuerzo y/o reparación de estructuras (Martinola, et al., 2010); (Hadi, 2003); (Adhikary & Mutsuyoshi, 2006); (Yun, 2012). La justificación de estas actividades suele estar fundada en el hecho de que la infraestructura existente es de elevado valor monetario y su reemplazo total puede no ser viable debido a cuestiones económicas (Li, et al., 2000), o que el uso continuo de la infraestructura imposibilita el cese de funcionamiento para el reemplazo (Brühwiler & Denarié, 2008). Además es ambientalmente y económicamente preferible reparar o reforzar una estructura antes que reemplazarla totalmente (Obaidat, et al., 2011). Incluso tareas como reparación, reciclado y mantenimiento de estructuras de hormigón armado se han transformado en una parte significativa de el costo total de construcción (Mallat & Alliche, 2011); (Yun, 2012). El interés en la realización de los trabajos de refuerzo y/o reparación y la experiencia en los trabajos ya ejecutados se ve volcada en la bibliografía existente en el tema (Rougier, 2007); (Landa Avilés, 2002); (Salaverría Reyes, 2003) e incluso existen congresos específicos como ser el “Concrete Repair Rehabilitation and Retrofitting II” de Noviembre de 2008 realizado en Sud África y el “CINPAR 2012” realizado en La Plata, Argentina.

Las tecnologías de rehabilitación de estructuras, que engloban las técnicas de reparación y refuerzo, están actualmente en etapa de investigación y se espera que en el futuro se desarrollen nuevos métodos y nuevos enfoques para los métodos actuales (JSCE, 1999). En la rehabilitación, la estructura debe ser diseñada para estar en armonía con el destino y además ser segura y durable. Los factores a tener en cuenta en la selección del método de rehabilitación incluyen la efectividad del método de reparación referida a la mejora de performance, la viabilidad de ejecución de los trabajos, el impacto que estos trabajos provoquen en el entorno, la facilidad de mantenimiento, economía y otros (JSCE, 1999).

El refuerzo y la reparación de estructuras son actividades de alta exigencia, pues se suele requerir incremento en resistencia, cambio de modo de falla, necesidad de no interrupción del uso de la estructura, rapidez, sencillez de las tareas, economía y, en el caso de construcciones de valor histórico, reversibilidad de las tareas. En algunas situaciones existen dificultades para realizar las tareas de refuerzo/reparación, como en el caso de puentes o en condiciones de baja temperatura. (Nanni, 2012). Puede ser que todas estas exigencias no se puedan cumplir simultáneamente y sea difícil lograr criterios de reparación y refuerzo completamente efectivos (Rougier, 2007). Por lo tanto habrá que aceptar la mejor solución posible para cada caso particular.

En las reparaciones con hormigón se observa a menudo deficiencia de performance en edades tempranas y de durabilidad a largo plazo (Tayeh, et al., 2012). Se ha estimado que aproximadamente la mitad de ellas fallan (Tayeh, et al., 2012) y las tres cuartas

partes de esas fallas se deben a la falta de durabilidad (Li, 2004). Este comportamiento inadecuado se atribuye generalmente a la inadecuada elección del material de refuerzo/reparación (Yun, 2012), a la mala ejecución de la reparación o una combinación de ambos. La falla de la reparación de hormigón típicamente manifiesta fisuración del refuerzo mismo y/o despegue del sustrato de hormigón debido fundamentalmente a los cambios de volumen no uniformes bajo deformaciones restringidas. A pesar de las numerosas investigaciones, el desarrollo de una técnica de reparación durable representa aún un desafío para la industria de la reparación y los investigadores.

En el campo de rehabilitación y refuerzo de estructuras de hormigón suele aparecer la necesidad de colocar hormigón nuevo junto al material viejo. En esos casos la resistencia de la unión entre el material nuevo y el viejo generalmente representa un eslabón débil en las estructuras reparadas. Los mayores requisitos para una reparación efectiva y exitosa es lograr una buena unión que sea eficiente y durable. El hormigón de alta performance reforzado con fibras (UHPFC) puede ser una buena alternativa como material de recubrimiento pues existe una unión fuerte entre este material y el sustrato de hormigón (Tayeh, et al., 2012).

En años recientes se han producido rápidos avances en el desarrollo de materiales cementicios de altas prestaciones reforzados con fibras caracterizados por endurecimiento en tracción después de la fisuración. Esta gran ductilidad los hace atractivos como materiales de reparación. Debido a ello el uso del hormigón reforzado con fibras se ha incrementado constantemente durante las últimas décadas, no solo en construcciones civiles e industriales, sino también en muchos otros campos como pavimentos de aeropuertos y autopistas, estructuras sismorresistentes y estructuras resistentes a impacto, túneles, puentes, estructuras hidráulicas, no sólo en construcciones nuevas sino también en refuerzo y reparación de estructuras existentes (Shah & Ribakov, 2011)

A modo de ejemplo, el problema del deterioro de los tableros de puente debido a fisuración y descascamiento es un problema de mantenimiento crítico en la mayoría de los puentes. Una de las causas más comunes de este deterioro es el ingreso de sales de deshielo que producen rápida corrosión de las armaduras. El hormigón reforzado con fibras ha sido usado en muchos puentes como un método efectivo para prevención y reparación de este tipo de deterioro. La habilidad del HRF de acero para controlar la frecuencia y severidad de las fisuras y la mejora del comportamiento en flexión y fatiga proveen beneficios significativos. Además las fibras metálicas tienen la ventaja de ser resistentes a la corrosión y ataque químicos y comportarse mejor que otras fibras en altas temperaturas (Shah & Ribakov, 2011).

A pesar de la gran cantidad de resultados experimentales, el empleo del HRF a nivel estructural es aún algo limitado, más aún en reparación y/o refuerzo. El principal obstáculo para ello ha sido la falta de modelos adecuados para el HRF. Si bien se conocen las ventajas de las fibras, los procedimientos de análisis no valoran adecuadamente el aporte de las mismas y se continúa diseñando en forma tradicional. Tampoco se dispone de herramientas que permitan valorar el aporte de las fibras en la fisuración y adherencia del refuerzo que están directamente vinculados con la durabilidad.

1.3. Objetivos de la Tesis

El objetivo general es desarrollar propuestas y criterios para el diseño estructural de refuerzo y reparación de elementos estructurales de hormigón con hormigón reforzado con fibras (HRF) de acero, de forma tal de lograr bases para una mejor aplicación y mayor aprovechamiento de las ventajas y alternativas que brinda este nuevo material como material de refuerzo y/o reparación en elementos predominantemente solicitados a corte.

Objetivos específicos:

- (1) Analizar las ventajas de la utilización de HRF como material de reparación y/o refuerzo de elementos de hormigón solicitados predominantemente a corte.
- (2) Evaluar la contribución de las fibras en la respuesta mecánica de vigas de hormigón armado predominantemente sometidas a corte reforzadas y/o reparadas con hormigón reforzado con fibras de acero.
- (3) Proponer pautas de diseño y ejecución, para reparación o refuerzo de elementos estructurales predominantemente sometidos a corte con HRF.

1.4. Contenido de la Tesis

En esta Tesis se estudian experimental y numéricamente las ventajas que presenta el HRF como alternativa para refuerzo/reparación de estructuras de hormigón armado solicitadas predominantemente a esfuerzos de corte.

La Tesis se organiza de la siguiente manera:

En el Capítulo 1 se describe el problema, la importancia del mismo y los objetivos del trabajo.

El Capítulo 2 se refiere al estado del arte en lo que hace a refuerzo y reparación de estructuras con HRF. En primer lugar se da la definición de HRF y las propiedades que lo hacen apto para diversas tareas. Luego, se describen brevemente otras opciones de reparación/refuerzo para recién pasar a los antecedentes de su uso en reparación/refuerzo. Se distingue entre los trabajos referidos a reparación y refuerzo de estructuras deterioradas y, por otro lado, aquellos trabajos referidos a estructuras con problemas estructurales.

En el Capítulo 3 se presenta la campaña experimental y la metodología utilizada en los ensayos. Se describen con detalle los especímenes y la forma de ensayo. Se incluyen también en este capítulo los ensayos de caracterización de los materiales usados y los resultados de los mismos. Este capítulo se complementa con el anexo A3 en donde se muestran complementos de los resultados experimentales de caracterización y el anexo B3 donde se desarrollan comparaciones estadísticas entre dos poblaciones.

En el Capítulo 4 se presentan los resultados experimentales de las distintas vigas ensayadas a corte. Se incluyen también el análisis estadístico y la discusión de los ensayos. Este capítulo se complementa con el anexo A4 donde se muestran otras mediciones realizadas en las vigas y el anexo B4 que incluye comparaciones múltiples de los resultados de los ensayos de vigas.

En el Capítulo 5 se presenta la simulación numérica de los ensayos. Luego de una breve descripción de las herramientas numéricas disponibles en la actualidad para simular este problema, se describen los modelos constitutivos utilizados y los desarrollos numéricos realizados. Se muestran las comparaciones entre resultados experimentales y numéricos

y el análisis de los mismos. Una vez calibrado y verificado el modelo numérico, se utiliza el mismo para el estudio numérico de distintas alternativas de refuerzo/reparación con HRF con el objeto de proveer recomendaciones de interés en la práctica de esta técnica de reparación. Este capítulo se complementa con el anexo A5 donde se desarrollan las mejoras introducidas al programa de elementos finitos.

Finalmente, en el Capítulo 6 se resumen las principales conclusiones obtenidas del análisis de los datos experimentales y resultados numéricos. También se proponen temas de investigación no tratados en esta tesis.

CAPÍTULO 2: Estado del Arte Reparación y Refuerzo en Elementos de Hormigón Armado

2.1. Introducción

Primeramente en este capítulo se define el material hormigón reforzado con fibras, se describe su comportamiento en estado fresco y endurecido y se resaltan las cualidades y beneficios que lo hacen apto para tareas de reparación y refuerzo.

Seguidamente se presentan brevemente las distintas posibilidades existentes para la reparación/refuerzo de estructuras y se muestran las ventajas del uso de HRF. Luego se hace una revisión bibliográfica de los trabajos referidos a la utilización del HRF en refuerzo y reparación de estructuras.

2.2. Hormigón Reforzado con Fibras. Características generales

Teniendo en cuenta sus componentes, se puede definir el Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) como “un hormigón hecho principalmente de cemento portland, agregados y refuerzo de fibras discretas” (ACI 544.1R, 1996-2002). Resulta así, “ un material compuesto que está caracterizado por una resistencia residual en tracción mejorada, también definida como tenacidad, debida a los mecanismos de refuerzo provistos por las fibras que unen las caras de las fisuras” (di Prisco, et al., 2009).

A su vez, el hormigón simple también puede ser considerado como un material compuesto por una matriz cerámica o pasta de cemento y agregados dispersos. Además, dependiendo de la escala de observación, la descripción se puede especificar aún con mayor detalle (Irassar, 2004).

Entre las fibras que se pueden usar se encuentran las de acero, vidrio, polímeros orgánicos (fibras sintéticas como la poliamida aromática “aramida” comercializada por Du Pont como “Kevlar”) (Landa Avilés, 2002) y, en menor medida, las fibras vegetales (ACI 544.1R, 1996-2002). Para cada tipo de fibra es posible agrupar las propiedades en dos grandes grupos correspondientes a: las características propias del material que compone las fibras y a las características geométricas de las fibras (Zerbino, 2004). En la Tabla 2.1 se puede ver una comparación de las propiedades materiales de algunas de las fibras disponibles. Las fibras de vidrio y polímeros orgánicos rompen a tracción de manera frágil sin ninguna deformación plástica o fluencia (Landa Avilés, 2002) mientras que, en general, las fibras de acero pueden llegar a deformarse plásticamente.

Tabla 2.1. Propiedades de algunas fibras (ACI 544.1R, 1996-2002), (Landa Avilés, 2002).

| Propiedades | Acero | Vidrio E | Carbono I | Kevlar 49 | Sisal |
|-------------------------------------|------------|----------|-----------|-----------|-----------|
| Diámetro [μm] | 5.0-1100.0 | 8.14 | 7.0-9.7 | 11.9 | 10.0-50.0 |
| Densidad [kg/m^3] | 7840 | 2560 | 1950 | 1450 | 1120 |
| Módulo de Young [Gpa] | 210 | 76 | 390 | 125 | 19-26 |
| Resistencia a Tracción [Gpa] | 0.5-2.0 | 1.4-2.5 | 2.2 | 2.8-3.6 | 0.28-0.56 |
| Alargamiento a Rotura [%] | 0.5-3.5 | 1.8-3.2 | 0.5 | 2.2-2.8 | 3.0-5.0 |

Comúnmente, las fibras que se utilizan con fines estructurales son las de alto módulo de elasticidad (acero, vidrio, carbono, Kevlar) mientras que las de bajo módulo son usadas con otros fines. Las fibras estructurales más populares son las de acero (Zerbino, 2004) (Vandewalle, 2006).

No existe configuración estándar para las fibras de acero ni su proceso de fabricación (Shah & Ribakov, 2011) y esto lleva a que en el mercado exista tanta variedad.

Una de las características geométricas de las fibras más importante es la relación de aspecto (l/d_f) que es el cociente entre el largo de la fibra y el diámetro o en el caso de fibras no circulares el diámetro de una sección circular equivalente. Esta propiedad define lo que normalmente se conoce como esbeltez de las fibras. Otro aspecto geométrico que tiene fuerte influencia en la respuesta del HRF es la forma de las fibra que puede ser recta, con ganchos u otros tipos de anclajes en los extremos, lisa u ondulada, etc. También tiene importancia la conformación superficial de las fibras (Zerbino, 2004) que juega un rol trascendente en la adherencia de las fibras a la matriz.

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, el mecanismo que contribuye principalmente 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).

También se usa combinación de distintos tipos de fibras, dando lugar a los llamados hormigones reforzados con fibras híbridas donde el comportamiento post fisuración depende del contenido total de fibras y los tipos de fibras usados. Las fibras cortas y de diámetro pequeño, especialmente aquellas de relación de aspecto elevada, sirven como mecanismo de costura (puente o unión) para aperturas de fisuras pequeñas (0.2 a 0.3mm), y son beneficiosas en durabilidad. Por otra parte, el desarrollo de la ductilidad requiere grandes deformaciones y para lograr un efecto de puente con fisuras mayores son necesarias fibras más largas y con forma para brindar anclaje (Vandewalle, 2006).

Las fibras mejoran las propiedades mecánicas del hormigón no como un reemplazo de la armadura en barras sino como complemento de éstas. Las barras de acero no pueden impedir la formación de micro fisuras, pero las fibras dispersas pueden prevenir la propagación o su crecimiento en ancho controlando el proceso de fisuración (Shah & Ribakov, 2011).

En principio cualquier hormigón puede ser reforzado con fibras. Sin embargo, la tendencia actual es usar las fibras para mejorar la ductilidad de hormigones de altas (resistencia a compresión de 60 a 100MPa) y ultra alta resistencia (resistencia a compresión de 100 a 160MPa) de manera de lograr un material con la resistencia y ductilidad adecuada para usarse en pequeños espesores. Una característica de estos materiales es que conjuntamente con el incremento de la resistencia se da a la par incremento de la fragilidad (Hadi, 2009); (Ayan, et al., 2011); (El-Dieb, 2009); (Khalaj & Nazari, 2012); (Ding, et al., 2012). Los hormigones de alta resistencia son menos dúctiles que los de resistencia normal y esto representa una limitación en el diseño de aplicaciones estructurales innovadoras (Boulekbache, et al., 2012). A pesar que el comportamiento frágil de los hormigones de ultra alta resistencia es uno de los mayores obstáculos para aplicaciones prácticas éste ha demostrado propiedades materiales y mecánicas superiores (Park, et al., 2012). Esta fragilidad no deseada se opone con otras bondades y limita el uso del material. Incorporar fibras a estos materiales sirve para atenuar la fragilidad del material (Corinaldesi & Moriconi, 2012); (Hassan, et al., 2012) y genera además otros beneficios en el comportamiento a tracción (Khalaj & Nazari,

2012) como ser aumento de la tenacidad, distribución de fisuras pareja y ancho de fisuras menor (Shah & Ribakov, 2011). Otras propiedades importantes de los hormigones de alta y muy alta resistencia son que la matriz es más compacta, con menos poros (Corinaldesi & Moriconi, 2012), con mejor adherencia entre los agregados y la pasta (Wang, et al., 2012) y son más durables (Hassan, et al., 2012). Es además un material poco poroso que tiene baja permeabilidad y alta durabilidad, lo que lo hace apto para el refuerzo (Wang & Lee, 2007).

La dosificación de estos hormigones es un desafío, generalmente se puede conseguir alta resistencia mediante el uso de aditivos superplastificantes y baja relación agua/cemento, pero para lograr muy alta resistencia, además de lo anterior, es indispensable utilizar adiciones minerales con poder cementante (Khalaj & Nazari, 2012).

Muchas veces los hormigones que reúnen las características de muy alta resistencia y durabilidad son llamados hormigones de alta performance, estos hormigones están pensados para vida útil mayor que el hormigón tradicional (Yi, et al., 2012). Además este material tiene costo elevado y hace que su uso debe estar bien dirigido y optimizado (Ding, et al., 2012); (Brühwiler & Denarié, 2008).

También se ha popularizado el uso de hormigones de características autocompactante que necesitan menos mano de obra y tienen estructura interna de mayor densidad, mejor resistencia y menor permeabilidad (El-Dieb, 2009); (Uysal & Tanyildizi, 2012). Los hormigones autocompactantes deben ser tan fluidos como sea posible para asegurar el llenado de los encofrados solo con ayuda de su propio peso y a la vez estables evitando la segregación de materiales (Deeb, et al., 2012). Estos hormigones tienen la ventaja de que son fáciles de colar en espesores pequeños, lo que los hace adecuados para aplicaciones de refuerzo y reparación de estructuras.

En esta tesis se estudia la aplicación del HRF para este tipo de tareas y se trabaja con una matriz de hormigón autocompactante.

2.3. Clasificación del Hormigón Reforzado con Fibras

El HRF se especifica generalmente por la resistencia a compresión de la matriz y contenido de fibra y, en algunos casos, por parámetros de tenacidad (ACI 544.3R, 1993-1998).

En la etapa de diseño, el hormigón convencional se especifica por la resistencia a compresión, la trabajabilidad y también por su resistencia a distintos agentes agresivos. Para los HRF la resistencia a compresión no se ve afectada por la incorporación de fibras pero estas reducen la trabajabilidad. En lo que respecta a la respuesta ante distintas condiciones de exposición son necesarios más estudios. Como las fibras pueden reducir el ancho de fisuras podrían, por ejemplo, adoptarse recubrimientos menores (di Prisco, et al., 2009).

La propiedad que más cambia con la presencia de las fibras es la resistencia a tracción en la etapa post fisuración. La Figura 2.1 muestra la clasificación del HRF según muestre endurecimiento o ablandamiento en tracción uniaxial y la relación con la respuesta obtenida en flexión. Dado que el comportamiento en flexión es marcadamente diferente del comportamiento en tracción, puede suceder que materiales con ablandamiento en tracción presenten endurecimiento en flexión (di Prisco, et al., 2009). Tanto en el caso de hormigón simple, como de HRF, cuando se los somete a tracción uniaxial, se produce localización de la fisuración de manera conjunta con el pico de

tensión. Hay otros materiales que luego de la primera fisura presentan múltiple fisuración y aumento de resistencia, estos son los llamados Compuestos Cementicios de Alta Performance Reforzados con Fibras (HPFRCC en inglés) (Fischer & Li, 2007).

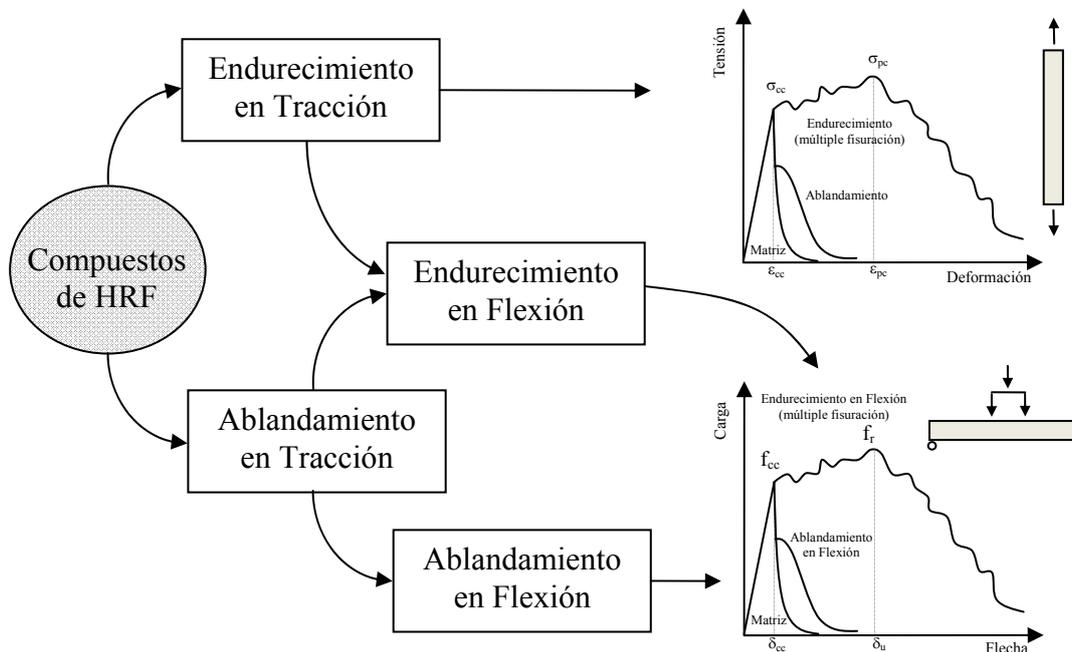


Figura 2.1. Clasificación de Compuestos de Hormigón Reforzados con Fibras (Naaman, 2007).

Aunque normalmente se caracteriza al hormigón por su resistencia a compresión, para el diseño de estructuras, en general, es necesario conocer los valores de las resistencias tanto a compresión como a tracción. La resistencia a tracción es importante en las estructuras sin armadura como ser presas solicitadas por sismos. Otras estructuras, como las losas de pavimento o de aeropuertos, que son diseñadas basadas en resistencia a flexión, están sujetas a fuerzas de tracción y, en este caso, la resistencia a tracción es más importante que la resistencia a compresión (Shah & Ribakov, 2011).

2.4. Propiedades de los hormigones reforzados con fibras de acero

En esta sección se describen las propiedades del hormigón reforzado con fibras de acero en contraste con el comportamiento del hormigón simple (sin fibras).

Las propiedades materiales se obtienen de ensayos de laboratorio y por lo tanto dependen mucho de los métodos de ensayo (Parmentier, et al., 2008).

El comportamiento de los materiales y estructuras construidas con estos está íntimamente relacionado ya que, en definitiva, en laboratorio siempre se ensaya una estructura (van Mier, 1997). También sucede que las propiedades del material se pueden transformar en propiedades estructurales (Li, et al., 2000).

Muchos autores proponen el uso de ensayos de caracterización de forma tal de representar lo mejor posible el comportamiento final del elemento estructural a construir, estos son llamados “especímenes estructurales” (Walraven, 2009) que reflejan mejor las condiciones de construcción y trabajo (di Prisco, et al., 2009), pues, en los

ensayos se dan fenómenos de orientación preponderante de fibras y efecto pared entre otras cosas (Cunha, et al., 2010).

2.4.1. Propiedades en Estado fresco

Las fibras influyen algunas de las propiedades del hormigón en estado fresco. Este aspecto debe ser tenido en cuenta junto con la técnica de colocación en obra cuando se trabaja con HRF. Por ejemplo, se puede necesitar una matriz de hormigón autocompactante para llenado de pequeños espesores o, en otras circunstancias, de hormigón con rápido crecimiento de la viscosidad como para ser proyectado.

A continuación se muestran algunas de esas propiedades en estado fresco que se modifican con el agregado de fibras.

2.4.1.1. Trabajabilidad

Siguiendo el manual de prácticas del hormigón del ACI¹ la trabajabilidad es la habilidad de la mezcla de hormigón fresco de llenar apropiadamente los encofrados aplicando un trabajo específico (ej.: vibración) y sin reducir la calidad del hormigón. La trabajabilidad, al igual que la durabilidad, comparten la distinción de ser propiedades que todos los hormigones tienen pero que no pueden ser medidas directamente (Shah & Ribakov, 2011). Mientras mejor sea la trabajabilidad en estado fresco, menor será la dispersión de los resultados en estado endurecido (Lappa, et al., 2006).

La incorporación de fibras reduce la trabajabilidad del hormigón (di Prisco, et al., 2009) debido al área superficial extensa que debe ser cubierta por el mortero (Ardehana & Desai, 2012). Esto genera límites en el contenido máximo de fibras (El-Dieb, 2009) que para hormigones y fibras del medio ronda el 2% en volumen. La trabajabilidad depende de la forma, longitud y contenido de fibras (Shah & Ribakov, 2011). Para relación de aspecto superior a 100 se produce mala trabajabilidad y/o distribución de fibras no uniforme, por lo que en la práctica se usan fibras con relación de aspecto menores (Carmona Malatesta & Cabrera Contreras, 2009).

Si bien el uso de ganchos u otro tipo de anclaje mecánico producen mejoras en el arrancamiento de las fibras y tenacidad del compuesto, se pueden producir problemas de trabajabilidad y formación de erizos para algunos tipos de fibras. La formación de erizos durante el proceso de mezclado está relacionada con la relación de aspecto de las fibras, la proporción volumétrica, el tamaño máximo y granulometría de los agregados y el método de incorporación de fibras a la mezcla. Con el aumento de los tres primeros factores se incrementa la tendencia a la formación de erizos (Ardehana & Desai, 2012). Un método exitoso para solucionar este problema es utilizar fibras aglutinadas las cuales están unidas por un pegamento soluble en agua que permite que se separen y distribuyan durante el proceso de mezclado del hormigón (Zerbino, 2004); (Shah & Ribakov, 2011).

¹ American Concrete Institute

2.4.1.2. Contracción por fraguado

Los métodos de ensayo para medir la contracción de fraguado difieren en la geometría, tipo de restricción, condiciones ambientales y mediciones realizadas. Es de destacar que el fenómeno de contracción por fraguado es fuertemente dependiente del tipo y contenido de cemento utilizado y las condiciones de curado. La concentración y/o distribución de las fibras es un factor muy importante durante la contracción por fraguado. Si no es pareja, se produce mucha dispersión en las mediciones, sobre todo en elementos grandes. Farhat, et al. (2007) realizaron prismas de 50x50x250mm con y sin fibras para evaluar el comportamiento del HRF. Registraron que a iguales condiciones de curado, la contracción es significativamente menor en elementos de hormigón con fibras que en aquellos del mismo hormigón pero sin fibras. El contraste entre ambos hormigones es más marcado sobre todo en los 10 primeros días se registraron diferentes tasas de contracción.

Mora et al., (2001) estudiaron la evolución de la fisuración de hormigón en moldes prismáticos y bidimensionales, ambos con restricciones en los laterales. En los moldes prismáticos se inducía una fisura en la sección central y se medía su evolución en el tiempo con las probetas expuestas a viento y temperatura. Se observó que en lo referido a apertura de fisura, las fibras de acero con ganchos en los extremos se comportan mejor que las con ensanche en los extremos. Esta mejora en el comportamiento es semejante a la observada en mezclas con fibras plásticas. También la pérdida de humedad es mayor en las mezclas con fibras de acero.

Mora et al., (2000) realizaron los mismos ensayos pero en hormigón de alta resistencia y encontraron que estos se fisuran inmediatamente después de exponer las probetas a viento caliente y que, al introducir fibras de acero con ganchos en los extremos, se reducen significativamente los anchos de fisura.

Aunque las fibras de acero no son las más adecuadas para controlar la fisuración por retracción de fraguado también contribuyen en ese sentido. Esto es especialmente importante cuando el HRF va a ser usado en aplicaciones de reparación o refuerzo estructural donde existe una estructura de base que impide la retracción, dando lugar a la fisuración de la capa de refuerzo. En estos casos, la incorporación de fibras de acero no solo contribuye estructuralmente sino también controlando el tamaño de las fisuras y por tanto, aumenta la durabilidad de la capa de refuerzo/reparación.

2.4.2. Propiedades en estado endurecido

2.4.2.1. Compresión

La resistencia a compresión está definida como la máxima resistencia medida en un espécimen de hormigón cargado axialmente a los 28 días de edad.

Existe controversia respecto a la carga máxima alcanzada en los ensayos de compresión de probetas de hormigón cuando se incorporan fibras. Algunos autores muestran disminución de la resistencia (Altun, et al., 2007); (Carmona Malatesta & Cabrera Contreras, 2009); (Lim & Oh, 1999); (Turmo, et al., 2008); (Boulekbache, et al., 2012), ver Figura 2.2, mientras otros acusan un leve aumento de resistencia (Lee, 2006); (Tokgoz & Dundar, 2010); (Campione & Mangiavillano, 2008); (Lim & Oh, 1999), ver Figura 2.3. Si bien no existe consenso en este tema, las variaciones de la resistencia de las probetas con fibras comparadas con las de referencia no son significativas. En lo

referente al módulo de elasticidad pasa algo similar, pues las variaciones no son siempre en el mismo sentido y tampoco son significativas.

La pendiente de la rama descendente de la curva tensión-deformación (carga-desplazamiento) es menor para el HRF que para el hormigón sin fibras. Esto muestra mayor capacidad de deformación en compresión (Naaman & Reinhardt, 2004); (Campione & Mangiavillano, 2008); (Boulekbache, et al., 2012). Se evidencia mayor capacidad de disipación de energía durante la deformación, dada por el área bajo la curva tensión-deformación y se mantiene más la integridad de las probetas (Olivito & Zuccarello, 2010); (Hassan, et al., 2012). Esta capacidad de absorción de energía mejorada es útil porque evita falla explosiva y repentina bajo cargas cuasi-estáticas y representa mayor capacidad de absorción de energía en cargas dinámicas (ACI 544.4R, 1999).

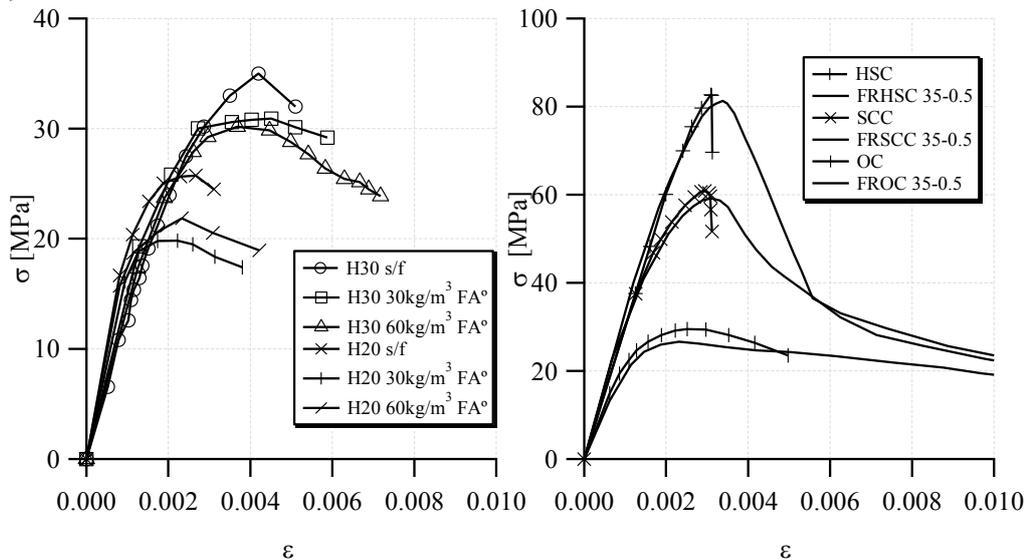


Figura 2.2. Ensayo de compresión, disminución de resistencia (Altun, et al., 2007), (Boulekbache, et al., 2012).

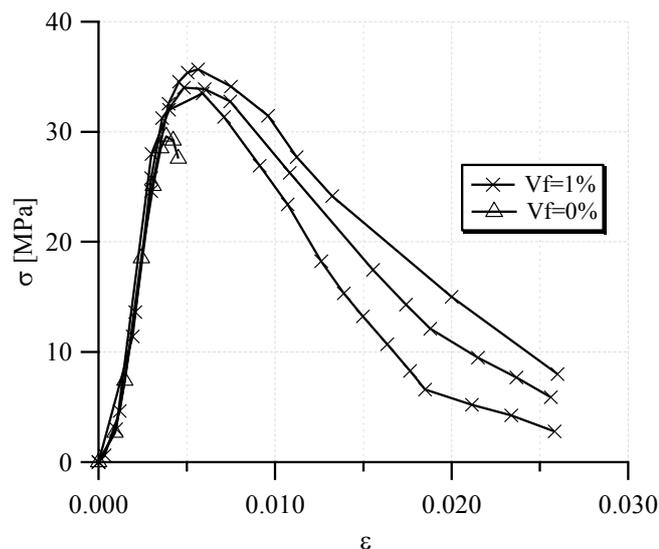


Figura 2.3. Ensayo de compresión, aumento de resistencia (Campione & Mangiavillano, 2008).

2.4.2.2. Tracción Directa

No existe un ensayo estandarizado para determinar la curva tensión-deformación ($\sigma-\varepsilon$) o tensión-desplazamiento en tracción del HRF (Shah & Ribakov, 2011). Por eso se encuentran en la bibliografía ensayos de tracción directa realizados en diferentes tipos de probetas. Algunos ensayos usan probetas con entalla construida para concentrar atención en una sección debilitada y otras probetas no tienen entalla pero la forma de la probeta, tipo “*dog-bone*” por ejemplo, permite estudiar la respuesta material en una longitud determinada. En 2001 RILEM² publicó una recomendación para ensayos de HRF de acero en especímenes entallados, la recomendación es para material que presenta ablandamiento y sirve para medir la curva tensión-apertura de fisura ($\sigma-w$) (RILEM, 2001).

Se debe tener presente que los ensayos uniaxiales son difíciles de ejecutar, siendo una opción más práctica la utilización de los ensayos de flexión (Walraven, 2009) que proveen resistencia flexional y parámetros de tenacidad (Barragán, et al., 2003).

Hasta la formación de la primera fisura, la parte ascendente de la curva tensión-desplazamiento bajo tracción uniaxial es similar a la de hormigón simple. La parte descendente depende de los parámetros del refuerzo, especialmente de la forma de las fibras, relación de aspecto y cantidad de las mismas. La máxima tensión de tracción del HRF es generalmente del mismo orden que la del hormigón simple; sin embargo, la capacidad de disipación de energía es mayor debido al arrancamiento de las fibras (ACI 544.4R, 1999).

En Figura 2.4 se pueden ver curvas típicas tensión-apertura de fisura de HRF de 30MPa de resistencia característica con 40kg/m³ de fibras de acero con ganchos en ensayo uniaxial de probetas entalladas; Barragán, et al., (2003) encontraron en la tensión post-pico coeficiente de variación de tensión de hasta 30% que estaría relacionado con la cantidad de fibras efectivas presentes en la sección.

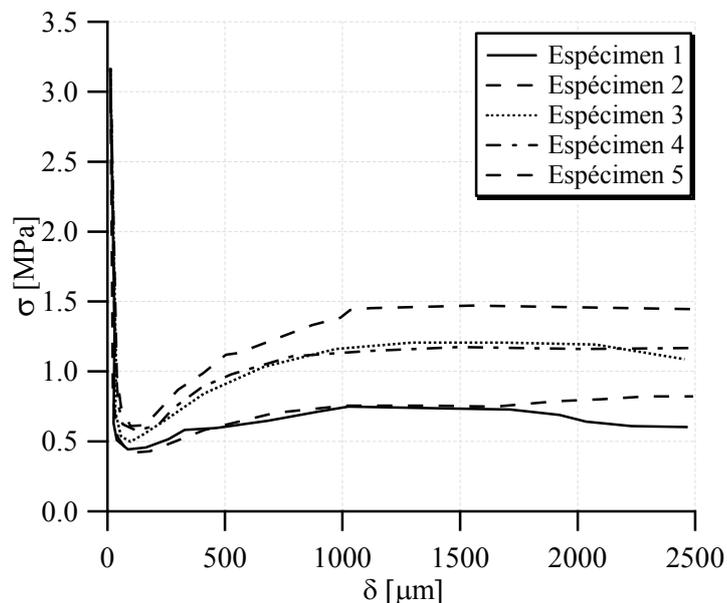


Figura 2.4. Curvas tensión-apertura de fisura en probetas cilíndricas con entalla (Barragán, et al., 2003).

² Reunion Internationale des Laboratoires et Experts des Materiaux

2.4.2.3. Flexión

El ensayo de flexión es el ensayo de caracterización de comportamiento mecánico más popular y simple que permite observar las mejoras en tracción provocadas por la incorporación de fibras (Naaman & Reinhardt, 2004). No obstante la simpleza del ensayo frente a otros ensayos, debe ejecutarse en un laboratorio especializado pues los laboratorios de obra no cuenta con el equipo necesario.

Existen ensayos en vigas con y sin entalla. Hay diferencias entre ambos ensayos ya que la entalla obliga a la fisura a producirse en una posición determinada y, por lo tanto, la fase de endurecimiento en flexión no es muy pronunciada a diferencia de lo que ocurre en los ensayos de vigas sin entalla (Walraven, 2009). En los ensayos con entalla se mide además de la flecha la apertura de fisura.

También se diferencian los ensayos de flexión de tres puntos en vigas (EN 14651, 2005); (Rilem TC 162-TDF, 2002) y flexión de cuatro puntos en vigas (ASTM C 1018, 2002); (NBN B 15-238, 1992); (UNI 11039-2, 2003). En general, se usan especímenes de dimensiones similares. Además se ejecutan otros tipos de ensayos de flexión en paneles cuadrados con entalla (EFNARC, 2011) para hormigón proyectado y también para losas circulares (ASTM C 1550, 2005). En Figura 2.5 se pueden ver esquemas de los ensayos de flexión típicos de vigas y paneles.

La incorporación de fibras provoca cambios en el comportamiento a flexión luego de producida la fisuración e incrementa la capacidad de mantener cargas. La capacidad de disipación de energía o tenacidad también se incrementa y de acuerdo al contenido y tipo de fibras, se puede tener incremento o disminución de las cargas post-fisuración (Zerbino, 2004). En Figura 2.6 se puede ver el efecto de la incorporación de fibras de acero con ganchos en ensayos de flexión de vigas con entalla para dos valores de resistencia de hormigón. Se observa que la respuesta de los hormigones simples difiere de la de los HRF. Estos últimos tienen capacidad de mantener carga y de acuerdo al contenido de fibra y matriz, algunos presentan mayor o menor resistencia a flexión.

La resistencia a flexión del HRF decrece con el aumento del tamaño máximo y cantidad de agregado grueso (ACI 544.4R, 1999). La resistencia a flexión de los morteros aumenta más fácilmente que la del hormigón con la incorporación de fibras.

Generalmente se encuentra que en hormigón de alta resistencia, las fibras de acero tienen mayor efecto en la resistencia a flexión que en compresión o tracción (Shah & Ribakov, 2011).

Hay estudios que demuestran que la dispersión en los resultados de flexión de vigas de HRF es mayor que en los resultados de ensayos sobre paneles, sean redondos o cuadrados (Parmentier, et al., 2008). Se demuestra que el coeficiente de variación de los resultados está relacionado con el área de la sección fisurada. Mientras mayor sea el área, menor resulta la variabilidad (Shah & Ribakov, 2011). En una estructura real el coeficiente de variación depende del área de la sección fisurada y la redundancia del sistema entendida como la capacidad de redistribución de carga y fisuración múltiple (Shah & Ribakov, 2011).

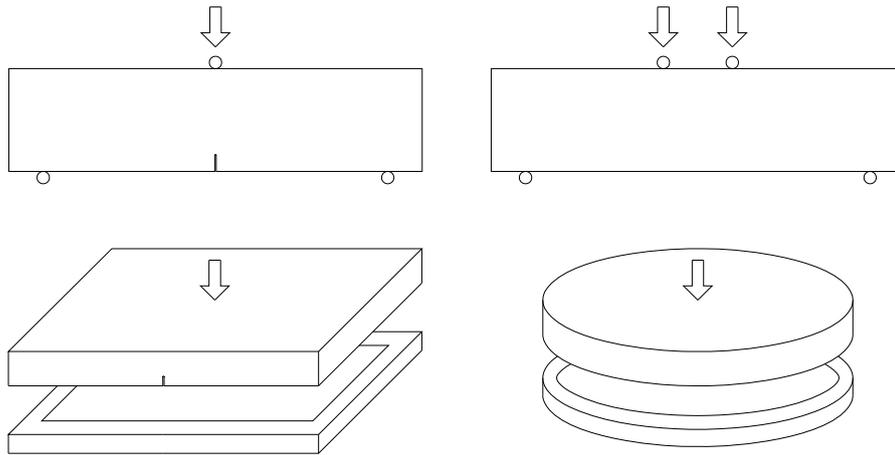


Figura 2.5. Esquemas de ensayos de flexión (Gallovich Sarzalejo, et al., 2005).

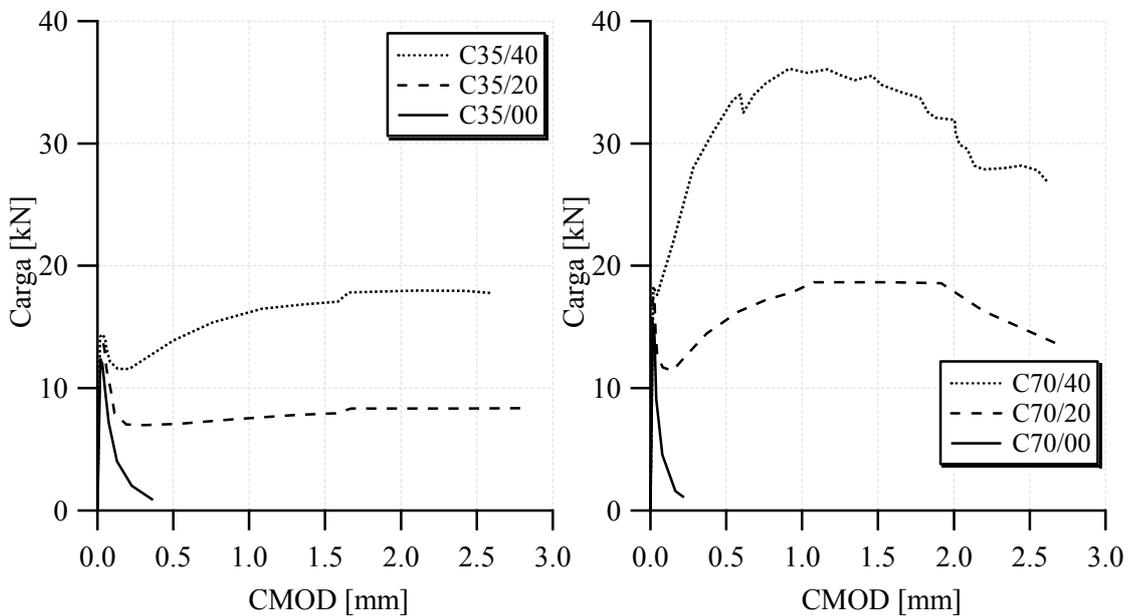


Figura 2.6. Curvas carga CMOD para hormigón C35 y C70 con diferentes contenidos de fibras (Barragán, et al., 2000).

2.4.2.4. Corte

Es sabido que la falla por corte en elementos de hormigón está relacionada con las tensiones principales de tracción. Al ser excedida la resistencia a tracción del hormigón se producen fisuras diagonales en el tramo de corte. Por ello, el comportamiento de un elemento de hormigón solicitado a tensiones de corte está relacionado con la tensión de tracción directa o indirecta. Para mejorar la capacidad a corte de elementos de hormigón armado, evitar la falla frágil y baja performance del hormigón en tracción se ha propuesto en los últimos años la incorporación de fibras de acero (Chalioris, 2013). Existen dos tipos de trabajos, los que muestran el comportamiento material del HRF en ensayos de corte y los que prueban el desempeño del HRF en elementos estructurales de hormigón armado sometidos a flexión y corte.

Existen propuestas de probetas y ensayos para caracterizar el material y producir esfuerzos de corte en un plano de falla predefinido (Carmona Malatesta & Cabrera Contreras, 2009). Se tienen probetas “push-off” con forma de Z con resultados de mucha variabilidad por la sensibilidad a cargas excéntricas, vigas con entallas que proporcionan datos de modo de rotura mixto (apertura y deslizamiento) y cargas de compresión transmitidas mediante cuñas a una probeta entallada (recomendación japonesa), ver Figura 2.7.

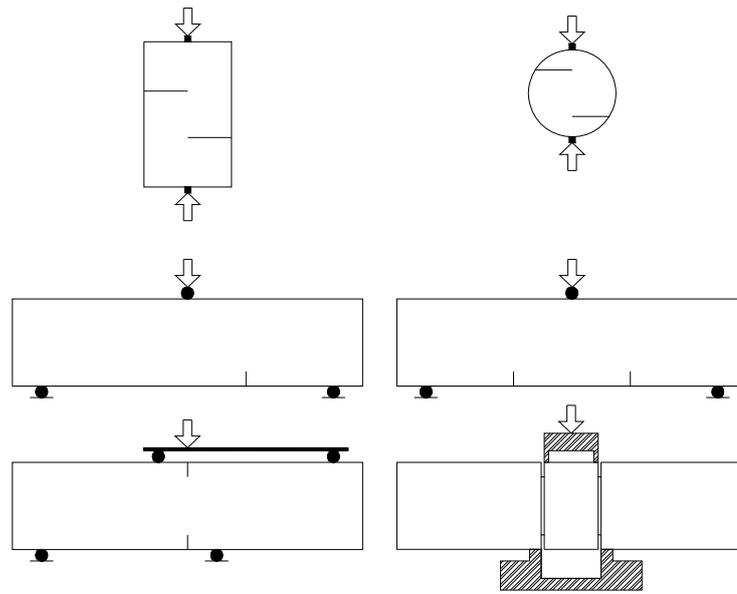


Figura 2.7. Propuestas de ensayos de corte (Carmona Malatesta & Cabrera Contreras, 2009).

Barragán, et al., (2006) mostraron mediante ensayos push-off de hormigón de resistencia normal y alta resistencia reforzados con fibras la mayor capacidad de disipación de energía, integridad y capacidad de carga residual en falla predominante por corte debido a la incorporación de fibras. Rao & Rao, (2009) observaron, siguiendo la recomendación japonesa, que incorporar fibras de acero al hormigón mejora la resistencia y ductilidad y que existe un contenido óptimo de fibras que, de ser superado, no aporta mejoras al material. Con el mismo ensayo, Carmona Malatesta & Cabrera Contreras, (2009) observaron que incorporar fibras al hormigón aumenta la resistencia máxima, la ductilidad y la tenacidad y se evitan las roturas violentas.

Los ensayos de estructuras de hormigón armado generalmente comparan la respuesta variando factores como cuantía de estribos y contenido de fibras. Lim & Oh, (1999) realizaron ensayos de flexión con control de carga en vigas de hormigón armado con cuantía longitudinal fija y combinaciones de cuantía transversal y contenido de fibras. Para vigas sin estribos observaron que el modo de falla muda de corte para vigas construidas sin fibras a flexión para aquellas con fibras. Juárez, et al., (2006) realizaron una campaña experimental en vigas de hormigón armado reforzado con diferentes cantidades de fibras. Observaron que adicionar fibras reduce el ancho de las fisuras de corte, mejora la transmisión de cargas de corte y redistribuye las tensiones entre la matriz, las fibras y los estribos. Watanabe, et al., (2010) ensayaron vigas solicitadas a flexión y columnas ensayadas a carga cíclica variando la cuantía transversal y contenido

de fibras. Encontraron que combinando estribos y fibras existe un efecto sinérgico sobre el mecanismo resistente al corte.

2.4.2.5. Congelación – Deshielo

Las fibras de acero no afectan significativamente la resistencia a congelación – deshielo del hormigón. Sin embargo, pueden reducir la severidad de fisuras visibles y el astillamiento, lo que resulta particularmente beneficioso para estructuras expuestas o cuando se usa para reparación o refuerzo (Wang & Lee, 2007).

2.4.2.6. Resistencia a la abrasión

Según ACI 544.4R, (1999) el HRF no presenta aumento de la resistencia a la abrasión y erosión dado que este posee menos agregado grueso que el hormigón convencional para dar lugar y permitir acomodar las fibras.

Wang & Lee, (2007) estudiaron la resistencia a la abrasión de diferentes materiales cementicios mediante el ensayo Los Ángeles. Estudiaron hormigón convencional, mortero de alta resistencia y un compuesto cementicio de alta resistencia reforzado con fibras. Si bien en este caso no se puede observar directamente el beneficio de la adición de fibras y los materiales usados son de diferentes resistencias, el compuesto cementicio con fibras presentó la menor tasa en reducción de peso.

2.4.2.7. Permeabilidad

Esta es una característica propia de la matriz de hormigón más que del contenido de fibras. Pero como es una tendencia el uso de fibras en hormigones de alta resistencia y alta performance, el material resultante hereda también las propiedades de baja permeabilidad que significa mayor durabilidad. Los hormigones de alta performance tienen baja permeabilidad y esto provoca gran resistencia a la penetración de cloruros, gases y agua y se espera que estos atributos incrementen la vida de servicio de las estructuras (Tayeh, et al., 2012).

2.4.2.8. Comportamiento ante cargas dinámicas y fatiga

La resistencia dinámica del HRF sometido a cargas explosivas, caída de pesos, cargas dinámicas de flexión, tracción y compresión es generalmente de 3 a 10 veces mayor que la de hormigón simple. La mayor energía necesaria para el arrancamiento de fibras brinda resistencia a impacto, astillamiento y fragmentación bajo cargas rápidas (Shah & Ribakov, 2011).

Goel et al., (2012) encontraron que en ensayos de flexión, en elementos de pequeñas dimensiones, la resistencia a fatiga del HRF autocompactante mostró mejor performance que el HRF vibrado.

2.4.2.9. Adherencia

Un factor importante para el éxito de los procesos de reparación en estructuras de hormigón es lograr suficiente adherencia entre el material de reparación y el sustrato (Mallat & Alliche, 2011).

Algunos autores realizaron ensayos para probar la adherencia de hormigón normal con hormigón reforzado con fibras. Es muy común la caracterización de esta propiedad mediante el ensayo de corte oblicuo que consiste en una probeta compuesta por dos materiales ensayada a compresión con un plano de unión inclinado entre materiales. Wang & Lee, (2007) realizaron ensayos de corte oblicuo con sustrato de hormigón normal y varios materiales de refuerzo y concluyeron que el hormigón de alta resistencia reforzado con fibras es un material adecuado para reparación no solo porque posee mayor resistencia al corte en este ensayo, sino también por la mayor durabilidad. Tayeh, et al., (2012) por su parte, probaron con el mismo ensayo, la adherencia de hormigón de alta performance reforzado con fibras sobre sustrato de hormigón normal, tratando la superficie de contacto del hormigón viejo de diferentes maneras. Encontraron adherencia decreciente en el siguiente orden: arenado, estrías de surcos en un sentido, cepillo de acero, perforaciones y sin tratar, es decir, la superficie que quedó en el colado.

2.5. Métodos de Reparación/Refuerzo de Estructuras de Hormigón Armado

Para la rehabilitación de estructuras de hormigón armado se puede usar un método o también combinación de métodos. Los factores a tener en cuenta en la selección del método de rehabilitación incluyen la efectividad del método de reparación referida a la mejora de performance, la viabilidad de ejecución de los trabajos, el impacto que estos trabajos provoquen en el entorno, la facilidad de mantenimiento, economía y otros (JSCE, 1999).

Primeramente se presentan de manera breve los métodos de rehabilitación más usados (ver Figura 2.8) y luego se señalan algunas ventajas potenciales de la técnica que se estudia en esta tesis.

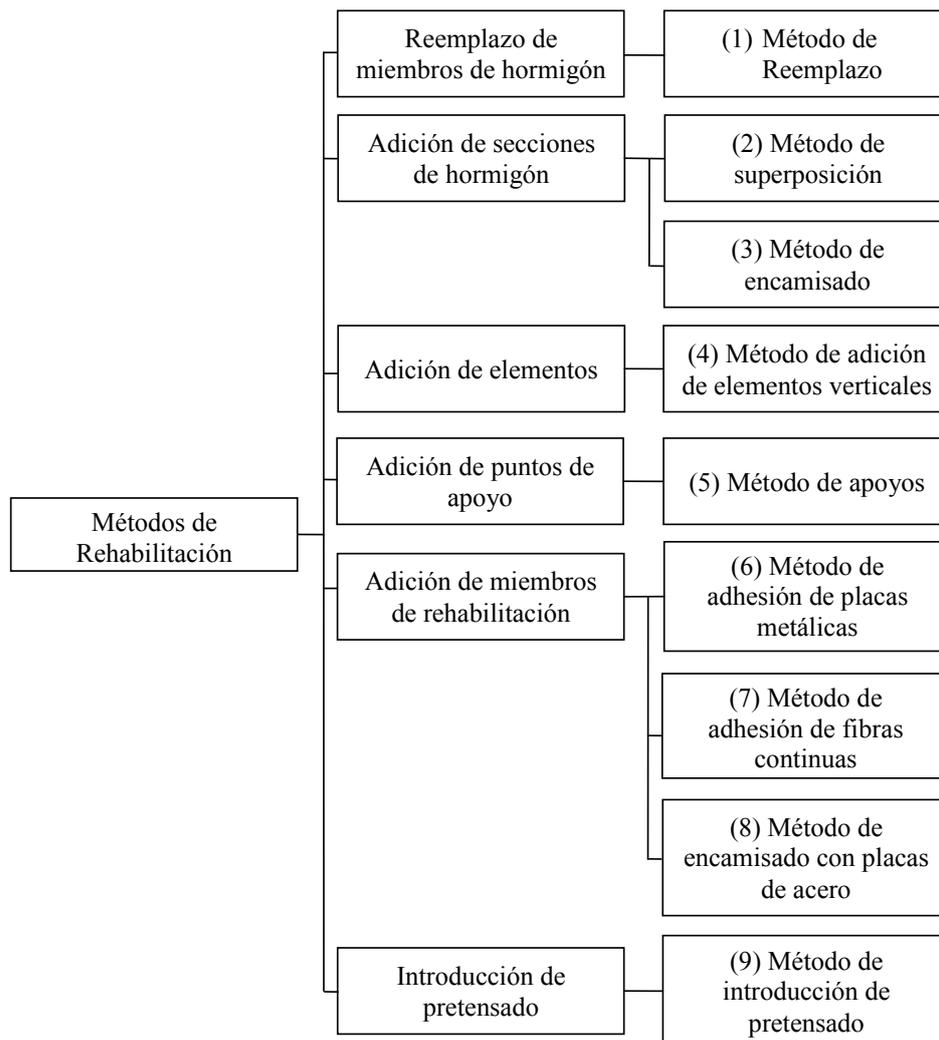


Figura 2.8. Ejemplos de métodos de rehabilitación (JSCE, 1999).

2.6. Reparación Refuerzo con HRF

En esta sección se describen los trabajos existentes en la bibliografía sobre uso del HRF como material de refuerzo y/o reparación de elementos estructurales de hormigón.

A grandes rasgos se pueden clasificar los trabajos existentes en dos grupos bien diferenciados, el primero trata el refuerzo y/o reparación impulsado por problemas de durabilidad o envejecimiento sufrido por los materiales y porque se quiere prolongar la vida útil de la estructura, mientras que en el segundo grupo la reparación o el refuerzo está motivado por problemas de resistencia y comportamiento estructural. Es importante notar que, cualquiera sea el disparador del refuerzo y/o reparación nombrados, en general lo que se estudia, en todos los trabajos, es el desempeño de la estructura ante solicitaciones mecánicas.

Debido a que hay pocos antecedentes de uso de HRF en tareas de refuerzo/reparación, en esta sección se incluyen además trabajos relacionados con el uso de otros compuestos cementicios reforzados con fibras. Estos últimos compuestos tienen en general matrices cementicias muy distintas entre sí; por lo tanto las propiedades de los compuestos resultantes son también diferentes.

2.6.1. Refuerzo y/o Reparación con HRF de estructuras envejecidas

Lo que se busca en estos casos es mantener la performance estructural brindando seguridad y prolongando la vida útil. Se entiende que los problemas de durabilidad de las estructuras afectan el aspecto estético-funcional y además la performance mecánica (Kobayashi & Rokugo, 2012).

Es así que Mesbah et al., (2000) estudiaron experimentalmente el comportamiento de vigas sometidas a flexión de cuatro puntos reparadas en la zona de recubrimiento de la armadura inferior con hormigón autocompactante con y sin fibras. Las vigas fueron construidas dejando un espacio sin colar en la porción central que simulaba la parte dañada. Todas las vigas mostraron cargas similares y el mismo patrón de fisuración, salvo que las reparadas con hormigón con fibras de acero presentaron fisuras de menor ancho. La forma de efectuar la reparación es cómoda, pero no refleja características reales a encontrar en obra. El uso de hormigón autocompactante parece ser una muy buena opción para facilitar el llenado. La ubicación de la reparación en la longitud utilizada en los ensayos no parece influenciar demasiado el comportamiento estructural del hormigón armado.

Li et al., (2000) afirman que la necesidad más urgente en sistemas de reparación de hormigón es la durabilidad y que la unión entre el material de base y el de reparación es lo más importante. Se puede dar falla por delaminación en uniones débiles provocada por un defecto de interfaz o fallas por fisuración en uniones fuertes. Si se previene la delaminación se da lugar a la fisuración y es en esta condición donde toma mayor sentido el uso de Compuestos Cementicios Ingenieriles (ECC³). Para comprobar la aptitud de los ECC realizaron la reparación de vigas pequeñas de hormigón simple mediante adición de una sección de ECC sobre la viga y provocaron un defecto horizontal para estudiar la delaminación. Ensayaron a flexión de cuatro puntos y estudiaron como materiales de reparación hormigón, HRF y ECC. En el caso del hormigón se produjo fisuración con muy poca delaminación; además la carga cayó de manera repentina. En el caso de HRF, las fibras unían las fisuras y la carga descendió a medida que penetraban las fisuras. En el caso de ECC se dio fisuración entre materiales y fisuración del ECC. La respuesta carga desplazamiento de las vigas reparadas con ECC mostró mayor resistencia y ductilidad. Basados en la caracterización de los materiales y los ensayos observaron que la ductilidad del material es crucial para una buena performance estructural.

Kim et al., (2007) propusieron un método de reparación que es el de sustitución de los materiales dañados de estructuras envejecidas por falta de mantenimiento. Supusieron que la principal sollicitación que sufren algunos elementos es corte por lo que colocaron en las vigas originales elevada cuantía longitudinal y las vigas fueron sometidas a flexión estática de cuatro puntos. Como material de reparación utilizaron un compuesto cementicio dúctil reforzado con fibras DFRCC⁴. El programa experimental realizado constaba de vigas de control, vigas con reparación en el espesor del recubrimiento y vigas con reparación en el doble del espesor del recubrimiento en la zona de tracción de la viga. En los tres casos trabajaron con vigas sin estribos y vigas con estribos con separación variable densificándose en los apoyos. Básicamente se dio falla por corte en el caso de vigas sin estribos y por flexión en el caso de las que si tenían estribos. Con este tipo de reparación no se modifica la capacidad a corte de la estructura ni la

³ ECC siglas de Engineered Cementitious Composites (en inglés)

⁴ DFRCC siglas de Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composite (en inglés)

capacidad de deformación en forma significativa. Se observa que la interfaz entre el material viejo y nuevo es fundamental debiendo evitarse que se produzca separación (debonding).

Brühwiler & Denarié, (2008) utilizaron un hormigón de alta resistencia reforzado con fibras (UHPFRC⁵) para rehabilitar estructuras de hormigón armado que habían sufrido ataques del medio y acciones mecánicas superficiales. Se buscaba aprovechar las características de baja permeabilidad, alta resistencia mecánica y combinarlas con características autocompactantes para poder utilizar equipos convencionales. Así es que propusieron utilizar finas capas de este material como capas de refuerzo que se pueden combinar con acero en barras en “overlays” o en elementos prefabricados. En el trabajo exponen además algunas aplicaciones ya realizadas como ser tableros de puentes, barreras de protección en autopistas, pilas de puentes y pisos industriales. El UHPFRC combina protección y resistencia brindando mejoras estructurales y de durabilidad. El UHPFRC con endurecimiento también fue usado colado in situ para proteger o reforzar tableros de puentes o pisos industriales solo o combinado con refuerzo en barras (Denarié & Brühwiler, 2011).

2.6.2. Refuerzo y/o Reparación de estructuras con HRF, aspectos estructurales

El refuerzo de una estructura tiene como objetivo aumentar la resistencia de la misma. La reparación de las estructuras de hormigón se puede definir como restaurar la forma original de la estructura y reforzar los miembros dañados que tienen insuficiente capacidad de carga (Iskhakov, et al., 2013).

Se puede además agrupar el refuerzo y/o reparación de estructuras en aquellos casos en los que se adiciona material extra y en los que se reemplaza material.

2.6.2.1. Refuerzo de estructuras con adición de materiales

Li et al., (2000) propusieron, para refuerzo de estructuras aporticadas de hormigón armado con muros no estructurales, la rigidización de estos con placas prefabricadas de ECC. Se trataba de aprovechar la temprana fisuración del ECC como forma de disipar energía. En principio no sería necesario el uso de refuerzo de acero. Propusieron como método de unión de las placas el uso de bulones. Estudiaron mediante elementos finitos el comportamiento de las placas remitiéndose al comportamiento en tracción uniaxial del material. Los resultados mostraron que el ECC es un material adecuado para disipar energía y las propiedades del mismo permitirían la ejecución de las uniones pero es necesaria también la confirmación con propotitpos.

De manera similar al caso anterior Marini et al., (2008) hicieron un estudio paramétrico no lineal mediante elementos finitos del refuerzo de construcciones en las que se necesita de un diafragma para transmitir las cargas verticales a las estructuras resistentes perimetrales. Intentaron evaluar el comportamiento de un diafragma rígido de hormigón reforzado con fibras estudiando la rigidez del diafragma. Una de las variables de estudio era el espesor del diafragma, ya que el diafragma de hormigón representa un peso extra para la estructura y es ahí donde aparece la ventaja de los espesores reducidos de los HRF. Consideraron el diafragma con un marco perimetral y separaron las

⁵ UHPFRC siglas de Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (en inglés)

contribuciones de resistencia a flexión (marco) y corte (diafragma). El uso de HRF permitiría colocar espesores menores que con hormigón armado tradicional ya que se evitarían los recubrimientos de las barras de acero y cuanto mayor sea el contenido de fibras se podría disminuir el espesor del diafragma.

Farhat et al., (2007) presentaron un nuevo material CARDIFRC⁶ que es un compuesto de ultra alta prestaciones y fibras de acero cortas en 8% en volumen. Evaluaron su comportamiento ante ciclos térmicos comprobándose que no se alteraba el comportamiento. Además concluyeron que este material presenta distribución uniforme de fibras cuando se lo trabaja en espesores reducidos y con frecuencia de vibración de 50hz. Este material fue usado como refuerzo de vigas de hormigón sub-armadas en flexión y sobre-armadas a corte sometidas a flexión de cuatro puntos. Los refuerzos constaban de placas de espesor pequeño que eran pegadas a las vigas mediante pegamento epoxi. Las vigas a reparar fueron cargadas hasta aproximadamente 75% de la carga de rotura para provocar las fisuras; luego se pegaron los refuerzos. Estudiaron dos configuraciones de refuerzo, uno en la parte de tracción de las vigas y otro en la parte de tracción más las caras laterales. El refuerzo lateral constaba de tres placas por cara. Las vigas fueron ensayadas registrándose cargas superiores a las de control, aumentando la serviciabilidad de la estructura. Adicionalmente, realizaron la predicción de la carga proponiendo un modelo basado en mecánica de fractura que supone conocida la formación de la fisura central provocada por flexión.

Tokgoz & Dundar, (2010) realizaron ensayos sobre columnas rectangulares de acero rellenas con hormigón y hormigón con fibras de acero para evitar el pandeo local de las paredes de los tubos. Observaron que los parámetros que más influyen en el comportamiento de estos elementos son la esbeltez de la pieza y la resistencia a compresión del hormigón. Por esta razón sumada al hecho de que los ensayos se realizaron con carga controlada y no se disponía de la respuesta post pico, la presencia de las fibras evidenció poca influencia en la respuesta. Sin embargo, fue posible observar cierto incremento en la ductilidad y capacidad de deformación debido al relleno con hormigón.

Rosignoli, et al., (2012) utilizaron un encamisado de 40mm de hormigón autocompactante de alta performance reforzado con fibras para el refuerzo de columnas construidas con hormigón de baja resistencia. Debido a que la técnica se aplicaría en un caso real de una escuela cerca de Roma el Consejo de Obras Públicas Italiano pidió un ensayo en escala real que simule el comportamiento antes de la realización del refuerzo en la estructura.

El encamisado con HRF puede usarse en espesores menores que los usuales de hormigón armado pues en los últimos hay que respetar el recubrimiento interior y exterior de la armadura. Se construyó una columna de 40x40x300cm con armadura y detalles típicos de los años 1960 con hormigón de 20MPa de resistencia y el ensayo se realizó aplicando cargas cíclicas de amplitud creciente hasta la falla. Para lograr buena adherencia entre los materiales de diferente edad la superficie de la columna se arenó. La columna se solicitó axialmente con carga equivalente a la carga muerta que resiste la estructura y luego se realizó el encamisado. Posteriormente, la carga axial se incrementó hasta un valor cercano a la carga crítica de diseño y se aplicaron cargas cíclicas horizontales. El colapso de la estructura se debió a la rotura de una barra de acero longitudinal. Luego de la formación de las fisuras de flexión, el comportamiento fue

⁶ CARDIFRC ultra-high performance cement-based fibre composite desarrollado en Cardiff University's School of Engineering

estable hasta la falla con daño limitado. La falla principal se observó en la unión columna-fundación y parece haberse producido un deslizamiento columna/encamisado. Este ensayo en espécimen escala real mostró un incremento remarkable en términos de capacidad de carga y ductilidad. Además, el incremento en peso y dimensiones no fue tanto ya que la superficie del hormigón autocompactante no necesitaba revoque gracias a la buena terminación. También, en el caso de hormigones pobres, el hormigón de alta performance protege al hormigón interior y esto incrementa la durabilidad.

2.6.2.2. Refuerzo de estructuras con reemplazo de materiales

Wang & Lee, (2007) propusieron el uso de hormigón de muy alta resistencia con fibras de acero UFC⁷ para el refuerzo de nudos internos de pórticos de hormigón armado construidos antes de que se considerara al nudo como otro elemento estructural. Demostraron, además, las ventajas del UFC como material de refuerzo mediante ensayos que prueban sus características mecánicas y de durabilidad. Construyeron tres sub-ensamblajes de los cuales el primero fue tomado como referencia, al segundo se le realizó un encamisado con mortero comercial de alta resistencia armado (caso de adición de material) y al tercero se le reemplazó el material del nudo por UFC. Los nudos fueron ensayados cíclicamente de forma cuasi estática. El de hormigón convencional mostró falla frágil y con baja ductilidad, incluso las vigas que concurrían al nudo no pudieron desarrollar su resistencia por falla del nudo. El caso del nudo reforzado con encamisado de mortero de alta resistencia armado mostró comportamiento dúctil y formación de rótulas en las vigas, especialmente en la unión con la columna. El nudo reforzado con UFC presentó también falla dúctil, ciclos comparables al caso del encamisado, formación de rótulas en las vigas y un patrón de fisuración en vigas y nudo menos serio.

Massicotte & Boucher-Proulx, (2008) resaltaron la necesidad de mantener en servicio pilas de puentes rectangulares construidas con normas de la década de 1960 que presentan deficiencias de detallado de armadura en la zona de empalme por solape en la unión subestructura-superestructura. Estas deficiencias junto con la fisuración en la zona de empalme, ante sismos severos, pueden no llegar a permitir la fluencia de la armadura longitudinal con deslizamiento en el solape que provocaría una falla catastrófica. Presentaron los resultados experimentales de dos pilas construidas en escala real de las cuales a una se le quitó el recubrimiento en la zona de empalme y se sustituyó por hormigón de alta performance con fibras de acero. Luego se realizó un ensayo cíclico cuasi estático donde se vio que la pila sin refuerzo falló a los pocos ciclos presentando baja ductilidad provocándose incluso el deslice de la armadura en la zona de empalme. La pila reforzada, en cambio, mostró resistencia mayor y creciente durante los ciclos de carga de manera tal de llegar a una ductilidad elevada al finalizar el ensayo.

2.6.2.3. Reparación de estructuras con adición de materiales

Boscato & Russo, (2009) estudiaron el comportamiento de losas rectangulares de hormigón, usadas como pavimentos industriales, apoyadas sobre suelo elástico,

⁷ UFC siglas de Ultra-High Strength Steel Fiber-Reinforced Concrete (en inglés)

reparadas con HRF. Definieron el término reparación como la necesidad de remediar el crecimiento prematuro de fisuras o incrementar la capacidad de carga de un pavimento existente. La reparación se hizo con diferentes espesores de HRF que van desde 1cm hasta 4 cm colocado en la superficie de la losa. El HRF usado contenía 5% de fibras y en tracción directa presentaba endurecimiento. Estudiaron el comportamiento de las losas reparadas y la unión entre materiales. Se consiguió una excelente adherencia entre materiales e incremento en la carga de la primera fisura y de colapso.

2.6.2.4. Reparación de estructuras con sustitución de materiales

Iskhakov, et al., (2013) realizaron la reparación de vigas de hormigón armado sustituyendo el hormigón presente en la zona comprimida por SFHSC⁸ creando así una viga de dos capas. Las fibras se adicionaron al hormigón de alta resistencia para incrementar la capacidad de deformación y disipación de energía. Las vigas ensayadas presentaron comportamiento de flexión clásico y sirvieron para determinar la cantidad óptima de fibras.

2.7. Comentarios Finales

Muchos de los autores resaltan en sus trabajos el mérito del hormigón reforzado con fibras como material apto para reparación y/o refuerzo y su compatibilidad con el material base.

El espesor adicional resulta en incremento de masa y rigidez y puede causar problemas respecto al comportamiento sísmico (Rosignoli, et al., 2012) ya que afecta las propiedades dinámicas y eso se traduce en un incremento de fuerzas sísmicas (Rougier, 2007). Varias de las opciones presentadas son usadas en espesores reducidos, incluso algunas son sistemas en seco con posibilidad de aplicación en estructuras en servicio con mínima molestia.

Además, es comprobada la mayor fisuración pero de menor espesor en los elementos reforzados/reparados con hormigón reforzado con fibras, propiedad heredada de una de las características de este material.

Otra de las tendencias, en lo que respecta al uso del hormigón con fibras como material de refuerzo y/o reparación, es el uso de un hormigón de característica autocompactante que lo convierte en un material cómodo para trabajar sobre todo en espesores pequeños. También el uso de matriz de de alta performance confiere al compuesto baja permeabilidad y resistencia al ingreso de agentes químicos que significa mayor durabilidad y poco trabajo de mantenimiento.

Si bien existen antecedentes de uso del HRF como material de refuerzo y reparación y se han caracterizado las propiedades y ventajas del material en lo que hace a la fisuración y durabilidad, poco se ha hecho con respecto a refuerzo/reparación de estructuras. Es necesario aún comprender mejor el comportamiento del conjunto, especialmente en aquellas estructuras solicitadas principalmente a esfuerzos de corte.

⁸ SFHSC siglas de Steel Fiber High Strength Concrete (en inglés)

CAPÍTULO 3: Programa Experimental

3.1. Introducción

El programa experimental desarrollado en esta tesis tiene como objetivo principal la evaluación de las ventajas que presenta el uso de hormigón reforzado con fibras en reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado solicitadas a corte, en particular, la contribución de las fibras en la respuesta de las vigas reparadas/reforzadas. Para ello se diseñaron y construyeron vigas de hormigón armado que, al ser ensayadas, fallen por corte. En una primera etapa denominada “piloto” se construyeron en laboratorio dos vigas con el fin de comprobar la forma de falla de las vigas y realizar la primera experiencia en la reparación de las mismas. Posteriormente a esta etapa se diseñó la “campaña experimental” completa.

Dentro de la campaña experimental, se distinguen vigas con estribos previamente dañadas y luego reparadas y vigas con y sin estribos reforzadas. Para estudiar el efecto de la adición de fibras en la capa de refuerzo se utilizó hormigón de alta resistencia autocompactante reforzado con tres contenidos de fibras: 0 kg/m^3 (sin fibras), 30 kg/m^3 y 60 kg/m^3 .

El colado del hormigón de las vigas a reparar y reforzar de la campaña experimental se realizó en una planta de elaboración de productos prefabricados de hormigón y las vigas fueron curadas a vapor. Por otra parte, el HRF de la reparación y refuerzo se ejecutó en laboratorio y, dada la cantidad de material a ejecutar, se dividió la tarea en dos etapas, la primera realizada en el mes de junio (invierno), correspondiente al HRF con 60 kg/m^3 de fibras y la segunda, ejecutada en el mes de diciembre (verano) del mismo año, en la que se realizó el HRF con 30 kg/m^3 y 0 kg/m^3 de fibras. En la Tabla 3.1 se identifican las vigas realizadas en laboratorio y las construidas en planta de prefabricados con las características de la armadura usada. En Tabla 3.2 se muestra el diseño del programa experimental de las vigas ensayadas y se resumen las principales características de las mismas. En la Tabla 3.2 se indica también el número de ensayos realizados sobre cada viga, ya que las vigas denominadas “reparadas” fueron ensayadas dos veces, la primera vez en su ensayo original “sin refuerzo” y la segunda vez “reparadas”.

De manera conjunta con cada etapa experimental se realizaron probetas de caracterización de los distintos materiales utilizados: hormigón, hormigón reforzado con fibras y armaduras. Se realizaron probetas cilíndricas y vigas prismáticas de hormigón para caracterizar el comportamiento a compresión y tracción y se ensayaron además probetas de acero en barras a tracción uniaxial. Complementariamente, como parte de otra tesis (Isla, et al., 2010), (Isla, et al., 2012) se desarrollaron ensayos de caracterización de las fibras y extracción de las mismas cuyos resultados se usan en las aplicaciones numéricas del Capítulo 5.

Tabla 3.1. Programa Experimental, descripción vigas de hormigón armado.

| Viga | Estribos | Armadura |
|---------|--------------------------|---------------------------------------|
| Piloto1 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°1 |
| Piloto2 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°1 |
| 2 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 8 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 19 | - | 2 ϕ 16mm A°2 + 1 ϕ 16mm A°1 |
| 14 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 10 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 12 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 16 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 9 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 23 | - | 2 ϕ 16mm A°2 + 1 ϕ 16mm A°1 |
| 15 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 6 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 17 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 13 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 4 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 18 | - | 2 ϕ 16mm A°2 + 1 ϕ 16mm A°1 |
| 5 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 11 | e2r ϕ 6mm/125mm A°1 | 3 ϕ 16mm A°2 |
| 21 | - | 2 ϕ 16mm A°2 + 1 ϕ 16mm A°1 |

A°1=Acerbrag, A°2=Acindar

Tabla 3.2. Diseño Programa Experimental.

| Contenido de Fibras de Refuerzo/Reparación | Viga | Tratamiento | Estribos | Etapas del Encamisado | N° Ensayos |
|--------------------------------------------|----------|-------------|----------|-----------------------|------------|
| 40kg/m ³ | Piloto 1 | Reparada | Si | Piloto | 2 |
| 40kg/m ³ | Piloto 2 | Reparada | Si | Piloto | 2 |
| 0kg/m ³ | 2 | Reforzada | Si | II | 1 |
| 0kg/m ³ | 8 | Reforzada | Si | II | 1 |
| 0kg/m ³ | 19 | Reforzada | No | II | 1 |
| 0kg/m ³ | 14 | Reparada | Si | II | 2 |
| 0kg/m ³ | 10 | Reparada | Si | II | 2 |
| 0kg/m ³ | 12 | Reparada | Si | II | 2 |

Continuación Tabla 3.2

| | | | | | |
|---------------------|----|-------------|----|----|---|
| 30kg/m ³ | 16 | Reforzada | Si | II | 1 |
| 30kg/m ³ | 9 | Reforzada | Si | II | 1 |
| 30kg/m ³ | 23 | Reforzada | No | II | 1 |
| 30kg/m ³ | 15 | Reparada | Si | II | 2 |
| 30kg/m ³ | 6 | Reparada | Si | II | 2 |
| 30kg/m ³ | 17 | Reparada | Si | II | 2 |
| 60kg/m ³ | 13 | Reforzada | Si | I | 1 |
| 60kg/m ³ | 4 | Reforzada | Si | I | 1 |
| 60kg/m ³ | 18 | Reforzada | No | I | 1 |
| 60kg/m ³ | 5 | Reparada | Si | I | 2 |
| 60kg/m ³ | 11 | Reparada | Si | I | 2 |
| Sin Ref. | 21 | Comparación | No | - | 1 |

3.2. Especímenes

Las vigas de hormigón armado se muestran en la Figura 3.1. Tenían 1600x250x150mm y fueron diseñadas bajo la premisa de que fallen por corte y no por flexión. Para lograr esto se usó elevada cuantía longitudinal y para las vigas con armadura transversal estribado mínimo según norma (CIRSOC 201, 2005). El hormigón usado en la construcción de las vigas Piloto corresponde a un H-27, mientras que el de la campaña experimental a un H-21. Se utilizó acero conformado tipo ADN-420⁹ nervurado en barras. La armadura longitudinal de todas las vigas estaba compuesta por tres barras $\phi 16\text{mm}$ con anclaje de gancho en ángulo recto en la parte inferior y dos barras rectas $\phi 8\text{mm}$ en la parte superior. Como armadura transversal se usaron estribos $\phi 6\text{mm}$ de dos ramas cada 125mm y para el caso de vigas sin estribos se colocaron estribos únicamente en los extremos de las vigas. El recubrimiento de la armadura transversal era de 11mm. Los valores de la cuantía longitudinal eran $\rho_L=0.018$ y transversal $\rho_t=0.00302$.

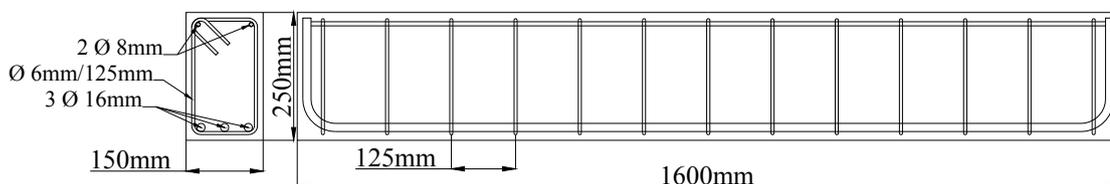


Figura 3.1. Detalle armadura vigas de hormigón armado.

⁹ Acero de Dureza Natural

3.3. Materiales, Características y Ensayos de Caracterización

3.3.1. Introducción

En esta sección se describen los materiales utilizados y los ensayos realizados para la caracterización de los mismos. Se presentan, además, los resultados de dichos ensayos de caracterización.

3.3.2. Hormigón

3.3.2.1. Dosificación

Para la realización de los ensayos se utilizaron cuatro dosificaciones de hormigón. Tres de los hormigones, los realizados en laboratorio, eran de características autocompactante HAC¹⁰ mientras que el realizado en la planta de prefabricados era un hormigón tradicional. Las dosificaciones se muestran en Tabla 3.3. Otros detalles acerca de los materiales usados en la dosificación se muestran en Anexo A3.2.

Tabla 3.3. Dosificación de hormigones en kg/m³.

| Componentes | Hormigón | | | | |
|------------------------|------------------|-----------------------|------------------|-----------------------------|------|
| | Vigas Piloto HAC | Rep. Vigas Piloto HAC | Vigas (Planta) H | Rep./Ref. 1° y 2° Tanda HAC | |
| Cemento CPN50 | C | - | 543 | - | 567 |
| Cemento CPN40 | C | 470 | - | 430 | - |
| Agua | A | 169 | 186 | 172 | 170 |
| Arena | S | 934 | 857 | 911 | 868 |
| Agregado | B | 787 | 796 | 853 | 820 |
| Aditivo ^(§) | | 0.7% | 0.7% | - | 0.7% |

^(§) Porcentaje de la cantidad de cemento utilizada

3.3.2.2. Compresión

Para cada hormigón se realizaron ensayos de compresión hasta rotura sobre probetas cilíndricas de 100x200mm según se describe en norma (ASTM C 39, 86). También, para cada hormigón, se determinó el módulo de elasticidad en compresión según se describe en norma (ASTM C 469, 1987), con la diferencia que en lugar de usar dos transductores de desplazamientos diametralmente opuestos como se indica en la norma se utilizaron tres LVDT^{11,12} en el tercio central de la probeta, distribuidos uniformemente en el perímetro, ver Figura 3.2. Los desplazamientos medidos se promediaron y las deformaciones se calcularon con longitud base de 80mm.

¹⁰ HAC siglas de Hormigón Auto Compactante

¹¹ Linear Variable Differential Transformer (en inglés)

¹² Rango 5mm, precisión 1µm

Como los hormigones utilizados en la reparación/refuerzo eran de alta resistencia, en esas probetas, se utilizaron en cabeza y base de las probetas discos de neopreno dureza Shore A70±5.

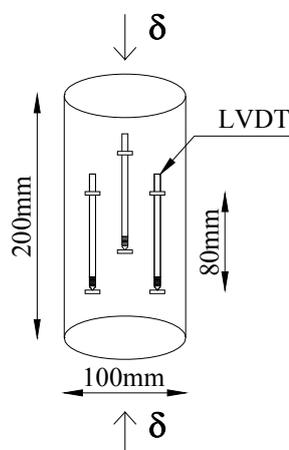


Figura 3.2. Ensayo de compresión y módulo de elasticidad.

Los resultados de los ensayos de compresión de los hormigones simples se muestran en Tabla 3.4. Se pueden ver los valores medios acompañados de la desviación estándar de resistencia, módulo de elasticidad y también la resistencia característica a compresión de cada hormigón.

Para la obtención de la respuesta completa tensión – deformación se siguieron los lineamientos básico de norma (ASTM C 39, 86) (ASTM C 469, 1987) en lo referido a velocidad y medición de deformación, más recomendaciones de Kotsovos & Pavlovic, (1995) referidas a las dimensiones de las probetas en relación al tamaño máximo del agregado grueso y relación de esbeltez. Además para disminuir el roce en cabeza y pié de probeta con los platos de carga se pulieron las superficies de las probetas y se colocó un disco de teflón construido con cinta de teflón. En la Figura 3.3 se ven las curvas Tensión - Deformación promedio de los hormigones usados en la Etapa Piloto. En el Anexo A3.3 y A3.4 se muestran con más detalles los resultados de módulo de elasticidad de todos los hormigones y las curvas tensión–deformación individuales de las probetas ensayadas. En Tabla 3.4 se puede ver que cuando aumenta la resistencia a compresión el módulo de elasticidad E se incrementa pero en menor proporción que ésta (Shah & Ribakov, 2011).

Tabla 3.4. Propiedades de los hormigones simples (sin fibras) en compresión y flexión.

| | Hormigón | $\sigma_m ; s$ [Mpa] | $\sigma_{bk}^?$ [Mpa] | E ; s [Mpa] | $F_L ; s$ [kN] |
|---------|------------------------|-------------------------|--------------------------|----------------|-------------------|
| Piloto | HAC Vigas H°A° | 32.1 ; 2.52 | H-27 | 27400 ; 1700 | 15.09 ; - |
| | HAC Rep. | 35.8 ; 2.43 | H-31 | 29300 ; 1400 | 11.62 ; 0.74 |
| | Vigas H°A° | 26.3 ; 2.58 | H-21 | 24010 § | 12.21 §§ |
| Campaña | HAC Rep./Ref. 1° Etapa | 95.3 ; 3.21 | H-90 | 41500 ; 1700 | 16.44 ; 1.00 |
| | HAC Rep./Ref. 2° Etapa | 89.7 ; 5.8 | H-80 | 38800 ; 2000 | 17.27 ; 1.68 |

§ valor medido de testigo, §§ resultado correspondiente a una sola viga

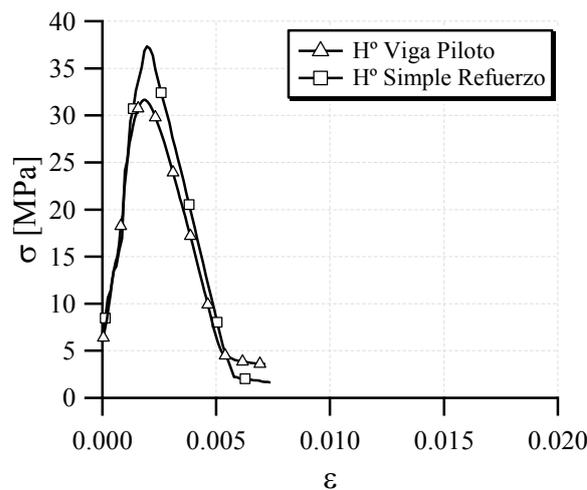


Figura 3.3. Tensión-deformación hormigón etapa piloto.

3.3.2.3. Flexión Hormigón

Se realizaron ensayos de flexión para determinar la resistencia flexional. Se usaron vigas prismáticas de dimensiones 150x150x600mm, con entalla central y ensayadas a flexión de tres puntos siguiendo recomendaciones de (EN 14651, 2005) y (Rilem TC 162-TDF, 2002), como se ilustra en la Figura 3.4. Las vigas fueron instrumentadas en ambas caras midiendo la flecha¹³ con relación al eje de la viga y en la parte inferior midiendo la apertura de fisura (CMOD¹⁴).

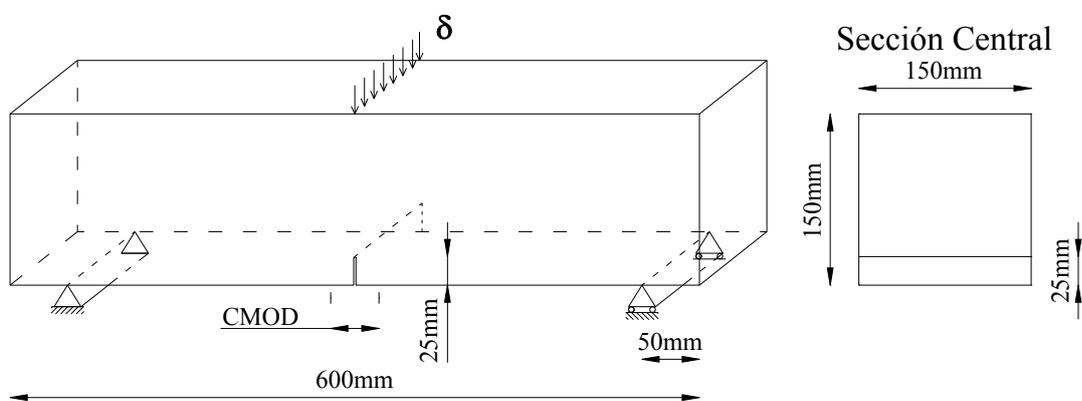


Figura 3.4. Ensayo flexión con entalla.

En Figura 3.5 se muestran las curvas promedio Carga-CMOD de los hormigones usados en la etapa Piloto y en la Campaña Experimental y en Tabla 3.4 los valores de carga máxima de flexión. Las curvas promedio fueron construidas promediando entre todas las vigas de un mismo tipo de hormigón la carga correspondiente a cada valor de apertura de fisura. En el Anexo A3.5.1 se muestran los resultados individuales de cada tipo de hormigón simple.

¹³ LVDT rango 5mm y precisión 1μm

¹⁴ Crack Mouth Opening Displacement (en inglés)

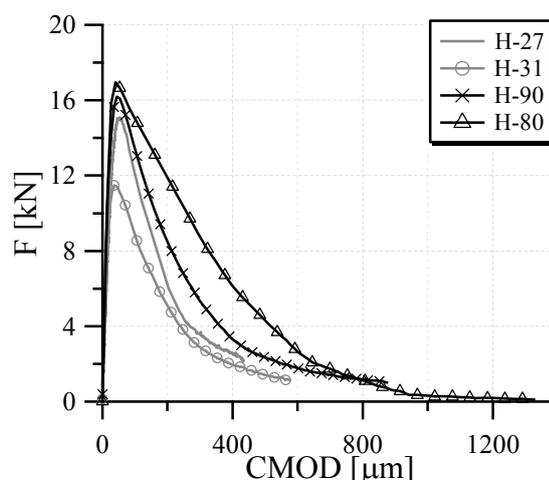


Figura 3.5. Hormigón simple en flexión.

3.3.3. Hormigón Reforzado con Fibras

Los HRF usados se componen de hormigón más la adición de diferentes proporciones de fibras de acero. Para el hormigón de los HRF se usaron las dosificaciones mostradas en Tabla 3.3 más la adición de fibras de acero de longitud 50mm y diámetro 1mm con ganchos en los extremos. Las dosificaciones de fibras en peso y proporción usadas en las diferentes etapas se muestran en Tabla 3.5. En Figura 3.6 se muestra una fotografía de las fibras donde se puede ver su geometría y dimensiones y en Tabla 3.6 las especificaciones del fabricante de fibras. En Figura 3.7 se pueden ver los resultados del ensayo de tracción uniaxial de las fibras usadas, la tensión de fluencia medida es de 860MPa y coincide con la especificación. Estos ensayos y los de extracción de fibras forman parte de la campaña experimental de otra tesis (Isla, et al., 2010) (Isla, et al., 2012); estos resultados serán usados más adelante en la simulación numérica.

En estado fresco los HRF presentaban características de autocompactante aún con la presencia de fibras. En estado endurecido los ensayos de caracterización son los mismos que para hormigón simple pero, gracias al aporte de fibras, los desplazamientos máximos son mayores que en el caso de hormigón simple.

Tabla 3.5. Dosificación de fibras.

| Etapa | Fibras | Dosificación | Proporción en volumen |
|------------------|------------------------------------------------|-------------------|-----------------------|
| Piloto | $d_f=1.0\text{mm}$, $l=50\text{mm}$ c/ganchos | 40kg/m^3 | 0.51% |
| 1° Etapa Campaña | $d_f=1.0\text{mm}$, $l=50\text{mm}$ c/ganchos | 60kg/m^3 | 0.76% |
| 2° Etapa Campaña | $d_f=1.0\text{mm}$, $l=50\text{mm}$ c/ganchos | 30kg/m^3 | 0.38% |



Figura 3.6. Fibras de acero $l=50\text{mm}$, $d=1\text{mm}$ con ganchos.

Tabla 3.6. Especificaciones de fábrica fibras usadas (Gallovich Sarzalejo, et al., 2005).

| Denominación | d_f [mm] | l [mm] | l/d_f | Nº fibras por kg | σ_y [MPa] |
|--------------|------------|----------|---------|------------------|------------------|
| Wirand FF1 | 1.0 | 50.0 | 50.0 | 3244 | >800 |

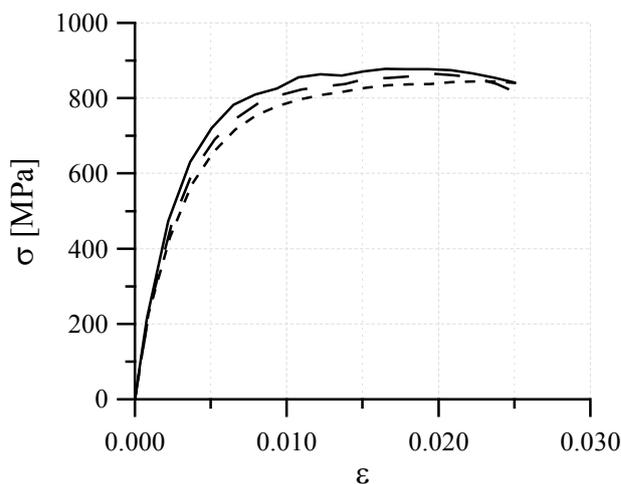


Figura 3.7. Ensayo de tracción de fibras $l=50\text{mm}$, $d_f=1\text{mm}$ (Isla, et al., 2010).

3.3.3.1. Compresión HRF

En Tabla 3.7 se muestran las propiedades medidas de los HRF. Se muestran la descripción, resistencia media, resistencia característica y módulo de elasticidad y los valores de desviación estándar. Si se comparan los valores de Tabla 3.4 con los de Tabla 3.7 es posible ver que para la 2º Etapa la resistencia disminuye con la incorporación de fibras y en la 1º Etapa la variabilidad aumenta. Por esa razón, los valores característicos de los hormigones con fibras son menores que los de los hormigones simples. Sin embargo, bajo un nivel de significación $\alpha=0.10$ estadísticamente se sostiene que ambas poblaciones, la que no posee fibras y la que si tiene, son iguales.

La incorporación de fibras en la Etapa Piloto dio disminución del módulo de elasticidad, mientras que para el hormigón de la 2º Etapa se vio un aumento de dicho módulo. Sin embargo, estadísticamente, bajo un nivel de significación $\alpha=0.10$, se sostiene que el

módulo de elasticidad de la 2ª Etapa no varía con la incorporación de fibras mientras que para el módulo de elasticidad del hormigón de la Etapa Piloto se sostiene que los valores no son los mismos con incorporación de fibras. Más detalles de los test de hipótesis usados en las comparaciones se pueden ver en el anexo B3 de este capítulo.

Tabla 3.7. Propiedades de los hormigones reforzados con fibras en compresión.

| | Hormigón | $\sigma_m ; s$ [Mpa] | σ'_{bk} [Mpa] | $E ; s$ [Mpa] |
|---------|----------------------------------|----------------------|----------------------|---------------|
| Piloto | HRF 40kg/m ³ | 33.7 ; 3.07 | H-26 | 24500 ; 1600 |
| Campaña | HRF 1º Etapa 60kg/m ³ | 95.5 ; 6.71 | H-83 | - |
| | HRF 2º Etapa 30kg/m ³ | 86.5 ; 5.95 | H-75 | 40700 ; 2000 |

En Figura 3.8 se puede ver la curva tensión-deformación promedio del HRF con 40kg/m³ de fibras y, como comparación, las respuestas de los hormigones sin fibra de la etapa piloto. En el gráfico se puede observar que el HRF tiene mayor capacidad de mantener carga en la parte de la respuesta correspondiente a la rama descendente.

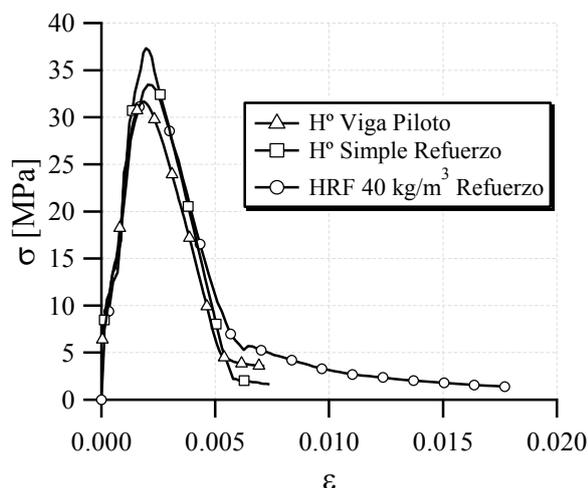


Figura 3.8. Ensayo de compresión HRF 40kg/m³ y comparación con hormigones simples de etapa piloto.

3.3.3.2. Flexión HRF

En Figura 3.9 y Figura 3.10 se muestran los gráficos Carga-CMOD de las probetas de HRF. En las figuras es posible ver los valores promedio de carga (F_j) acompañado de su correspondiente desviación estándar para valores de apertura de fisura tomados cada 1mm.

Las probetas de HRF correspondientes a la etapa Piloto (Figura 3.9) respondieron mostrando leve descenso de carga a medida que aumenta la apertura de fisura y baja variabilidad de resultados. Para el caso de los HRF usados en la Campaña Experimental (Figura 3.10) se puede apreciar que las vigas con 60kg/m³ de fibras soportaron cargas mayores con menor dispersión que para el caso de 30kg/m³, mostrando incluso endurecimiento en la etapa inicial hasta 1mm de apertura de fisura. Esta tendencia es coincidente con los resultados de otros autores que han observado que, a medida que

aumenta la proporción de fibras, la variabilidad de los resultados es menor debido a que las mezclas son más uniformes con menor variación en distribución de fibras, pues más fibras cruzan cada sección. Además para valores mayores de flecha se presentan mayores valores de dispersión (Parmentier, et al., 2008). Obsérvese la diferencia en comportamiento entre el HRF de Figura 3.9 y los de la Figura 3.10. El HRF con 30kg/m^3 de fibras se comportó resistiendo mayores cargas que el HRF con 40kg/m^3 de fibras. Esta diferencia es debida en parte, a que la resistencia de los hormigones de base no es la misma, el usado en la etapa Piloto tiene una resistencia característica de 26MPa mientras que el usado en la Campaña Experimental tiene resistencia característica de 75MPa . Además, las fibras de acero desarrollan una mejor adherencia con la matriz cementícea compacta de los hormigones de alta resistencia (Boulekbache, et al., 2012). También se observó que las fibras de acero tienen mayor efecto en la resistencia a flexión de los hormigones de alta resistencia que en la resistencia a compresión o tracción (Shah & Ribakov, 2011).

En el Anexo A3.5.2 se muestran los resultados individuales de cada tipo de HRF.

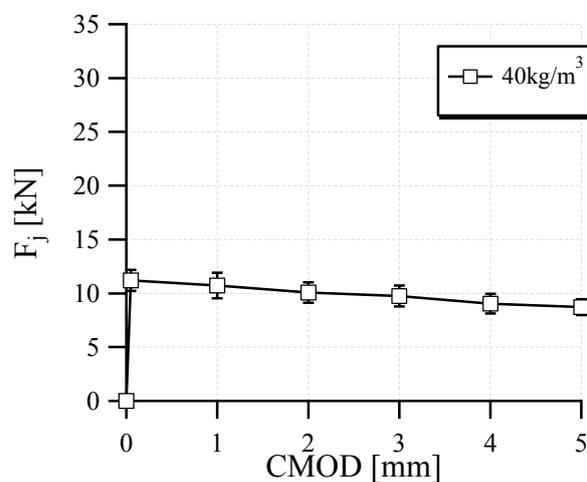


Figura 3.9. Ensayo Rilem HRF con 40kg/m^3 usado en vigas piloto.

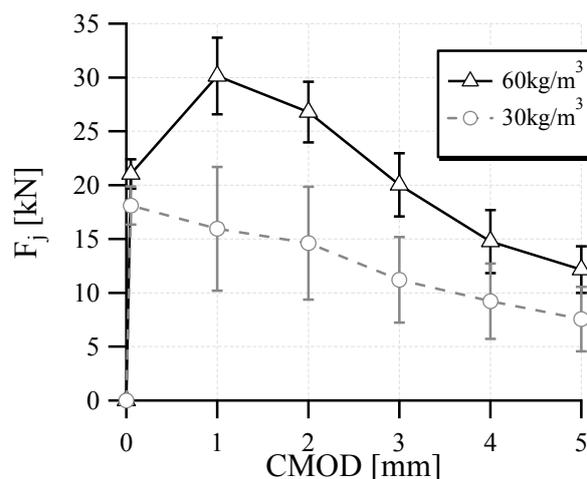


Figura 3.10. Ensayo Rilem HRF con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 usado en vigas campaña experimental.

3.3.4. Acero

Se utilizó acero en barras de dos marcas A°1 y A°2. Las vigas Piloto fueron construidas íntegramente con acero A°1. En la Campaña Experimental, la armadura transversal y las perchas eran marca A°1 mientras que la armadura longitudinal inferior de las vigas con estribos era marca A°2 y la armadura longitudinal inferior de las vigas sin estribos estaba compuesta por 2 ϕ 16mm A°2 mas 1 ϕ 16mm A°1 según se muestra en Tabla 3.1. Los estribos en la etapa piloto y la campaña experimental eran todos marca A°1.

3.3.4.1. Ensayos de tracción

Estos ensayos se realizaron sobre probetas de barras de acero ensayadas a tracción uniaxial. Para medir desplazamientos y luego poder calcular deformaciones se colocó un LVDT¹⁵ paralelo a la barra con longitud de referencia inicial de 200mm, como se muestra en la Figura 3.11. Cuando la deformación medida alcanzaba el 10% de estiramiento se detenía el ensayo y se retiraba el LVDT. Luego se continuaba con el ensayo hasta la rotura y se medía la longitud final con regla¹⁶.

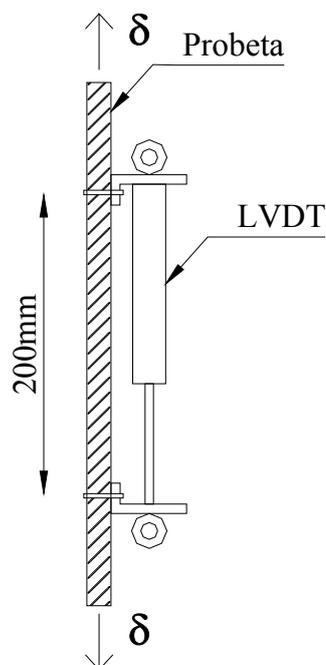


Figura 3.11. Ensayo de tracción barras de acero.

En Tabla 3.8 se muestran las propiedades de los aceros medidas y en Figura 3.12 las curvas Tensión-Deformación del acero ϕ 16mm. En Figura 3.13 se muestran las curvas Tensión-Desplazamiento de los aceros ϕ 6mm y ϕ 8mm. Para estos aceros los desplazamientos fueron medidos con el LVDT de la prensa y la longitud de las probetas era diferente. 155mm para el acero ϕ 6mm y 210mm para el acero ϕ 8mm. Es por ello que hay diferencia entre los desplazamientos medidos en estas probetas.

¹⁵ Rango 50mm, precisión 5 μ m

¹⁶ Rango 1m, precisión 0.5mm

Tabla 3.8. Propiedades aceros.

| Acero | $\sigma_y ; s$ [MPa] | $E ; s$ [MPa] | ϵ_y | ϵ_{yf} | ϵ_{rotura} |
|-----------------|----------------------|----------------|--------------|-----------------|---------------------|
| A°1 ϕ 16mm | 484.6 ; 2.4 | 201100 ; 6800 | 0.00241 | 0.00873 | 0.153 |
| A°2 ϕ 16mm | 489.9 ; 4.4 | 191150 ; 10000 | 0.00257 | 0.02231 | 0.200 |
| A°1 ϕ 8mm | 452.5 ; 16.9 | - | - | - | - |
| A°1 ϕ 6mm | 520.1 ; 24.0 | - | - | - | - |

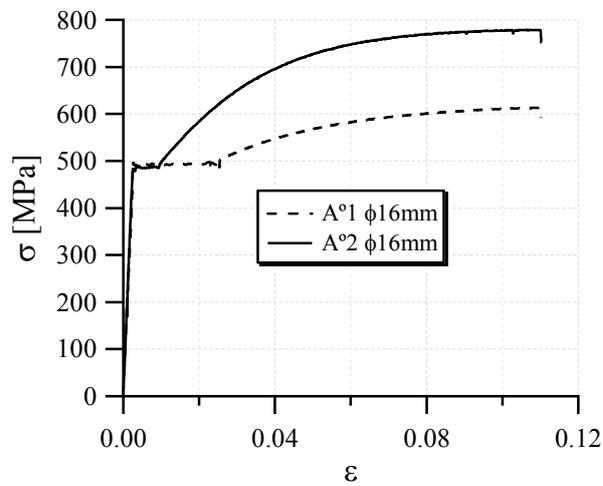


Figura 3.12. Tensión-Deformación aceros ϕ 16mm.

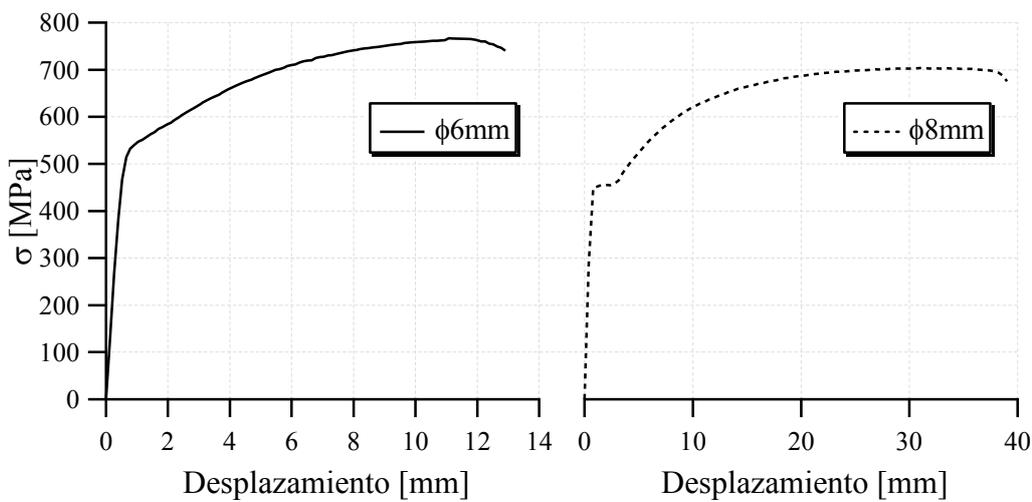


Figura 3.13. Tensión-Desplazamiento aceros ϕ 6mm y ϕ 8mm.

3.4. Método de Refuerzo / Reparación

Se realizó el refuerzo y la reparación de las vigas mediante un encamisado de hormigón de alto desempeño y autocompactante, con tres dosificaciones de fibras: sin fibras, con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras de acero. En todos los casos el espesor del encamisado usado fue de 3cm en los laterales y fondo de las vigas. Ver Figura 3.14.

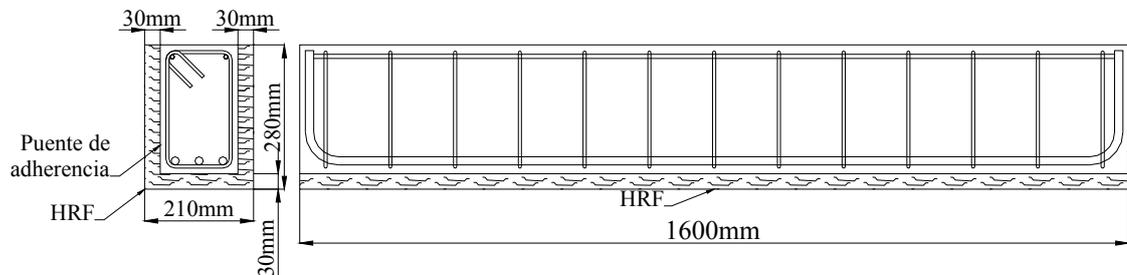


Figura 3.14. Detalle viga reforzada / reparada con HRF.

Como se trataba de vigas sometidas predominantemente a corte se esperaba que el HRF colocado en los laterales de las vigas colaborara en la restitución de la capacidad portante y el hormigón del fondo de las vigas sirviera como recubrimiento y para hacer efectiva la reparación, ya que las vigas ensayadas tenían fisuras en las caras laterales que se continuaban en el fondo.

En las vigas ya ensayadas, en primer lugar, se quitó manualmente el hormigón suelto con ayuda de martillo y cincel. Seguidamente, para todas las vigas, se utilizó cepillo de acero giratorio y manual para quitar todo material adherido a la superficie y luego se utilizó agua a presión para lograr que la superficie quede libre de material suelto y polvo. Finalmente, se secó la superficie con aire a presión. El resultado de este procedimiento fue una superficie libre de material suelto y con cierta rugosidad. En Figura 3.15 y Figura 3.16 se puede ver el estado de la superficie de la Viga 6 previo a la reparación.



Figura 3.15. Estado previo a la reparación de viga 6 cara izquierda.



Figura 3.16. Estado previo a la reparación de viga 6 cara derecha.

Para evitar la falla de la interfaz de los materiales de distinta edad se utilizó en ambas caras laterales y fondo un puente de adherencia. Este consistió en un producto comercial a base de resinas epoxídicas modificadas (Sikadur-32 Gel, 2009) que se aplicó con pincel en el momento previo al colado del hormigón. Los materiales adhesivos basados en resinas epoxídicas generalmente se usan para ligar hormigón viejo con nuevo pues son fáciles de aplicar (Bonaldo, et al., 2005). Particularmente y solo en el caso de las vigas Piloto se colocaron conectores metálicos $\phi 6\text{mm}$ en ambas caras. Estos conectores estaban distribuidos en dos alturas a 80mm de la base de las vigas y a la misma distancia desde el borde superior y fueron anclados mediante un producto químico a base de resina de epoxi-acrilato libre de estireno y disolventes (Sika AnchorFix-2, 2009). No se colocaron conectores vinculando el fondo de las vigas con la capa inferior de HRF.

3.4.1. Consideraciones durante el colado del encamisado

Para construir el encamisado de las vigas de la etapa piloto se realizó un procedimiento particular. Las vigas fueron colocadas dentro del encofrado con la cara inferior hacia arriba. Luego se coló el HRF desde arriba llenando laterales y fondo de las vigas que estaba en la parte superior del encofrado (ver Figura 3.17). En Figura 3.18 se puede ver una de las vigas de la etapa piloto dentro del molde y con el puente de adherencia lista para el llenado de HRF; en la fotografía pueden verse también los conectores metálicos en las caras laterales de la viga.

Este procedimiento era complicado y se generaban dificultades para mover las vigas con encamisado pues para poder poner la cara inferior hacia arriba era necesario cortar las orejas para izar. Además, se trata de un procedimiento irrealizable en obra ya que rara vez existiría la posibilidad de dar vuelta una viga.

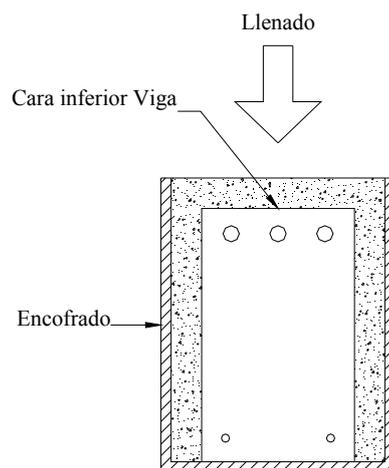


Figura 3.17. Forma de colado HRF vigas piloto.



Figura 3.18. Viga piloto con puente de adherencia dentro de molde.

Para el caso de las vigas de la campaña experimental se cambió el procedimiento de llenado. Las vigas fueron desplazadas en su posición con la armadura principal siempre hacia abajo. Primeramente se colocaron separadores metálicos en el fondo de los encofrados, estos eran trozos de perfil T de 70mm de longitud colocados únicamente en los extremos del encofrado, luego se coló HRF hasta el nivel superior de los separadores. Seguidamente se introdujeron las vigas dentro del molde y se apoyaron sobre los separadores. Finalmente se coló HRF en los laterales de las vigas. Este procedimiento se muestra esquemáticamente en Figura 3.19. En Figura 3.20 se puede ver una fotografía del proceso de llenado de los laterales del encamisado de una viga.

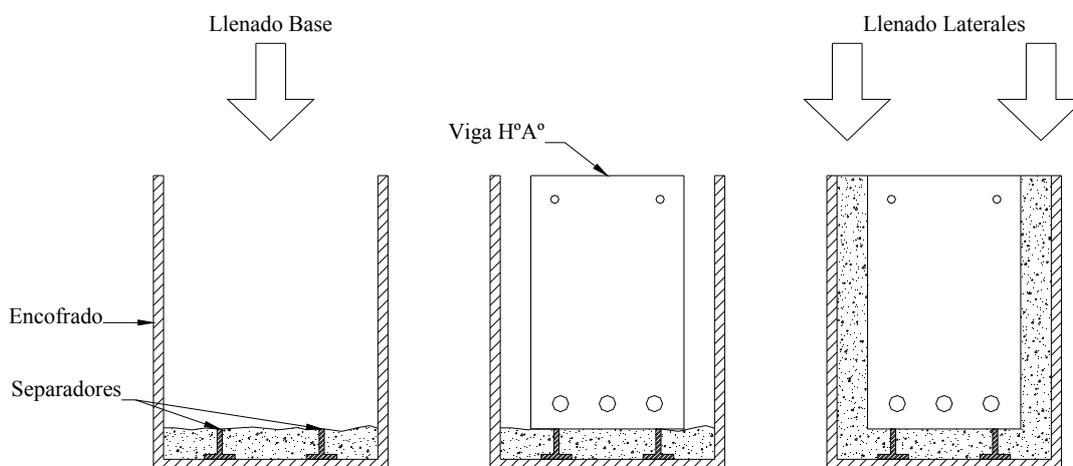


Figura 3.19. Forma de colado HRF vigas Campaña experimental.



Figura 3.20. Llenado de laterales de encamisado con HRF.

3.5. Configuración del ensayo, apoyos

Las vigas fueron ensayadas a flexión de tres puntos asimétrica con luz entre apoyos de 1200mm y relación luz de corte/altura útil $a/d=1.78$ como se ilustra en la Figura 3.21. Para los apoyos de la viga de hormigón armado se utilizaron dos rodillos de acero de diámetro 45mm con casquetes de acero inferior y superior de cara plana. La aplicación de la carga se realizó mediante un sistema compuesto por una rótula de acero y un rodillo de acero en el extremo como se ilustra en la Figura 3.21. Además para lograr una superficie plana y regular en el punto de aplicación de la carga se realizó un mortero cementicio y se colocó una placa de madera reconstituida.

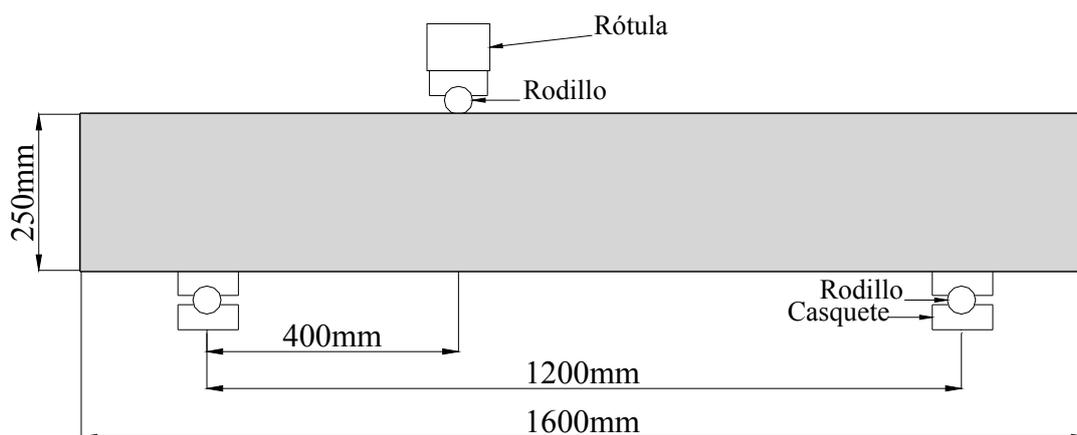


Figura 3.21. Apoyos y Configuración de Ensayo.

Las vigas fueron ensayadas en una prensa INSTRON 8504. Para poder realizar los ensayos se colocó sobre el plato de carga de la prensa una viga metálica compuesta por dos perfiles metálicos IPN240mm soldados en paralelo. Sobre la viga metálica se

colocaron los apoyos y la viga de hormigón armado. En Figura 3.22 se muestra una foto de una viga de hormigón armado montada para ensayar y en el esquema también se muestran medidas y otros detalles.

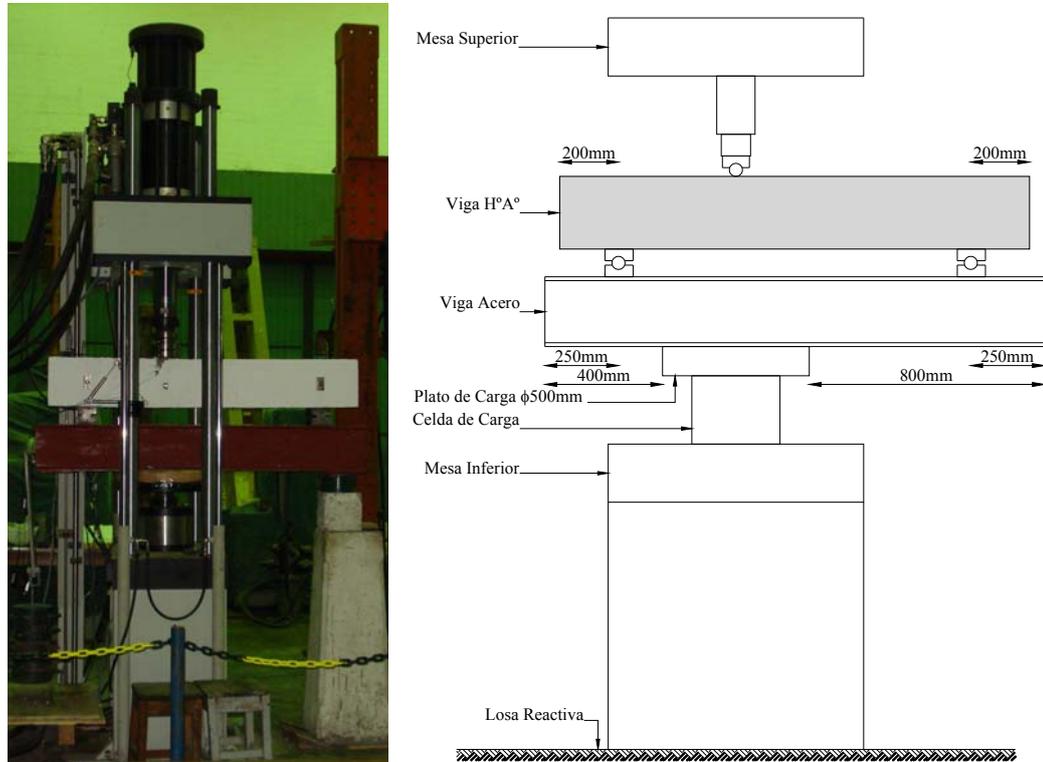


Figura 3.22. Esquema de montaje de vigas para ensayar.

3.6. Instrumentación

Las vigas fueron instrumentadas en ambas caras laterales de igual manera. Se registró la flecha en el punto de aplicación de la carga mediante un sistema similar al propuesto por norma (EN 14651, 2005). Se utilizó un transductor de desplazamientos potenciométrico¹⁷ colocado de forma tal de que medía los desplazamientos verticales a la altura del eje longitudinal de la viga. El transductor estaba montado sobre una regla metálica con un extremo que permite giros y el otro extremo con una corredera. Adicionalmente, se montó un sistema en forma de triángulo isósceles que mide el desplazamiento de los vértices mediante transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT). Uno de los lados del triángulo es perpendicular a la dirección donde se forman la mayoría de las fisuras de corte (LVDT Fisura¹⁸), la base del triángulo coincide con la posición de la armadura inferior (LVDT Base¹⁹) y el lado restante cierra el sistema (LVDT Diagonal²⁰), ver Figura 3.23. Paralelamente, se registraron los desplazamientos verticales y la carga, medidos mediante el LVDT interno y la celda de

¹⁷ Rango 55mm, precisión 50 μm .

¹⁸ Rango 50mm, precisión 5 μm .

¹⁹ Rango 100mm, precisión 5 μm .

²⁰ Rango 50mm, precisión 5 μm .

carga de la prensa²¹. En Figura 3.24 se puede ver una fotografía de una viga con encamisado, instrumentada y posicionada para ensayar. En la fotografía se puede ver el dispositivo para medir flecha, el arreglo en forma de triángulo, los apoyos y el actuador de la prensa.

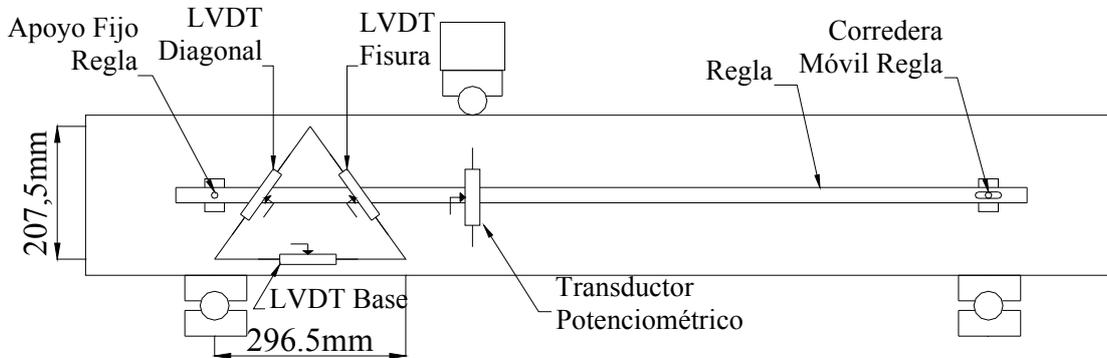


Figura 3.23. Instrumentación.



Figura 3.24. Viga instrumentada, en posición y lista para ensayar.

3.7. Desarrollo del Ensayo

Las vigas se ensayaron hasta pasar el pico de carga y obtener parte de la rama descendente. Luego se descargaron de manera controlada. Inicialmente se aplicó una carga creciente a velocidad de 0.167kN/s hasta alcanzar los 30kN; desde ese momento se continuó con control de desplazamiento a velocidad de 0.5mm/min, finalmente la descarga se realizó en 3 minutos hasta carga 0kN.

Se aclara que el control de desplazamiento se realizaba sobre el actuador de la prensa de carga, más específicamente con el LVDT interno ubicado en la parte superior del

²¹ Rango 500kN dinámica, precisión 0.1kN

actuador. Debido a los elementos intervinientes en el montaje (viga metálica, actuador, mortero de nivelación y placa de madera reconstituida en punto de aplicación de carga y varias juntas) el desplazamiento del actuador no coincide con la flecha medida en las vigas y algunos elementos intervinientes en el sistema se deforman y no se recuperan. Tal es el caso por ejemplo de la placa de madera reconstituida o una junta como la de la rótula al cerrarse.

La adquisición de datos se realizó de manera automática tomando dos mediciones por segundo. De forma paralela al desarrollo del ensayo era posible realizar el monitoreo de desplazamientos y fuerzas en tiempo real. Esto permitía observar la respuesta de los especímenes y tomar decisiones.

En general, las vigas con estribos sin refuerzo fueron ensayadas hasta alcanzar una flecha de 12mm, valor mayor que el límite de flexión según norma (CIRSOC 201, 2005) $luz/180$. Sin embargo, no todas estas vigas fueron ensayadas hasta dicha flecha, pues hubo algunas que, pasada la carga máxima, presentaron ablandamiento muy pronunciado y el ensayo se detuvo al alcanzar el 70% de la carga máxima. En el caso de las vigas con encamisado estas fueron ensayadas hasta alcanzar una flecha de 14mm, valor mayor que el de las vigas sin encamisado.

ANEXO A3: Complemento de resultados experimentales de caracterización

A3.1. Introducción

En el capítulo 3 se presentaron los resultados experimentales mostrando la curva media de cada ensayo. Es decir para cada valor de la abscisa (variable independiente) se promediaron los valores de respuesta en carga (variable dependiente). De esa forma, para un mismo ensayo, era posible la comparación entre los diferentes hormigones. Por cuestiones de prolijidad, y para lograr una comparación clara, no se mostró la dispersión.

En este anexo, con el fin de mostrar las variaciones obtenidas en los resultados experimentales y otras características de los materiales, se presentan las respuestas de los especímenes de los diferentes ensayos de caracterización. Para cada tipo de ensayo se presentan los resultados siguiendo el orden cronológico, es decir etapa Piloto, 1° Etapa y 2° Etapa de la campaña experimental. Primeramente se describen las características de los materiales usados en los hormigones.

A3.2. Materiales utilizados para el hormigón.

A3.2.1 Cemento

El cemento utilizado en el HRF de la campaña experimental era CPN50-ARI²². Sus características y comparación con la norma IRAM 50000/1 se detallan en Tabla A3.1.

Tabla A3.1. Características del cemento y comparación con norma.

| | IRAM 50000/1 | | CPN50 ARI |
|------------------------------------|---------------|--------|-----------|
| | Mínimo | Máximo | |
| Requisitos físicos | | | |
| Finura, retenido tamiz 75 [%] | - | 15 | 0.2 |
| Finura Blaine [m ² /kg] | 350 | - | 405 |
| Tiempo de fraguado | Inicial [min] | 45 | - |
| | Final [horas] | - | - |
| Resistencia a compresión [MPa] | 1 día | 10 | - |
| | 2 días | 20 | - |
| | 3 días | 27 | - |
| | 7 días | 40 | - |
| | 28 días | 50 | - |
| Expansión en autoclave [%] | | 0.8 | 0 |

²² Cemento Portland Normal 50MPa de Alta Resistencia Inicial

| Continuación Tabla A3.1 | | | |
|-------------------------------------------|---|-----|-------|
| Requisitos químicos | | | |
| Residuo insoluble [%] | - | 5 | 0.7 |
| Oxido de magnesio, MgO [%] | - | 6 | 0.7 |
| Pérdida por calcinación [%] | - | 5 | 1.5 |
| Anhídrido sulfúrico, SO ₃ [%] | - | 3 | 2.5 |
| Aluminato tricálcico, AC ₃ [%] | - | 8 | 3.4 |
| Cloruros, Cl [%] | - | 0.1 | <0.10 |
| Sulfuros, S ² [%] | - | 0.1 | <0.10 |

A3.2.2 Agregados

Los agregados usados para la etapa piloto y toda la campaña experimental provenían de una cantera ubicada en el río Salí. Siempre, en todas las mezclas, se usaron los mismos agregados. El agregado grueso era canto rodado lavado con TMAG²³ de 9.5mm ($\frac{3}{8}$ "'). El agregado grueso tenía módulo de fineza de 3.0. Las granulometrías de los agregados grueso y fino se muestran en Figura A3.1.

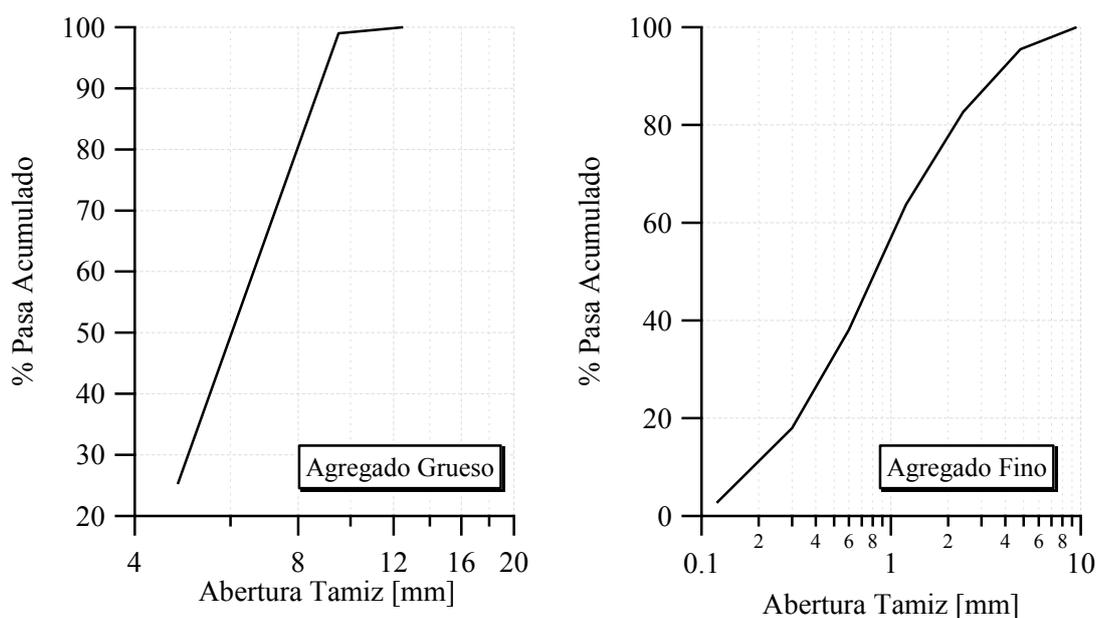


Figura A3.1. Granulometrías. Agregado grueso y agregado fino.

A3.3. Módulo de Elasticidad

La realización de un ensayo de módulo de elasticidad es más laboriosa, necesita mayor preparación, mayor tiempo y es más compleja que un ensayo de carga máxima de compresión. Es por eso que muchas veces se estima el valor del módulo de elasticidad del hormigón mediante el uso de fórmulas que relacionan esta propiedad material con la

²³ TMAG siglas de Tamaño Máximo del Agregado Grueso.

resistencia máxima. Las expresiones suelen separarse en aquellas que son apropiadas para hormigones de resistencia normal y las apropiadas para hormigones de alta resistencia (Shah & Ribakov, 2011).

En esta sección del anexo se presentan los resultados de las mediciones de los módulos de elasticidad.

En Figura A3.2 se muestran los gráficos de los ensayos de módulo de elasticidad en compresión (ASTM C 469, 1987). Se muestra una curva para cada tipo de hormigón. Es posible notar cómo, para cada tipo de hormigón, varía la pendiente. Dado que las resistencias máximas no son iguales varía también la tensión máxima alcanzada.

En Tabla A3.2 y Tabla A3.3 se muestran los resultados de los ensayos de módulo de elasticidad obtenidos para los hormigones de la etapa piloto y la campaña experimental respectivamente. Se describen la probeta, uso del hormigón, módulo de elasticidad E , media E_m y desviación estándar s .

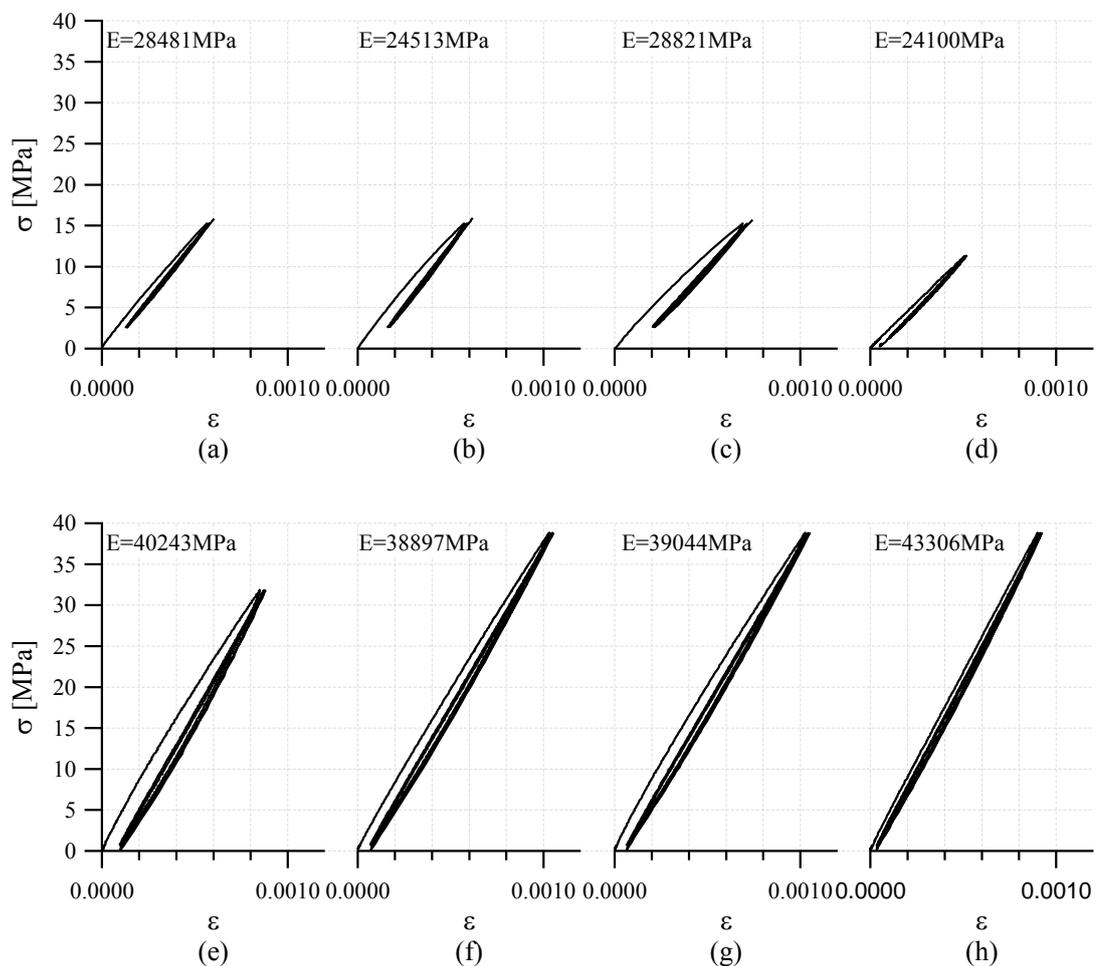


Figura A3.2. Ensayo módulo de elasticidad hormigones varios. (a) Etapa piloto vigas. (b) Etapa piloto hormigón simple refuerzo. (c) Etapa piloto HRF 40kg/m³. (d) Campaña experimental vigas. (e) 1º Etapa hormigón simple refuerzo. (f) 2º Etapa hormigón simple refuerzo. (g-h) 2º Etapa HRF 30kg/m³.

Tabla A3.2. Ensayos módulo de elasticidad hormigones en etapa piloto.

| Hormigón | | E [Mpa] | E _m [Mpa] | s [Mpa] |
|----------|-------------------------|---------|----------------------|---------|
| Probeta | Descripción | | | |
| 1 | | 29032 | | |
| 2 | | 28481 | | |
| 3 | Vigas H°A° | 24658 | 27357 | 1707 |
| 4 | | 26923 | | |
| 5 | | 27692 | | |
| 1 | | 30122 | | |
| 2 | H° Simple | 30610 | 29290 | 1353 |
| 3 | | 27606 | | |
| 4 | | 28821 | | |
| 1 | | 25886 | | |
| 2 | HRF 40kg/m ³ | 24513 | 24514 | 1586 |
| 3 | | 22292 | | |
| 4 | | 25365 | | |

Tabla A3.3. Ensayos módulo de elasticidad hormigones en campaña experimental

| Hormigón | | E [Mpa] | E _m [Mpa] | s [Mpa] |
|----------|---------------------------------|---------|----------------------|---------|
| Probeta | Descripción | | | |
| 1 | Vigas H°A° | 24010 | 24010 | - |
| H6 | | 40243 | | |
| H7 | H° Simple 1° Etapa | 40793 | 41467 | 1666 |
| H9 | | 43364 | | |
| 4 | | 38897 | | |
| 11 | H° Simple 2° Etapa | 40374 | 38783 | 2018 |
| 17 | | 39957 | | |
| 28 | | 35902 | | |
| 7 | | 39044 | | |
| 13 | HRF 30kg/m ³ 2°Etapa | 43306 | 40671 | 1974 |
| 3 | | 39275 | | |
| 5 | | 41060 | | |

A3.4. Ensayos de Compresión. Curva Tensión – Deformación.

Las curvas mostradas en Figura A3.3, Figura A3.4 y Figura A3.5 corresponden a hormigones de la etapa piloto.

A pesar de que las probetas se ensayaron con control de desplazamientos los ensayos de los hormigones simples fueron más inestables en la rama de descenso post – pico (ablandamiento del material). Para los HRF es posible observar una rama descendente en la que hubo mejor control del ensayo.

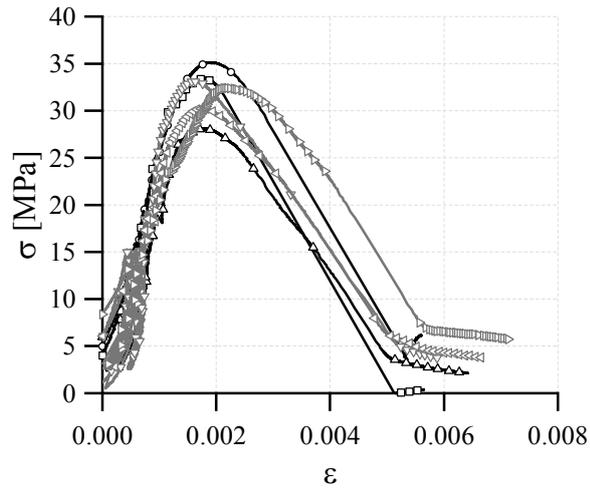


Figura A3.3. Hormigón simple etapa piloto vigas de H°A°.

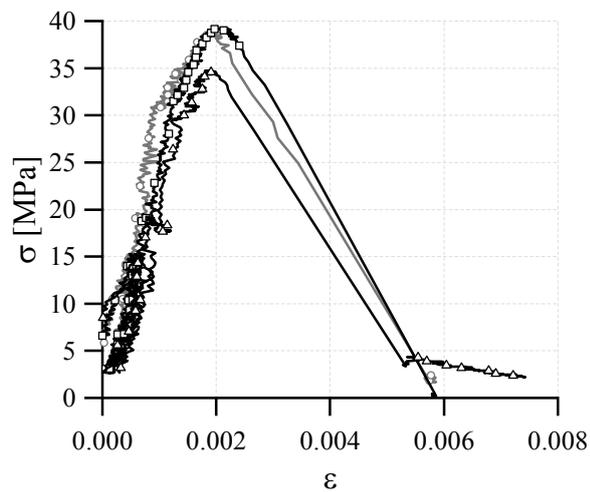


Figura A3.4. Hormigón simple refuerzo etapa piloto.

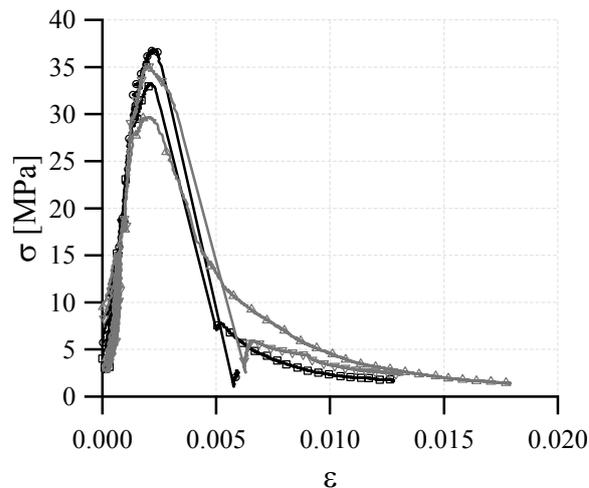


Figura A3.5. HRF refuerzo etapa piloto.

Para los hormigones de alta resistencia sin fibras se construyeron probetas de diámetro 42mm y $L/d=2.5$, pues una probeta normalizada de diámetro 100mm excedería la carga máxima que es posible aplicar en la prensa de carga, sin embargo en estos ensayos no se pudo registrar la curva tensión-deformación debido a inestabilidad en cargas y problemas para medir desplazamientos.

A3.5. Flexión Rilem

Este apartado se divide en los ensayos sobre hormigón simple y los de HRF.

A3.5.1 Hormigón simple

La Figura A3.6 y Figura A3.7 muestran ensayos de flexión en probetas Rilem de hormigones simples de resistencia normal, mientras que Figura A3.8 y Figura A3.9 muestran hormigones de alta resistencia. Es de destacar que en los ensayos se nota que el aumento de resistencia en compresión no está acompañado de igual manera por el aumento de resistencia en tracción. Este resultado es coincidente con las observaciones de otros autores de que para hormigones de alta resistencia la resistencia a tracción prácticamente no se incrementa con el aumento de la resistencia a compresión (Shah & Ribakov, 2011). En Figura A3.10, tomada de la misma referencia, se ilustra la relación entre resistencia a compresión y tracción indirecta de hormigones de diferente resistencia.

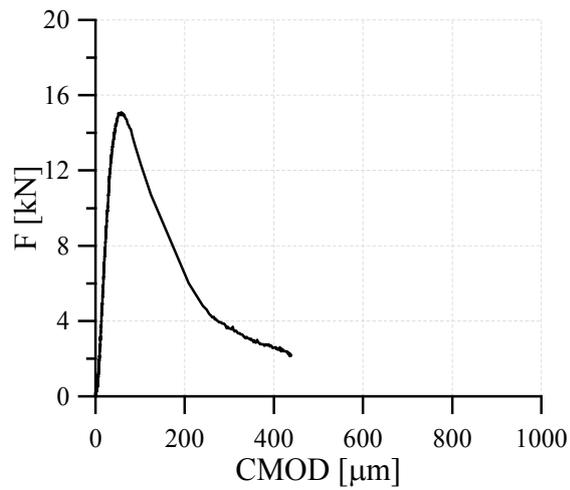


Figura A3.6. Vigas Rilem etapa piloto. Hormigón simple vigas de hormigón armado.

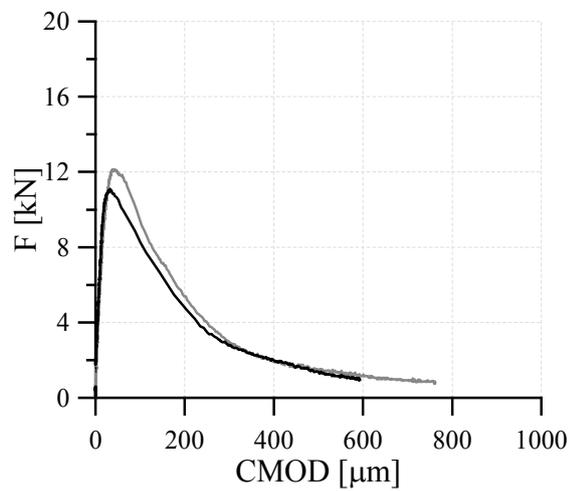


Figura A3.7. Vigas Rilem etapa piloto. Hormigón simple de refuerzo.

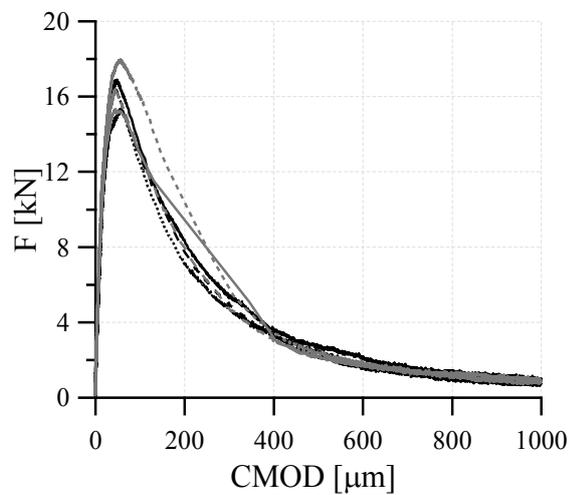


Figura A3.8. Vigas Rilem 1º etapa. Hormigón simple refuerzo

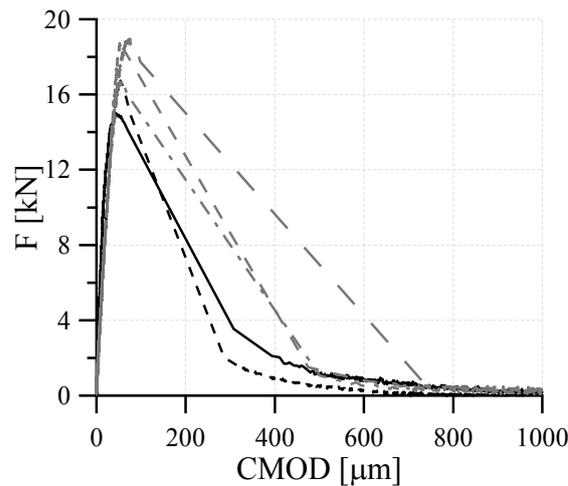


Figura A3.9. Vigas Rilem 2º etapa. Hormigón simple refuerzo

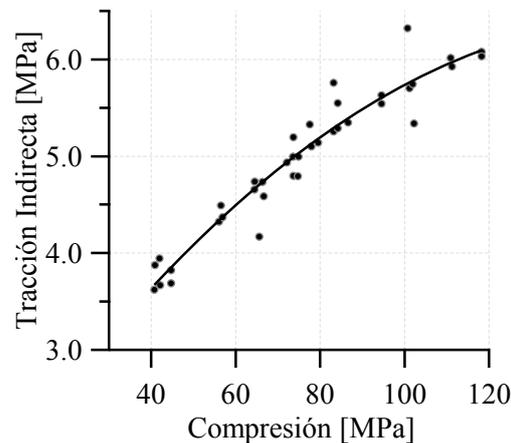


Figura A3.10. Relación entre tensión de tracción y compresión en hormigones de diferente resistencia (Shah & Ribakov, 2011).

A3.5.2 Hormigón Reforzado con Fibras

En Figura A3.11 se muestran los resultados de las vigas Rilem con 40kg/m^3 de fibras. Nuevamente se hace notar la baja dispersión que presentaron estos ensayos. En Figura A3.12 se muestran los resultados de la 1º etapa con 60kg/m^3 de fibras y en Figura A3.13 los de la 2º etapa con 30kg/m^3 .

La Figura A3.12 presenta una ampliación de una zona de una de las curvas. En la ampliación es posible observar que la curva presenta unos *escalones* en carga. Estos saltos en carga corresponden con momentos en los que escuchaban sonidos metálicos de las fibras y en los que se supone se producían deslizamiento o rotura de las fibras. La correspondencia entre el sonido y el salto en carga era establecida gracias al monitoreo del ensayo en tiempo real. Esa particularidad se observó también en otras vigas y con otras cantidades de fibras.

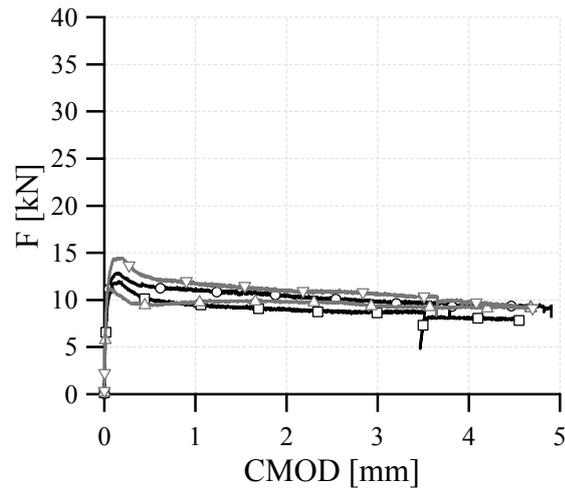


Figura A3.11. Vigas Rilem etapa piloto. Refuerzo HRF con 40kg/m^3 .

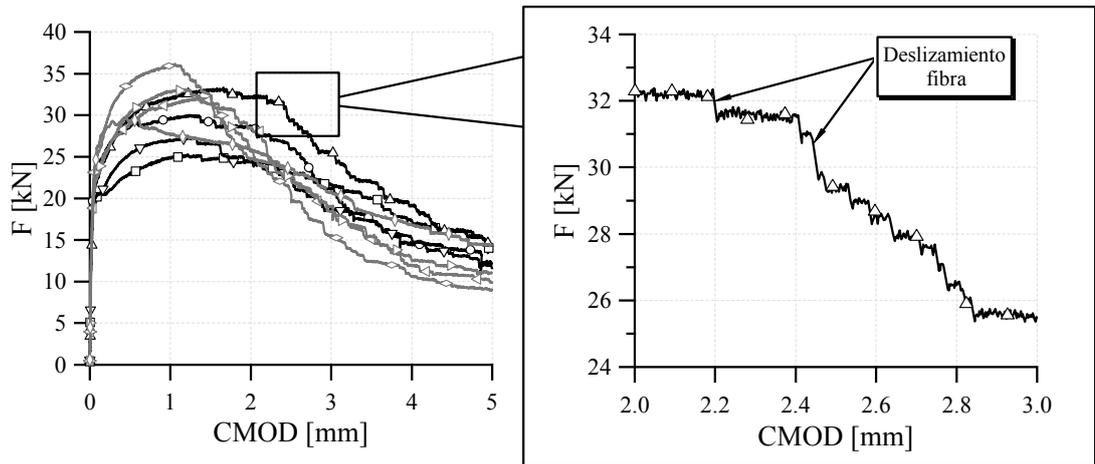


Figura A3.12. Vigas Rilem 1ª etapa. Refuerzo HRF con 60kg/m^3

La Figura A3.13 presenta los dos tipos de mediciones de desplazamientos registrados en estos ensayos de caracterización. Se muestra CMOD y además Flecha de un solo lado ya que generalmente de ambos lados eran coincidentes. Para cada viga las curvas mostradas a izquierda se corresponden con las de derecha según color y marcador como indica la leyenda de la figura. Se puede ver que existe cierta relación entre CMOD y Flecha, siendo los valores de CMOD un poco mayores. Esa relación fue observada por muchos autores y es tenida en cuenta por la normativa del ensayo (EN 14651, 2005), (Rilem TC 162-TDF, 2002).

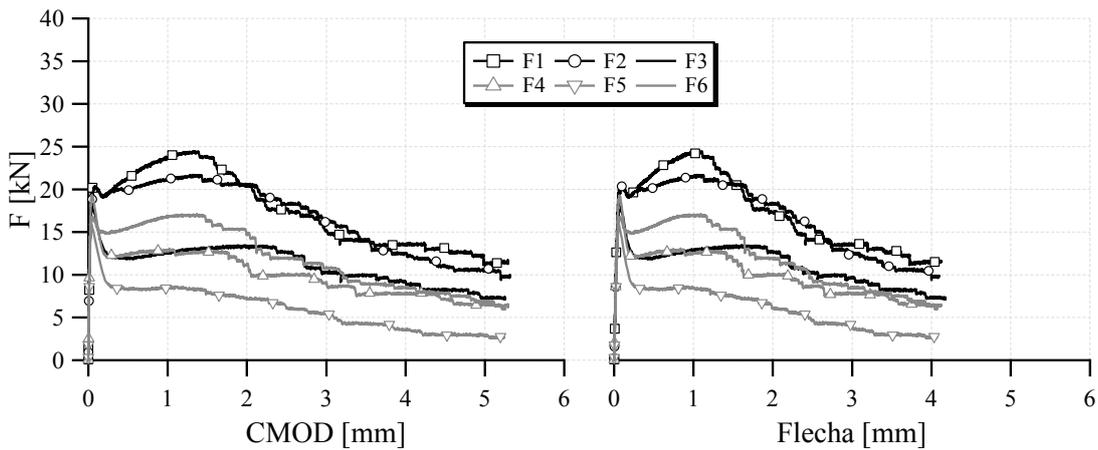
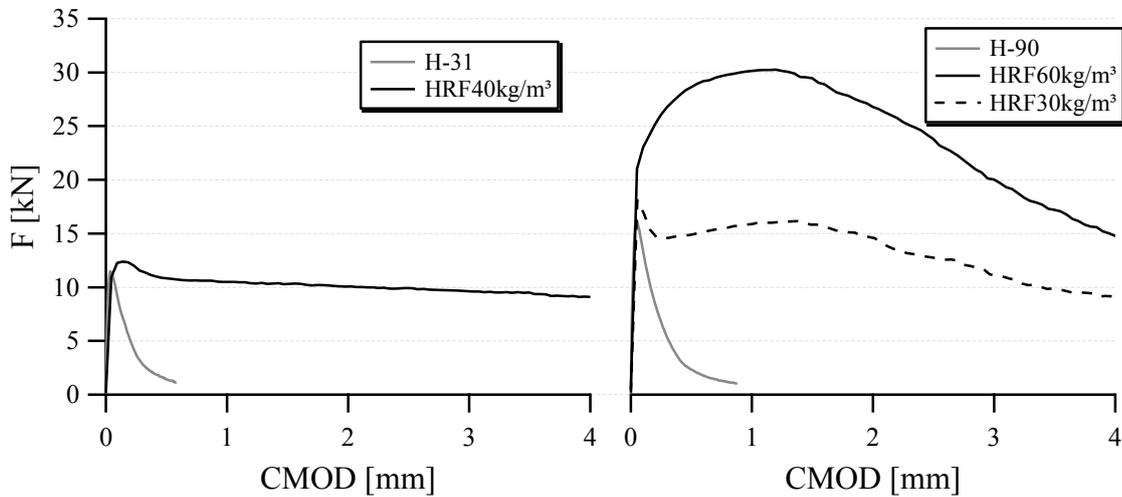


Figura A3.13. Vigas Rilem 2º etapa. HRF con 30kg/m³ de fibras usado en encamisado. Carga-CMOD y Carga-Flecha.

A3.5.3 Comparación hormigón simple vs HRF

En FiguraA3.14 se ve una comparación del hormigón simple contra el HRF. En la parte izquierda del gráfico se ve la comparación para la etapa piloto. En la parte derecha se ve la comparación para la campaña experimental. Para todos los casos se muestran las curvas de los valores promedios.

Es notoria la tenacidad que gana el material y la capacidad de mantener carga al incorporar fibras.



FiguraA3.14. Comparación hormigón simple vs HRF varios, ensayo RILEM.

ANEXO B3: Comparación de dos poblaciones - Test de hipótesis

B3.1. Introducción

En este anexo se muestran los test de hipótesis de comparación de cargas máximas y módulo de elasticidad. El trabajo estadístico de los test consiste en la estadística descriptiva, la comparación de varianzas, el test de hipótesis que corresponda a cada caso y el diagnóstico de lo realizado.

B3.2. Nomenclatura de los test

Se utiliza la siguiente nomenclatura para las pruebas de hipótesis

| | |
|-------------------------------|--------------------------------------------------------------------------|
| \bar{x} | media de la muestra x |
| s_x | desviación estándar de la muestra x |
| n | tamaño de la muestra x |
| μ_x | media poblacional |
| σ_x^2 | varianza de la población x |
| \bar{y} | media de la muestra y |
| s_y | desviación estándar de la muestra y |
| m | tamaño de la muestra y |
| μ_y | media poblacional |
| σ_y^2 | varianza de la población y |
| H_0 | hipótesis nula, afirmación acerca de una o más poblaciones |
| H_1 | hipótesis alternativa de la hipótesis nula |
| f | estadístico de la prueba de varianzas |
| α | nivel de significación del test, es una probabilidad |
| $F_{(n-1, m-1)}^{\alpha/2}$ | límite inferior región de aceptación en distribución F |
| $F_{(n-1, m-1)}^{1-\alpha/2}$ | límite superior región de aceptación en distribución F |
| t | estadístico del test de comparación de medias con varianzas desconocidas |
| ν | grados de libertad |
| $t_{\nu}^{1-\alpha/2}$ | límite región de aceptación en distribución t de student |

B3.3. Comparación de resistencia hormigón simple vs HRF en la 1º etapa

Con este test lo que se quiere hacer es comparar si la resistencia a compresión del hormigón de la 1º Etapa varía con la incorporación de fibras.

B3.3.1 Estadística Descriptiva

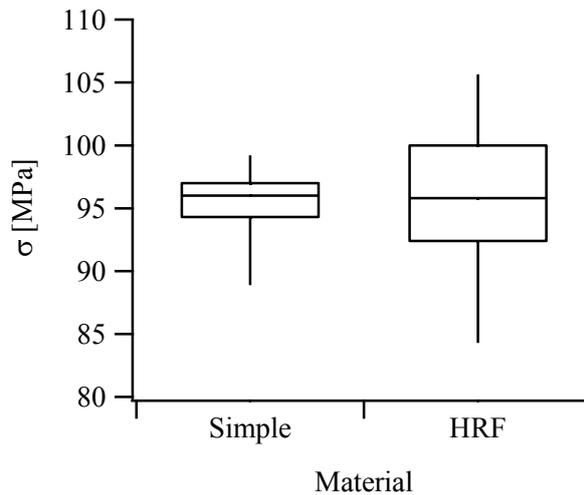


Figura B3.1. Comparación resistencia 1ºEtapa hormigón simple vs HRF.

Los datos (ver Figura B3.1) tienen media de 95.3MPa para el hormigón Simple y 95.5MPa para el HRF. La dispersión es menor para el caso del hormigón Simple pero para ambos materiales está dentro de la esperada. Además ambos materiales presentan simetría de los datos.

$$\bar{x} = 95.3\text{Mpa}; s_x = 3.21\text{Mpa}; n = 7$$

$$\bar{y} = 95.5\text{Mpa}; s_y = 6.71\text{Mpa}; m = 11$$

B3.3.2 Comparación de varianzas

$$H_0: \sigma_x^2 = \sigma_y^2 \rightarrow (\text{igualdad de varianzas})$$

$$H_1: \sigma_x^2 \neq \sigma_y^2 \rightarrow (\text{varianzas diferentes})$$

$$f = \frac{s_x^2}{s_y^2} = \frac{(3.21\text{Mpa})^2}{(6.71\text{Mpa})^2} = 0.229$$

$$F_{(n-1, m-1)}^{\alpha/2} = F_{(6, 10)}^{0.05} = 0.2463$$

$$F_{(n-1, m-1)}^{1-\alpha/2} = F_{(6, 10)}^{0.95} = 3.2172$$

$$F_{(6, 10)}^{0.05} = 0.2463 < \text{Región de aceptación} < F_{(6, 10)}^{0.95} = 3.2172$$

Tomando un $\alpha=0.10$ y dado que el f observado cae en la región de rechazo (fuera de la región de aceptación) hay evidencia suficiente para rechazar H_0 y mantener H_1 , es

decir las varianzas son diferentes. Por ello se deberá realizar un test de comparación de medias con varianzas desconocidas diferentes.

B3.3.3 Test de comparación de medias con varianzas desconocidas diferentes

$$\begin{aligned}
 H_0: \mu_x &= \mu_y \\
 H_1: \mu_x &\neq \mu_y \\
 t &= \frac{\bar{x} - \bar{y} - (\mu_x - \mu_y)}{\sqrt{\frac{S_x^2}{n} + \frac{S_y^2}{m}}} = \frac{95.3MPa - 95.5MPa}{\sqrt{\frac{(3.21MPa)^2}{7} + \frac{(6.71MPa)^2}{11}}} = -0.0848 \\
 v &= \frac{\left(\frac{S_x^2}{n} + \frac{S_y^2}{m}\right)^2}{\frac{\left(\frac{S_x^2}{n}\right)^2}{n-1} + \frac{\left(\frac{S_y^2}{m}\right)^2}{m-1}} = 15.2 \cong 15 \\
 t_{(v=15)}^{1-\alpha/2=0.95} &= 1.75
 \end{aligned}$$

Como $|t| < |t_{15}^{0.95}|$ no hay evidencia suficiente para rechazar H_0 . Es decir se sostiene que las medias son iguales o que la resistencia no varía con la incorporación de fibras.

B3.3.4 Diagnóstico

En Figura B3.2 se puede ver la prueba de normalidad de datos Anderson-Darling para la resistencia del Hormigón Simple y HRF de la 1ª Etapa de la Campaña Experimental. Para el caso del Hormigón Simple se tiene un valor p de 0.193 y para el HRF un valor p de 0.914 por lo que los datos cumplen con el supuesto de normalidad.

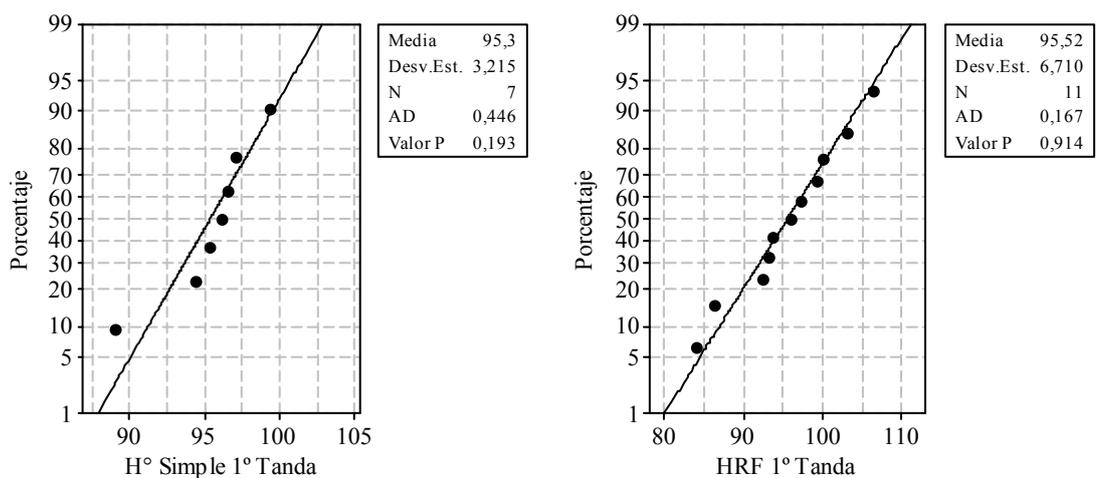


Figura B3.2. Prueba de normalidad Anderson-Darling para resistencia 1ª Etapa hormigón simple y HRF.

B3.4. Comparación de resistencia hormigón simple vs HRF en la 2º etapa

Con este test lo que se quiere hacer es comparar si la resistencia a compresión del hormigón de la 2º Etapa varía con la incorporación de fibras.

B3.4.1 Estadística Descriptiva

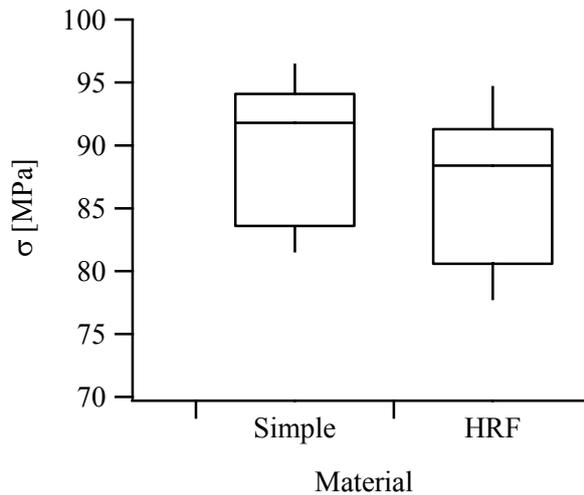


Figura B3.3. Comparación resistencia 2ºEtapa hormigón simple vs HRF.

Los datos (ver Figura B3.3) tienen media de 89.7MPa para el hormigón simple (muestra x) y 86.5MPa para el HRF (muestra y). La dispersión para ambos materiales está dentro de la esperada. Además ambos materiales presentan similar asimetría negativa de los datos.

$$\bar{x} = 89.7\text{Mpa}; s_x = 5.8\text{Mpa}; n = 8$$

$$\bar{y} = 86.5\text{Mpa}; s_y = 5.95\text{Mpa}; m = 9$$

B3.4.2 Comparación de varianzas

$$H_0: \sigma_x^2 = \sigma_y^2 \text{ (varianzas iguales)}$$

$$H_1: \sigma_x^2 \neq \sigma_y^2 \text{ (varianzas diferentes)}$$

$$f = 0.95$$

$$F_{(n-1, m-1)}^{\alpha/2} = F_{(7,8)}^{0.05} = 0.2684$$

$$F_{(n-1, m-1)}^{1-\alpha/2} = F_{(7,8)}^{0.95} = 3.5$$

Tomando un $\alpha=0.10$ y dado que el f observado cae en la región de aceptación no hay evidencia suficiente para rechazar H_0 (igualdad de varianzas) por lo que se mantiene. Por ello se deberá realizar un test de comparación de medias con varianzas desconocidas iguales.

B3.4.3 Test de comparación de medias con varianzas desconocidas iguales

$$\begin{aligned}
 &H_0: \mu_x = \mu_y \\
 &H_1: \mu_x \neq \mu_y \\
 t &= \frac{\bar{x} - \bar{y} - (\mu_x - \mu_y)}{s_p \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{1}{m}}} = \frac{89.7MPa - 86.5MPa}{5.88 \sqrt{\frac{1}{8} + \frac{1}{9}}} = 1.12 \\
 s_p^2 &= \frac{(n-1)s_x^2 + (m-1)s_y^2}{n+m-2} = 34.58 \\
 t_{(n+m-2=15)}^{1-\alpha/2=0.95} &= 1.75
 \end{aligned}$$

Como $|t| < |t_{15}^{0.95}|$ no hay evidencia suficiente para rechazar H_0 , es decir se sostiene que las medias son iguales o que la incorporación de fibras no cambia la resistencia del hormigón.

B3.4.4 Diagnóstico

En Figura B3.4 se puede ver la prueba de normalidad de datos Anderson-Darling para la resistencia del Hormigón Simple y HRF de la 2ªEtapa de la Campaña Experimental. Para el caso del Hormigón Simple se tiene un valor p de 0.175 y para el HRF un valor p de 0.579 por lo que los datos cumplen con el supuesto de normalidad.

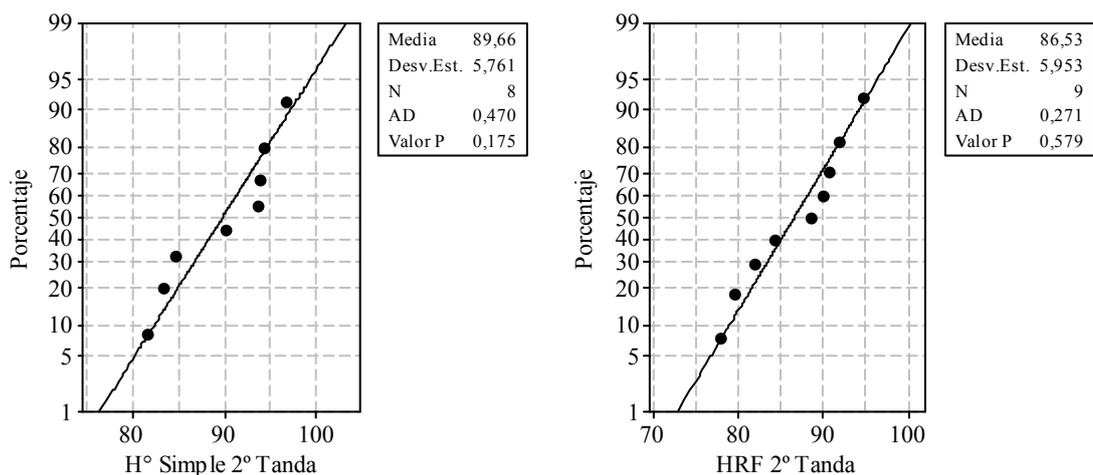


Figura B3.4. Prueba de normalidad Anderson-Darling para resistencia 2ªEtapa hormigón simple y HRF.

B3.5. Comparación módulo de elasticidad del hormigón simple vs HRF en la etapa piloto

Con este test se quiere comparar si la incorporación de fibras al hormigón de reparación de la etapa Piloto provoca cambios en el módulo de elasticidad del material.

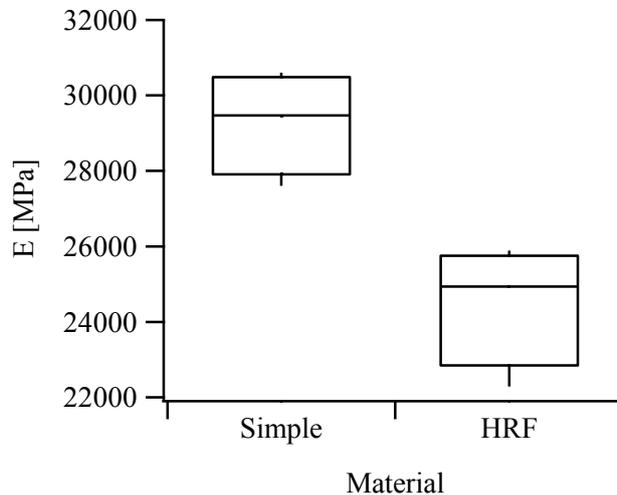


Figura B3.5. Comparación módulo etapa piloto hormigón simple vs HRF.

Los datos (ver Figura B3.5) tienen media de 29446MPa para el hormigón Simple y 24672MPa para el HRF. La dispersión para ambos materiales está dentro de la esperada. Además teniendo en cuenta el número de observaciones ambos materiales presentan simetría de los datos.

A continuación se presentan los datos necesarios para realizar el test.

$$\bar{x} = 29290\text{Mpa}; s_x = 1353\text{Mpa}; n = 4$$

$$\bar{y} = 24514\text{Mpa}; s_y = 1586\text{Mpa}; m = 4$$

Y la prueba de varianzas.

$$f = 0.73$$

$$F_{(3,3)}^{0.05} = 0.1077$$

$$F_{(3,3)}^{0.95} = 9.2766$$

No hay evidencia suficiente para rechazar igualdad de varianzas por lo que se realiza el test de comparación de medias con varianzas desconocidas iguales.

$$t = 4.5819$$

$$t_{(n+m-2=6)}^{1-\alpha/2=0.95} = 1.94$$

Como $|t| > |t_6^{0.95}|$ hay evidencia suficiente para rechazar igualdad de módulos de elasticidad, por lo tanto se sostiene que son diferentes.

En Figura B3.6 se puede ver la prueba de normalidad de datos Anderson-Darling para los módulos de elasticidad del Hormigón Simple y HRF de la Etapa Piloto. Para el caso del Hormigón Simple se tiene un valor p de 0.596 y para el HRF un valor p de 0.361 por lo que los datos cumplen con el supuesto de normalidad.

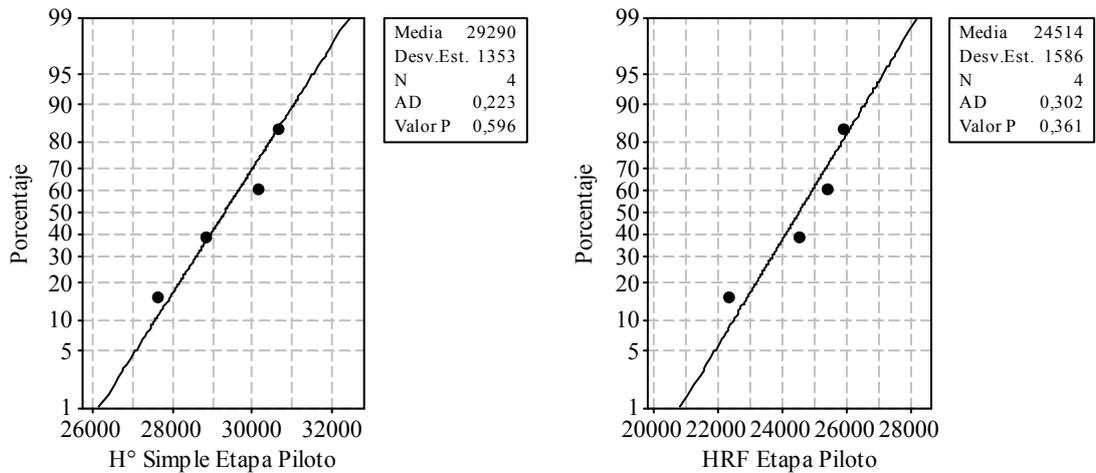


Figura B3.6. Prueba de normalidad Anderson-Darling para módulo de elasticidad hormigón simple y HRF en etapa piloto.

B3.6. Comparación de módulo de elasticidad hormigón simple vs HRF en la 2º etapa

Con este test se quiere comparar si la incorporación de fibras al hormigón de reparación de la 2º etapa de la campaña experimental provoca cambios en el módulo de elasticidad del material.

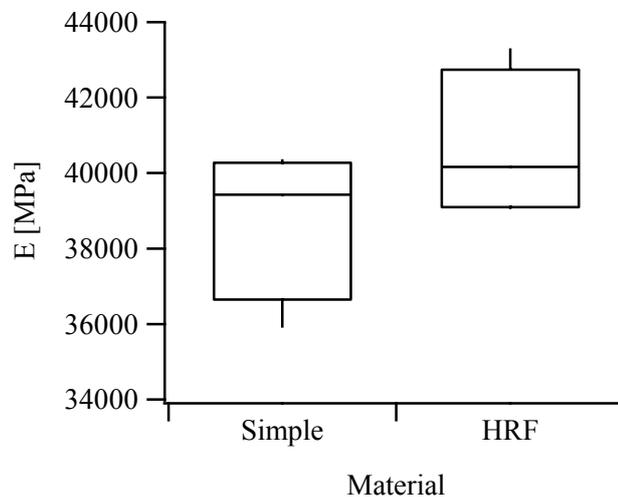


Figura B3.7. Comparación módulo 2ºEtapa hormigóns vs HRF.

Los datos (ver Figura B3.7) tienen media de 38783MPa para el hormigón Simple y 40671MPa para el HRF. La dispersión para ambos materiales está dentro de la esperada. Además teniendo en cuenta el número de observaciones ambos materiales presentan simetría de los datos.

Seguidamente se presentan los datos necesarios para el test.

$$\bar{x} = 38783\text{Mpa}; s_x = 2018\text{Mpa}; n = 4$$

$$\bar{y} = 40671 \text{Mpa}; s_y = 1974 \text{MPa}; m = 4$$

Y la prueba de varianzas.

$$f = 1.045$$

$$F_{(3,3)}^{0.05} = 0.1077$$

$$F_{(3,3)}^{0.95} = 9.2766$$

Como $F_{(3,3)}^{0.05} < f < F_{(3,3)}^{0.95}$, no hay evidencia suficiente para rechazar igualdad de varianzas.

$$t = -1.3376$$

$$t_{(n+m-2=6)}^{1-\alpha/2=0.95} = 1.94$$

Como $|t| < |t_6^{0.95}|$ no hay evidencia suficiente para rechazar igualdad de módulos de elasticidad, por lo que se sostiene que son estadísticamente iguales.

En Figura B3.8 se puede ver la prueba de normalidad de datos Anderson-Darling para los módulos de elasticidad del Hormigón Simple y HRF de la 2ª Etapa de la Campaña Experimental. Para el caso del Hormigón Simple se tiene un valor p de 0.226 y para el HRF un valor p de 0.341 por lo que los datos cumplen con el supuesto de normalidad.

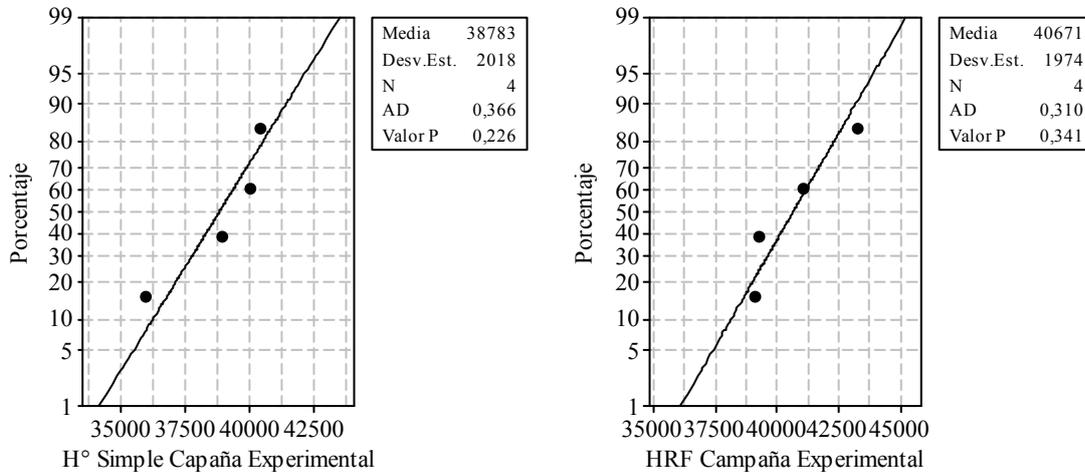


Figura B3.8. Prueba de normalidad Anderson-Darling para módulo de elasticidad hormigón simple y HRF en 2ª Etapa campaña experimental.

CAPÍTULO 4: Resultados Experimentales

4.1. Introducción

En este capítulo se presentan los resultados experimentales de las vigas ensayadas. Se muestran las curvas Carga – Desplazamiento obtenidas en los ensayos de las vigas de hormigón armado sin refuerzo, reforzadas y reparadas. Como se indica en el esquema inserto en la Figura 4.3, el desplazamiento corresponde a la flecha medida bajo el punto de aplicación de la carga, en una de las caras laterales de las vigas pues en general las mediciones en las dos caras fueron coincidentes. Se presentan también los cuadros de fisuración. El capítulo se completa con el análisis de los resultados experimentales y comparaciones de las respuestas de las vigas ensayadas variando cada uno de los parámetros estudiados. Se incluyen algunos comentarios respecto a la variabilidad de los resultados en los ensayos de corte también observada por otros autores.

4.2. Resultados preliminares – Etapa Piloto

Los resultados que se presentan en esta sección corresponden a las dos vigas de hormigón armado de la etapa piloto ensayadas hasta rotura y reparadas con encamisado de HRF con 40kg/m^3 de fibras de acero con ganchos en los extremos. La resistencia característica del HRF corresponde a un H-26.

En los ensayos sin refuerzo de estas vigas se observó una marcada fisuración diagonal del lado de menor relación luz de corte / altura útil (a/d) en una banda que unía los puntos de aplicación de carga y el borde del casquete del apoyo. Este tipo de falla es similar a la falla Tipo III observada en vigas sin armadura transversal (Llopiz, 2008) pero sin llegar a darse falla por compresión del hormigón. Las fisuras aumentaban en ancho y número con el incremento de desplazamiento impuesto. Del lado de mayor luz de corte la fisuración fue diagonal en la parte superior y media de la viga y vertical en la parte inferior (fisuras de corte por flexión). Estas fisuras eran menos, de menor ancho y prácticamente desaparecieron al retirar la carga. El ensayo fue estable sin roturas bruscas hasta rotura total. La viga 1 fue ensayada en dos ciclos y en el segundo la carga cayó hasta 144kN y para la viga2 la carga llegó a 201kN.

En Figura 4.1 y Figura 4.2 se ilustra el estado final de las vigas 1 y 2 respectivamente. Se advierte que en la viga 1 se quitó manualmente el recubrimiento sin dificultad, tarea no realizada en la viga 2.



Figura 4.1. Viga piloto 1 sin refuerzo. Estado final.



Figura 4.2. Viga piloto 2 sin refuerzo. Estado final.

Las vigas sin refuerzo alcanzaron cargas máximas de 267kN para la Viga 1 y 274kN para la viga 2. En Figura 4.3 y Figura 4.4 se presentan las curvas de respuesta Carga-Desplazamiento de las vigas piloto 1 y 2 sin refuerzo.

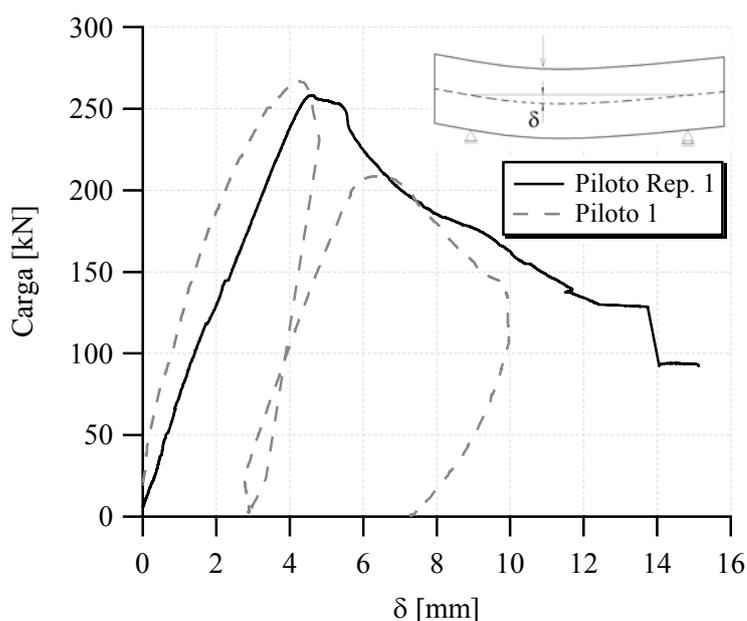


Figura 4.3. Carga – Desplazamiento viga piloto 1.

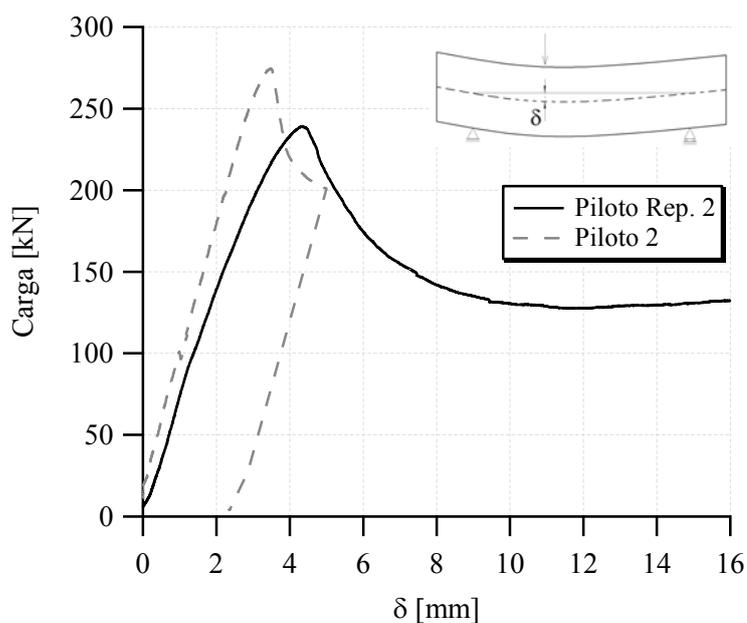


Figura 4.4. Carga – Desplazamiento viga piloto 2.

En las vigas reparadas se observó también formación de fisuras diagonales entre el punto de aplicación de la carga y el borde del casquete del apoyo. Con el aumento del desplazamiento impuesto también aumentó el ancho de las fisuras pero en este caso era posible ver las fibras que cosían las fisuras. Del lado de mayor relación a/d se observaron mínimas fisuras de corte por flexión. Contrariamente a lo sucedido en las vigas originales, al terminar los ensayos no resultó sencillo retirar el hormigón del refuerzo. Además en el ensayo de la viga 2 reparada se colocó en una cara un transductor de desplazamientos perpendicular a la línea que une el punto de aplicación de la carga con el extremo del casquete de apoyo para registrar la apertura de fisura que se evidenció cuando la carga pasó los 70kN (ver Figura 4.6). En los ensayos de las vigas

reparadas se llegó a flechas mayores que en los de las vigas sin encamisado. La viga 1 presentó un escalón (caída de carga) en la curva de respuesta que fue coincidente con el estallido del recubrimiento de la armadura superior. Las Figura 4.5 y Figura 4.6 muestran el estado final de las vigas reparadas ensayadas nuevamente.



Figura 4.5. Estado final viga piloto 1 reparada.



Figura 4.6. Estado final viga piloto 2 reparada.

En Figura 4.3 y Figura 4.4 se incluyen también las curvas carga-flecha obtenidas para las vigas reparadas para su comparación con las vigas sin refuerzo. Se observa que si bien las vigas reparadas muestran degradación de la rigidez inicial, la reparación con HRF permite obtener un alto porcentaje de restitución de la capacidad portante llegando la viga 1 a 258kN (97% de la capacidad portante original) y la viga 2 a 239kN (87% de la capacidad portante original).

Como conclusión, en esta etapa piloto la reparación con un HRF de características similares al hormigón de las vigas mostró buena restitución de la capacidad portante y

las vigas reparadas ensayadas a rotura presentaban integridad. Esto sumado a la compatibilidad entre material base y de refuerzo aporta propiedades estructurales y de durabilidad. El concepto de compatibilidad se refiere a que las propiedades mecánicas y físicas del material de refuerzo coincidan con la del hormigón del sustrato, siendo las más significativas el coeficiente de dilatación térmico y el módulo de Young. (Li, 2004).

4.3. Resultados Campaña Experimental

4.3.1. Vigas sin refuerzo

Las vigas sin refuerzo corresponden a aquellas cuya sección no ha sido recreada mediante encamisado. Se distinguen las vigas sin estribos y con estribos. Estos especímenes son usados como control y posteriormente para comparación con los especímenes reforzados.

4.3.2. Vigas con estribos

Posteriormente al ensayo sin refuerzo estas vigas fueron reparadas con encamisado de HRF y ensayadas nuevamente, por eso el cuadro de fisuración es mostrado en compañía de la respuesta de las vigas reparadas en la sección 4.3.4. Se las describe teniendo en cuenta que forman un conjunto de vigas de iguales características. Las fisuras fueron relevadas con las vigas sin carga al finalizar el ensayo. Se manifiesta una diferencia notoria entre la fisuración del lado de menor relación a/d y el lado de mayor relación. Del lado de menor relación a/d las fisuras eran más marcadas y fácilmente distinguibles al finalizar el ensayo; iban desde el punto de aplicación de la carga hasta el borde del apoyo. En cambio, del otro lado, las fisuras eran poco notorias. En coincidencia con lo observado en la etapa piloto, las fisuras del lado de menor relación a/d eran diagonales y concentradas en esa zona, mientras que, del otro lado, la inclinación de las fisuras en la parte superior de las vigas era menor. La inclinación de las fisuras decrecía y su separación aumentaba al incrementar la distancia a la carga. En general todas las vigas presentaron descascaramiento del recubrimiento en adyacencia al punto de aplicación de la carga o cerca del apoyo. Los cuadros de fisuración se pueden agrupar en dos. Un conjunto que presentó una fisura diagonal marcada (vigas 14, 17 y 10 ver Figura 4.7 y Figura 4.8) y otro en el que hay una *banda* con una fisura principal, acompañada de otra de menor importancia y demás fisuras acompañantes (ver Figura 4.9 y Figura 4.10). De la campaña experimental la viga 15 fue la primera en ser ensayada. Fue ensayada con dos ciclos de carga y es la que a mayor desplazamiento se llevó. Es por ello que presentó el cuadro de fisuración con mayor cantidad de fisuras.

Al terminar el ensayo era posible ver en algunas de las vigas pandeo de la armadura superior (vigas 6, 10 y 12).



Figura 4.7. Viga 10 sin refuerzo. Cuadro de fisuración lado izquierdo. Fisura diagonal marcada.

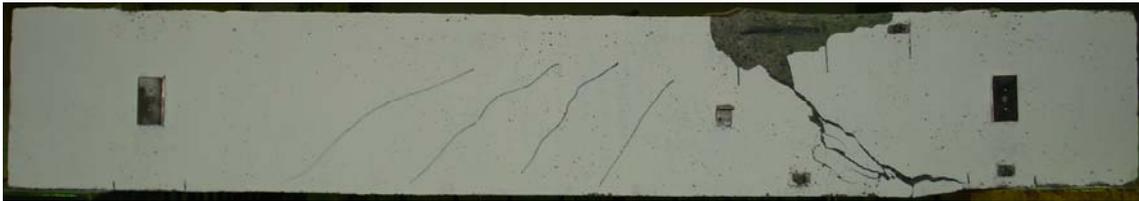


Figura 4.8. Viga 10 sin refuerzo. Cuadro de fisuración lado derecho. Fisura diagonal marcada.



Figura 4.9. Viga 6 sin refuerzo. Cuadro de fisuración lado izquierdo. Banda de fisuras diagonal.

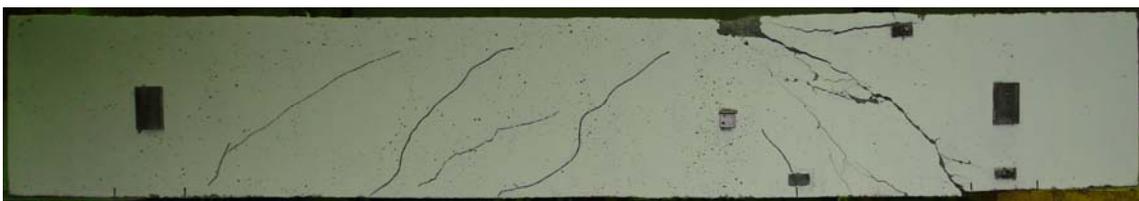


Figura 4.10. Viga 6 sin refuerzo. Cuadro de fisuración lado derecho. Banda de fisuras diagonal.

Las curvas Carga–Desplazamiento de estas vigas se muestran en Figura 4.11. En total se ensayaron 8 vigas con la misma geometría, armadura y materiales, sin embargo, se evidencian diferencias en las respuestas obtenidas.

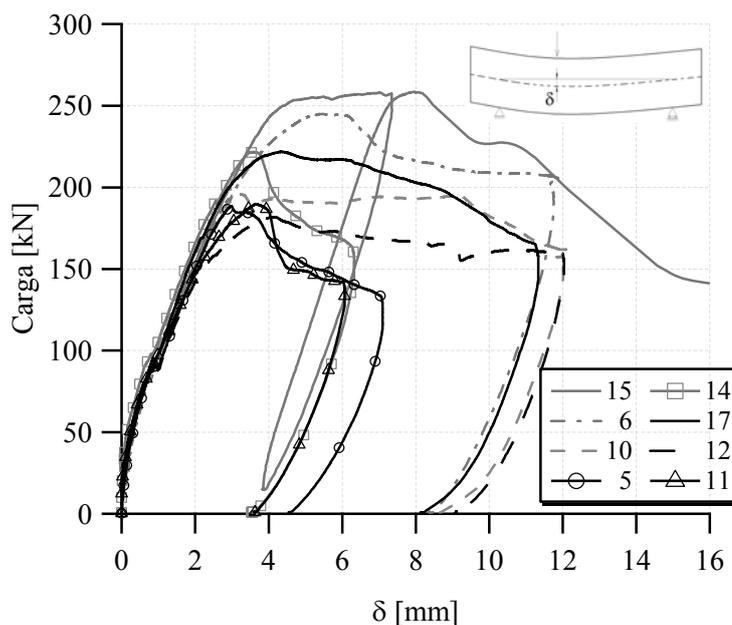


Figura 4.11. Carga – Desplazamiento vigas sin encamisado.

Las vigas sin encamisado resistieron cargas entre 181.7kN y 257.9kN. Se observan además dos comportamientos típicos. Las vigas 14, 5 y 11 llegaron a un máximo y luego mostraron ablandamiento (curvas de línea y marcador en Figura 4.11). Cuando estas vigas alcanzaron el 70% de la carga máxima se detuvo el ensayo y se realizó la descarga. El resto de las vigas tuvo un comportamiento distinto. Evidenciaron más capacidad para mantener carga o, dicho de otra forma, el descenso de la carga no fue tan marcado.

4.3.3. Viga sin estribos

En la Figura 4.12 se muestra el cuadro de fisuración de la viga sin refuerzo y sin estribos. En este caso, se presentó una fisura diagonal importante que crecía a medida que aumentaba el desplazamiento impuesto acompañada de algunas otras fisuras diagonales. Cerca del apoyo se produjo una zona de mayor fisuración donde cambiaba la orientación de las fisuras volviéndose horizontales y estas fisuras acompañaban la forma de la figura de la armadura inferior hasta el anclaje extremo. Del lado de mayor luz no se apreciaron fisuras.

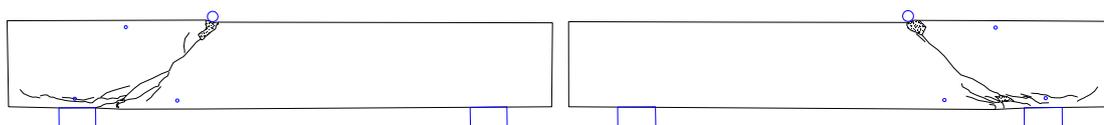


Figura 4.12. Relevamiento fisuras viga 21 sin estribos.

En Figura 4.13 se presenta la curva Carga–Desplazamiento de la viga 21. Este espécimen no poseía armadura transversal y llegó a una carga máxima de 116kN. Pasado este valor, la carga cayó rápidamente hasta aproximadamente 80kN, luego continuó descendiendo de manera más lenta y, finalmente, durante la descarga, fue posible observar la pérdida de rigidez de la viga. La parte de la curva comprendida entre los 2,5 mm de desplazamiento hasta la descarga, responde a un mecanismo resistente formado por dos bloques de hormigón separados por la fisura diagonal y vinculados por la armadura longitudinal.

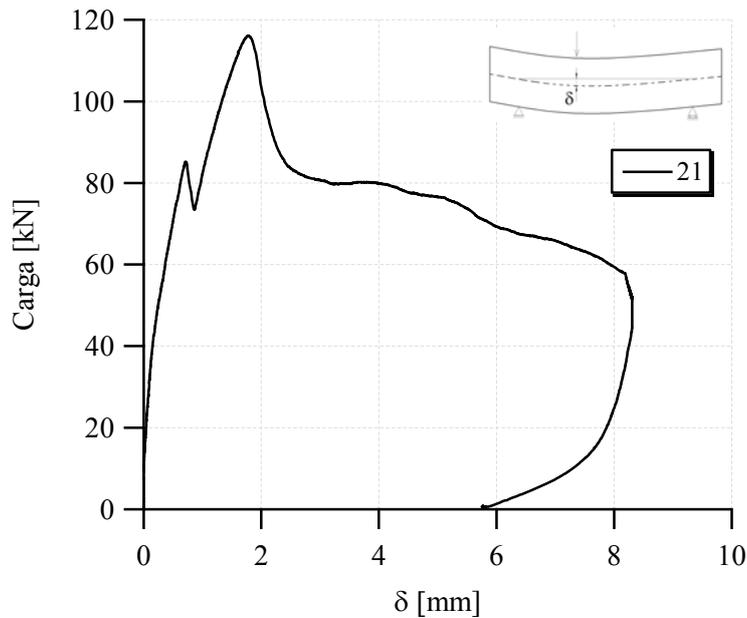


Figura 4.13. Carga – Desplazamiento viga 21 (sin estribos).

4.3.4. Vigas con Encamisado

Se distinguen tres casos correspondientes a los tres contenidos de fibras usados en la reparación y refuerzo, esto es 0 kg/m^3 , 30 kg/m^3 y 60 kg/m^3 . Además, para cada caso, se tienen especímenes reparados y reforzados y dentro de esta última clasificación están aquellos con estribos y sin estribos.

4.3.4.1. Hormigón sin fibras

En este caso, fue frecuente el despegue del hormigón del encamisado de la viga de hormigón armado de manera severa, provocando el cese de colaboración de las partes despegadas y cuadros de fisuración atípicos. En algunas vigas se observó también fisuración horizontal entre el hormigón del recubrimiento inferior y el de los laterales. En ciertas vigas, debido al despegue del material del encamisado, se desprendieron fragmentos de hormigón de recubrimiento de considerable tamaño. En general, las curvas de respuesta carga-desplazamiento de estas vigas con encamisado sin fibras presentaron *saltos* con caída brusca de carga.

En Figura 4.14 se presenta el relevamiento de fisuras de la viga 14 sin refuerzo y en Figura 4.15 el relevamiento de fisuras de la viga 14 reparada con hormigón sin fibras. El ensayo de la viga 14 sin refuerzo fue normal, luego de haber alcanzado el máximo de carga esta viga presentó descenso en carga marcado y el ensayo se detuvo deliberadamente cuando la carga llegó al 70% del valor pico. A pesar de que la inspección visual del estado inicial previo al ensayo de la viga 14 reparada no mostraba anomalías, esta presentó un serio despegue del hormigón de encamisado en el lado de menor relación a/d en ambas caras. Además la carga máxima de la viga reparada llegó solo a un 97% de la de la viga sin refuerzo y la rigidez fue menor que en el primer ensayo. Inicialmente y hasta $\delta \cong 1\text{mm}$ las fisuras más importantes eran una diagonal en la cara izquierda y una fisura bastante irregular que comenzaba en el punto de aplicación de carga y pasaba cerca de uno de los vértices del triángulo y que se hacía horizontal cerca del apoyo de la cara derecha (designación "1" en Figura 4.15). Las fisuras horizontales estaban en coincidencia con la junta donde se unen el hormigón de reparación de la base de las vigas con el de los laterales.

En Figura 4.16 se ve una foto que muestra el desplazamiento sufrido por el hormigón de recubrimiento de la cara izquierda.

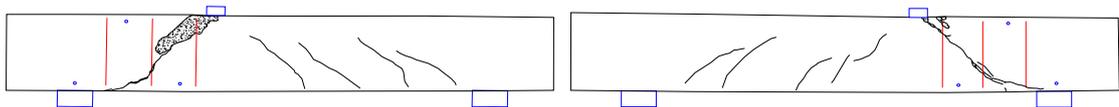


Figura 4.14. Relevamiento fisuras viga 14 sin refuerzo.

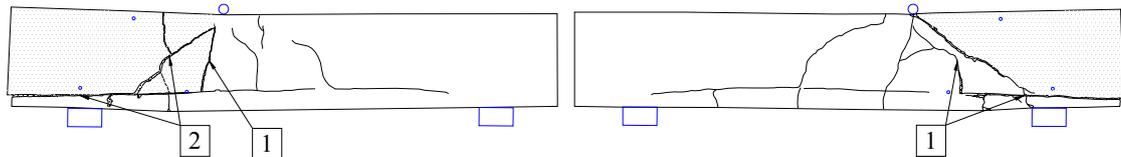


Figura 4.15. Relevamiento fisuras viga 14 reparada con hormigón sin fibras.



Figura 4.16. Desplazamiento hormigón de recubrimiento lado izquierdo viga 14 reparada con hormigón sin fibras.

En Figura 4.17 se presentan las curvas carga-desplazamiento de la viga 14 sin refuerzo y reparada con hormigón sin fibras. Se destaca con “1” ($\delta \approx 3.5\text{mm}$) el momento en que se escuchó un estallido y cayó algo la carga. Ese momento coincide con el despegue del recubrimiento del hormigón del lado de menor relación a/d en ambas caras laterales (área sombreada en Figura 4.15) y se hace notoria una fisura horizontal en la cara izquierda cerca del apoyo (designación “2” en Figura 4.15).

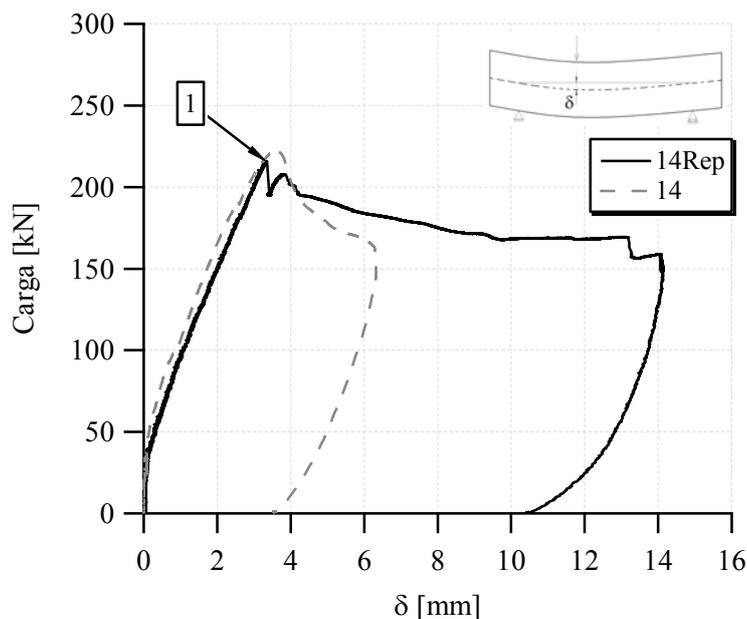


Figura 4.17. Carga – Desplazamiento viga 14 sin refuerzo y viga 14 reparada con hormigón sin fibras.

En la Figura 4.18 se presenta el relevamiento de fisuras de la viga 10 sin refuerzo y en Figura 4.19 el relevamiento de fisuras de la viga 10 reparada con hormigón sin fibras. El ensayo de la viga 10 sin refuerzo se desarrolló de manera normal. En inspección visual de la viga 10 reparada antes de ensayar presentaba buen aspecto inicial. Para el ensayo de la viga reparada y $\delta \approx 3\text{mm}$ se formaron fisuras horizontales a mitad de altura (ver Figura 4.19) y para $\delta \approx 3.5\text{mm}$ comenzaron a ser notorias las fisuras diagonales del lado de mayor a/d y continuaron aumentando en importancia (mayor ancho). Observando la viga desde la parte superior se pudo ver que las fisuras diagonales en ambas caras del lado de mayor a/d son debidas a despegue del encamisado. Para $\delta \approx 7\text{mm}$ se escuchó un fuerte estallido coincidente con un notorio despegue del encamisado que también provocó caída en la carga. El ensayo continuó y la carga rondaba los 200kN. Al finalizar el ensayo era posible observar despegue severo del recubrimiento en la cara izquierda (ver zona sombreada en Figura 4.19) y moderado en la cara derecha.

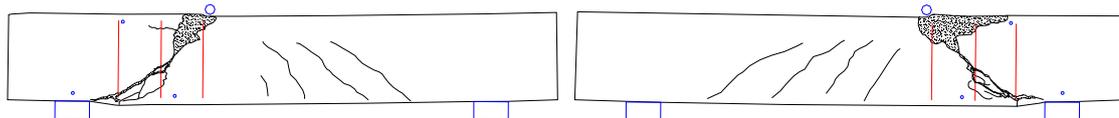


Figura 4.18. Relevamiento fisuras viga 10 sin refuerzo.

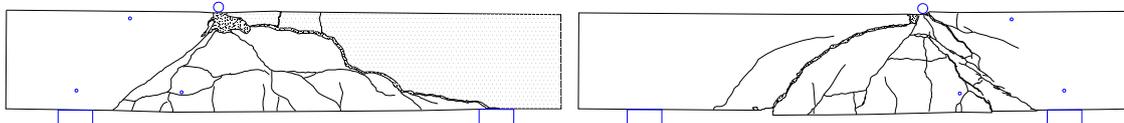


Figura 4.19. Relevamiento fisuras viga 10 reparada con hormigón sin fibras.

En Figura 4.20 se presentan las curvas carga-desplazamiento de la viga 10 sin refuerzo y reparada con hormigón sin fibras. La viga reparada resistió mayor carga que durante el ensayo sin refuerzo. El punto 1 coincide con el estallido escuchado.

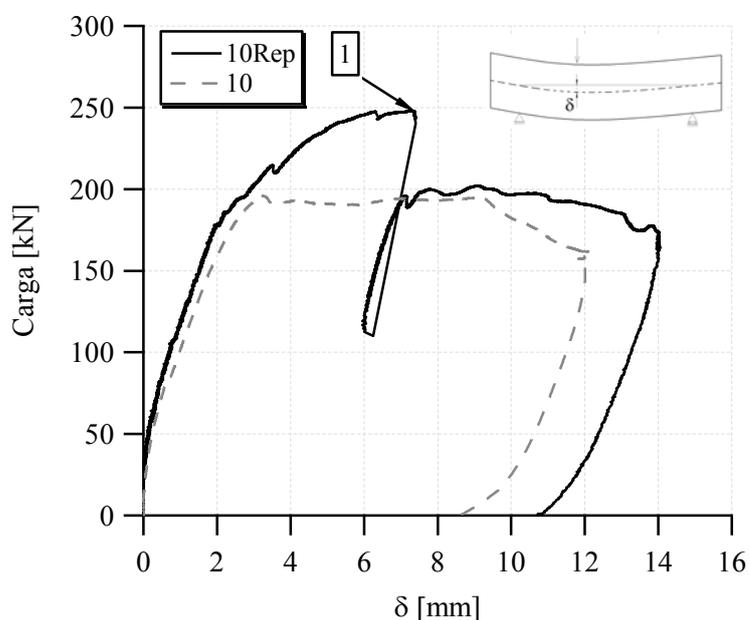


Figura 4.20. Carga – Desplazamiento viga 10 sin refuerzo y viga 10 reparada con hormigón sin fibras.

En Figura 4.21 se presenta el relevamiento de fisuras de la viga 12 sin refuerzo y en Figura 4.22 el relevamiento de fisuras de la viga 12 reparada con hormigón sin fibras. El ensayo de la viga 12 sin refuerzo se realizó de manera normal, solo se observó una pequeña caída en carga coincidente con el astillamiento del punto de aplicación de carga (“1” en Figura 4.23). Para la viga reparada a partir de $\delta \cong 4\text{mm}$ se hizo notorio el astillamiento en la zona de aplicación de carga. Con el transcurso del ensayo se agravó e incluso se produjeron leves desprendimientos de astillas de hormigón en la zona hasta que en $\delta \cong 7.8\text{mm}$ se produjo el colapso del punto de aplicación de carga con caída en carga y disminución de flecha (ver “2” en Figura 4.23). Al finalizar el ensayo, en inspección visual de la cara superior de la viga, fue posible ver el despegue entre material viejo y de reparación del lado menor a/d cara izquierda.

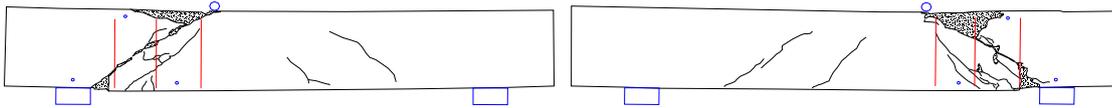


Figura 4.21. Relevamiento fisuras viga 12 sin refuerzo.

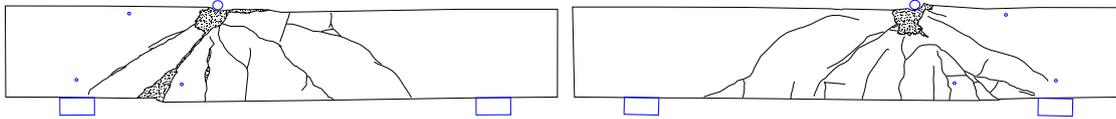


Figura 4.22. Relevamiento fisuras viga 12 reparada con hormigón sin fibras.

En Figura 4.23 se presentan las curvas carga-desplazamiento de la viga 12 sin refuerzo y reparada con hormigón sin fibras. La viga 12 reparada resistió mayor carga que para el primer ensayo, también se observa mayor rigidez.

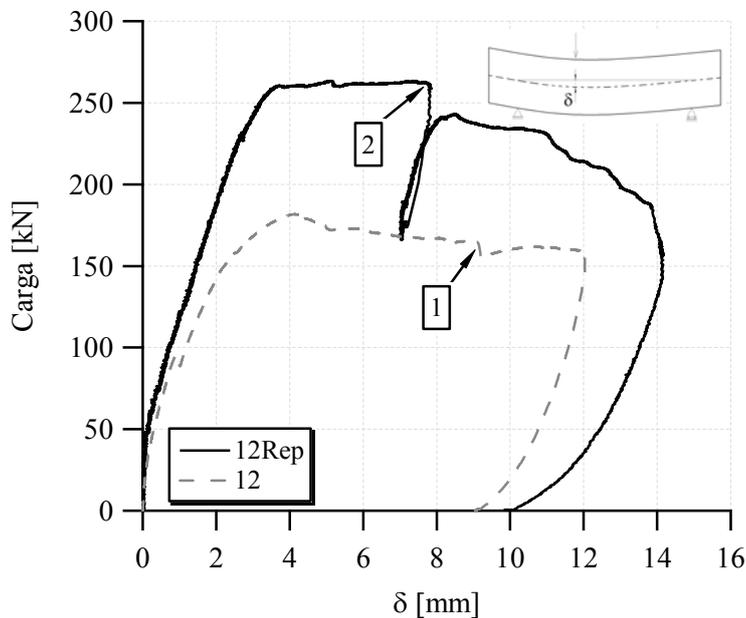


Figura 4.23. Carga – Desplazamiento viga 12 sin refuerzo y viga 12 reparada con hormigón sin fibras.

En Figura 4.24 se presenta el relevamiento de fisuras una vez terminado el ensayo de la viga 2 reforzada con hormigón sin fibras. El comportamiento de esta viga resalta dentro de la serie por ser el más irregular. La inspección visual previa al ensayo de la viga mostró fisuración entre el material viejo y el de refuerzo en la cara izquierda tanto en el plano de unión entre materiales como perpendicularmente en el material de reparación (ver Figura 4.25). Estas fisuras iniciales se produjeron durante el manipuleo de las vigas. Durante el ensayo se formó inicialmente fisuración horizontal en ambas caras del lado de mayor relación a/d a la altura de unión entre el material de recubrimiento inferior y laterales. Estas fisuras continuaron aumentando de ancho con el transcurso del ensayo. Seguidamente ($\delta \approx 2.25\text{mm}$) se formaron fisuras verticales bajo el punto de aplicación de carga y para $\delta \approx 3.5\text{mm}$ se produjo desprendimiento del refuerzo lado mayor a/d en ambas caras (“1” en Figura 4.26). Aparentemente a partir de ese momento

el refuerzo dejó de trabajar de manera conjunta con la viga y visualmente la fisuración se concentró del lado de mayor a/d. Incluso para $\delta \approx 11.5\text{mm}$ se produjo despegue y caída del recubrimiento inferior de la viga. El relevamiento mostrado en Figura 4.24 corresponde a las fisuras de la viga de hormigón armado pues el material de refuerzo se despegó prácticamente en su totalidad.

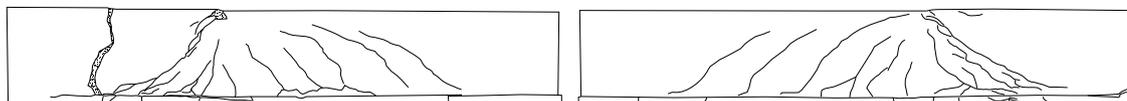


Figura 4.24. Relevamiento fisuras viga 2 reforzada con hormigón sin fibras.

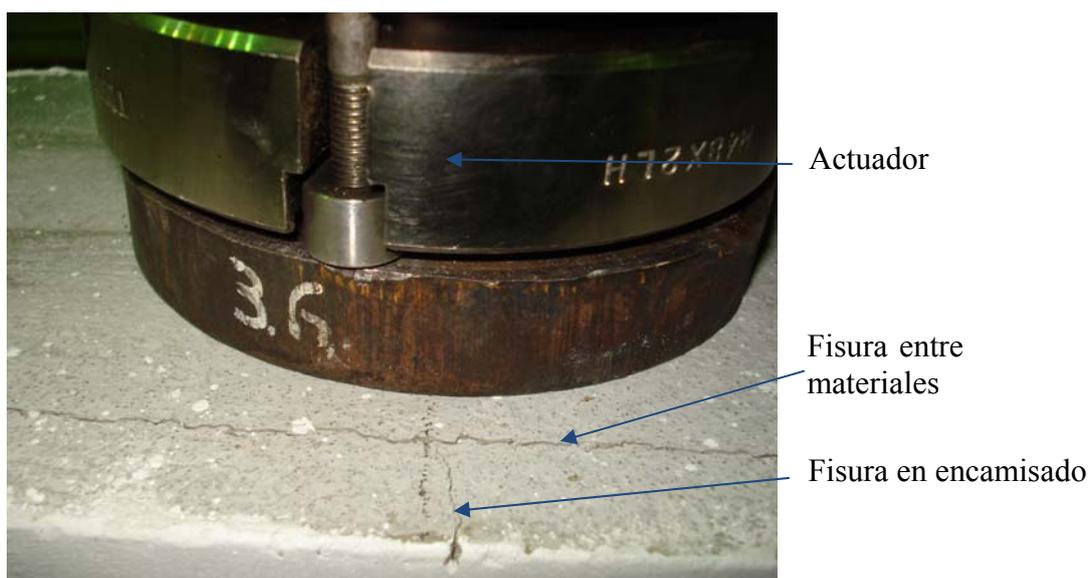


Figura 4.25. Cara superior viga 2. Zona de aplicación de carga. Fisuración entre materiales de distinta edad y en material de refuerzo.

En Figura 4.26 se puede ver la curva carga-desplazamiento de la viga 2 reforzada con hormigón sin fibras.

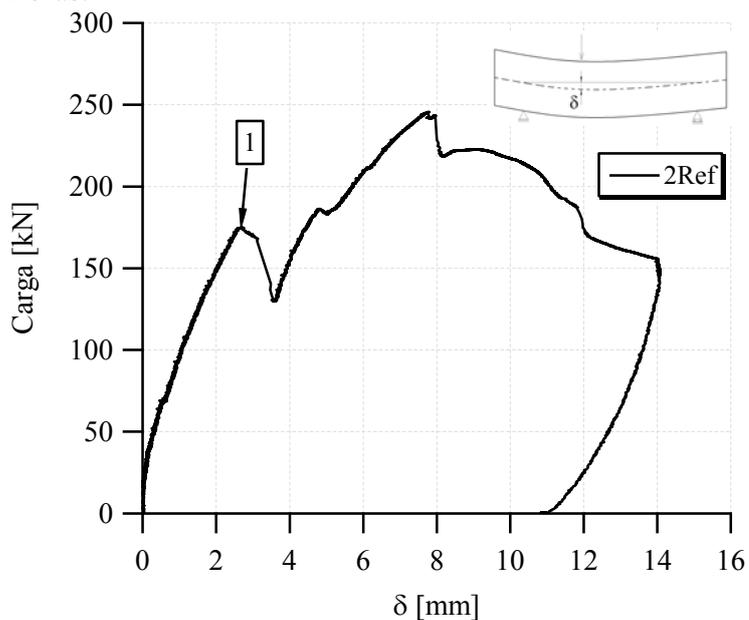


Figura 4.26. Carga – Desplazamiento viga 2 reforzada con hormigón sin fibras.

En Figura 4.27 se presenta el relevamiento de fisuras de la viga 8 reforzada con hormigón sin fibras. Al comenzar el ensayo la viga se encontraba en óptimas condiciones, no se observaban fisuras de ninguna clase. La respuesta de esta viga fue muy buena y al finalizar el ensayo desde la cara superior no se observaba despegue entre materiales. Llama la atención el cuadro de fisuración poco cargado del lado de menor relación a/d.

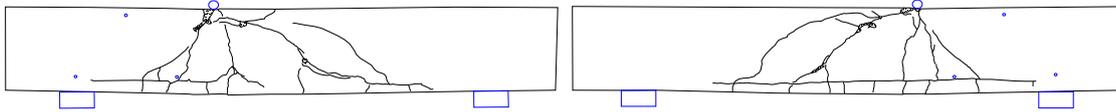


Figura 4.27. Relevamiento fisuras viga 8 reforzada con hormigón sin fibras.

En Figura 4.28 se puede ver la curva carga-desplazamiento de la viga 8 reforzada con hormigón sin fibras.

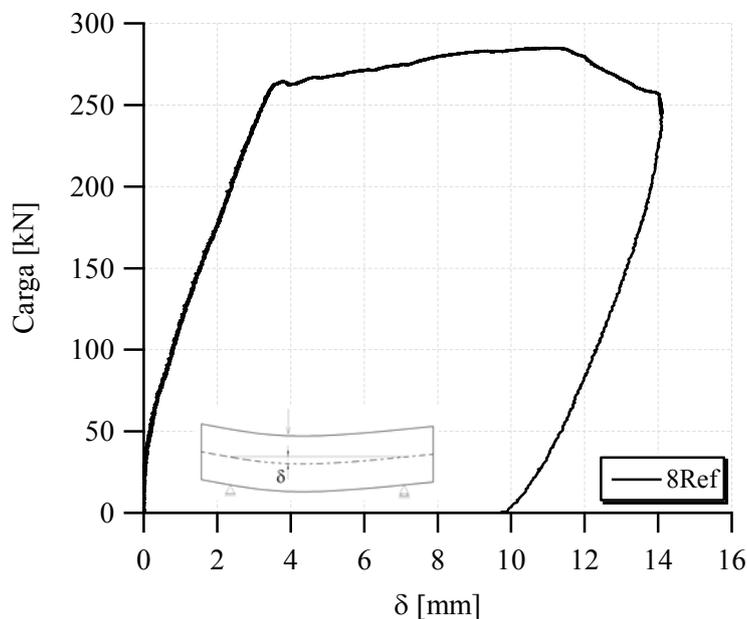


Figura 4.28. Carga – Desplazamiento viga 8 reforzada con hormigón sin fibras.

En Figura 4.29 se presenta el relevamiento de fisuras de la viga 19, sin estribos, reforzada con hormigón sin fibras. El estado inicial de esta viga no presentaba fisuras de ninguna clase. El inicio del ensayo fue normal, se observaban algunas fisuras verticales y otras inclinadas del lado menor a/d hasta que para $\delta \cong 2\text{mm}$ se produjeron fisuras inclinadas lado de mayor relación a/d. La aparición de estas fisuras provocó caída de carga y mayor mientras más grandes eran estas fisuras; incluso la apertura de estas fisuras era tal que para $\delta \cong 9.5\text{mm}$ fue posible observar a través de la viga. La forma de rotura de esta viga provocó que del lado de menor a/d en los instrumentos en posición triangular no se registren mediciones significativas.

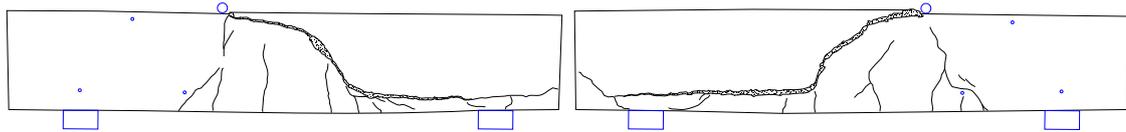


Figura 4.29. Relevamiento fisuras viga 19 sin estribos reforzada con hormigón sin fibras.

En Figura 4.30 se puede ver la curva carga-desplazamiento de la viga 19, sin estribos, reforzada con hormigón sin fibras.

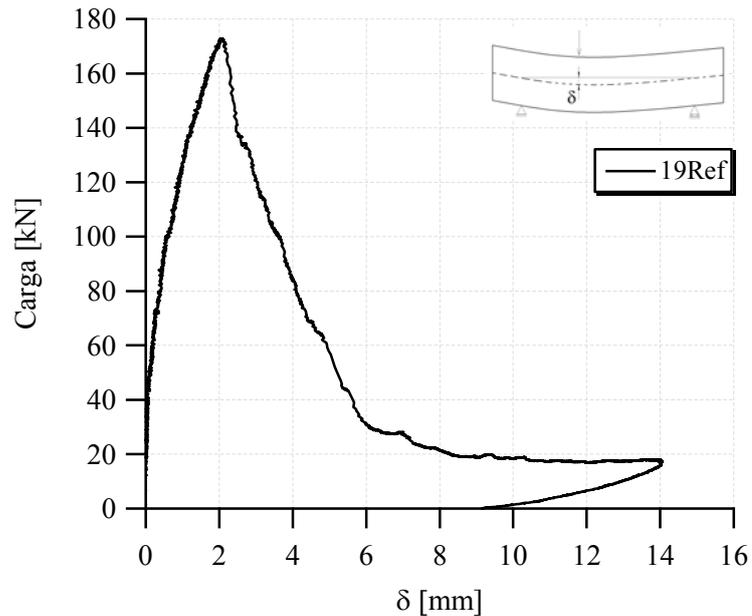


Figura 4.30. Carga – Desplazamiento viga 19 sin estribos reforzada con hormigón sin fibras.

4.3.4.2. HRF con 30 Kg/m³ de fibras

Para este material de encamisado algunas vigas presentaron leve desprendimiento de la capa de refuerzo/reparación. Algunas de las vigas también presentaron fisuras horizontales entre el hormigón del fondo y el de los laterales del refuerzo/reparación. Por su parte, es de destacar que en el cuadro de fisuración, las fisuras diagonales fueron las más notorias.

En Figura 4.31 se puede ver el cuadro de fisuración de la viga 15 sin refuerzo y en Figura 4.32 el cuadro de fisuración de la viga reparada con HRF con 30kg/m³ de fibras. La viga 15 sin refuerzo fue ensayada mediante dos ciclos de carga y hasta $\delta \cong 18\text{mm}$. El estado inicial de la viga reparada no mostraba fisuras y al concluir el ensayo se veía en la cara derecha lado mayor a/d una fisura leve en la interfaz entre materiales. Para el ensayo de la viga reparada y $\delta \cong 9\text{mm}$ se escucharon unos crujidos y se observó caída de

carga (“1” en Figura 4.33) y al finalizar el ensayo $\delta \cong 14\text{mm}$ se escuchó un estallido, posiblemente debido a algún despegue de material que no se evidenció superficialmente y se produjo una importante pérdida de carga (“2” en Figura 4.33). Esta viga mostró una carga máxima de 98% la carga máxima del primer ensayo, pero su comportamiento post pico mostró marcado descenso de carga y además saltos de carga. Este comportamiento podría atribuirse a que la viga estaba muy dañada porque se la había solicitado hasta un desplazamiento mayor durante el primer ensayo.

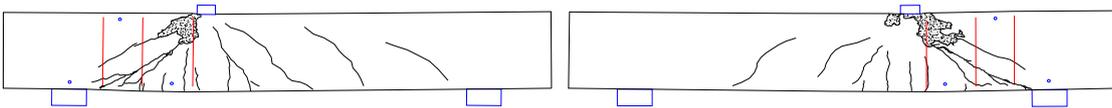


Figura 4.31. Relevamiento fisuras viga 15 sin refuerzo.

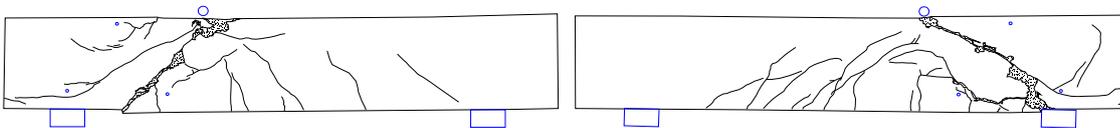


Figura 4.32. Relevamiento fisuras viga 15 reparada con HRF 30kg/m^3 .

En Figura 4.33 se pueden ver las curvas carga-desplazamiento de la viga 15 sin refuerzo y reparada con HRF con 30kg/m^3 de fibras. Se puede ver que la carga máxima alcanzada durante el ensayo de la viga reparada es similar a la máxima del ensayo sin refuerzo. También se observa que esta viga, para el ensayo sin refuerzo, fue solicitada a mayor desplazamiento que el resto. Para esta viga la rigidez de ambos ensayos es similar.

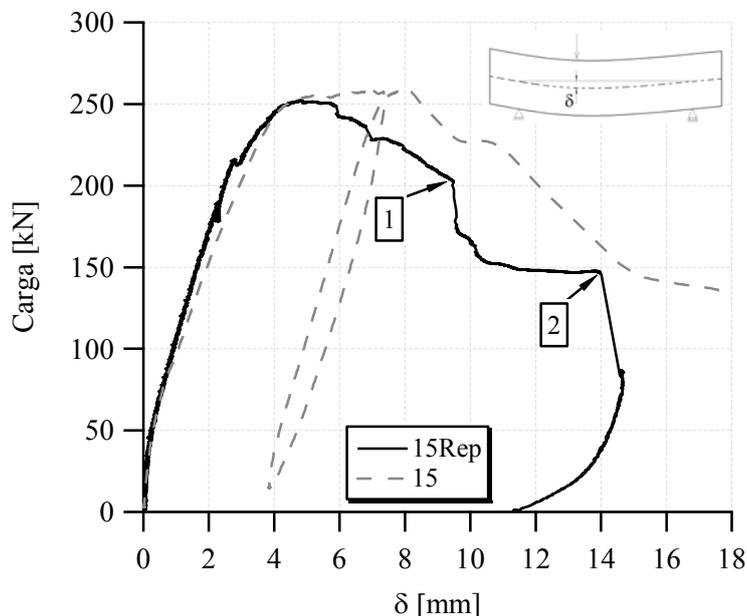


Figura 4.33. Carga – Desplazamiento viga 15 sin refuerzo y viga 15 reparada con HRF 30kg/m^3 .

En Figura 4.34 se puede ver el cuadro de fisuración de la viga 6 sin refuerzo y en Figura 4.35 el cuadro de fisuración de la viga reparada con HRF con 30kg/m^3 de fibras. Ambos ensayos se desarrollaron de manera normal. Previo al ensayo de la viga reparada esta no presentaba características para destacar y al final el ensayo desde la parte superior solo se observó una muy leve fisuración entre materiales del lado menor a/d cara izquierda. De Figura 4.35 se puede destacar que se produjo astillamiento en el punto de aplicación de carga y la inclinación de las fisuras diagonales del lado menor a/d.

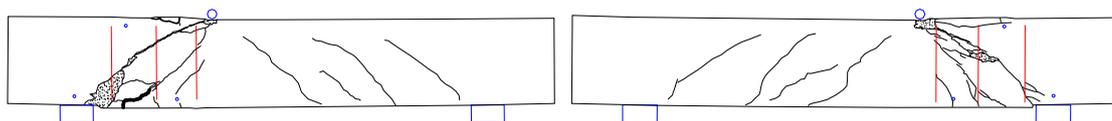


Figura 4.34. Relevamiento fisuras viga 6 sin refuerzo.



Figura 4.35. Relevamiento fisuras viga 6 reparada con HRF 30kg/m^3 .

En Figura 4.36 se pueden ver las curvas carga-desplazamiento de la viga 6 sin refuerzo y reparada con HRF con 30kg/m^3 de fibras. Se puede observar que la viga reparada resistió cargas mayores que sin refuerzo y también se incrementó la rigidez.

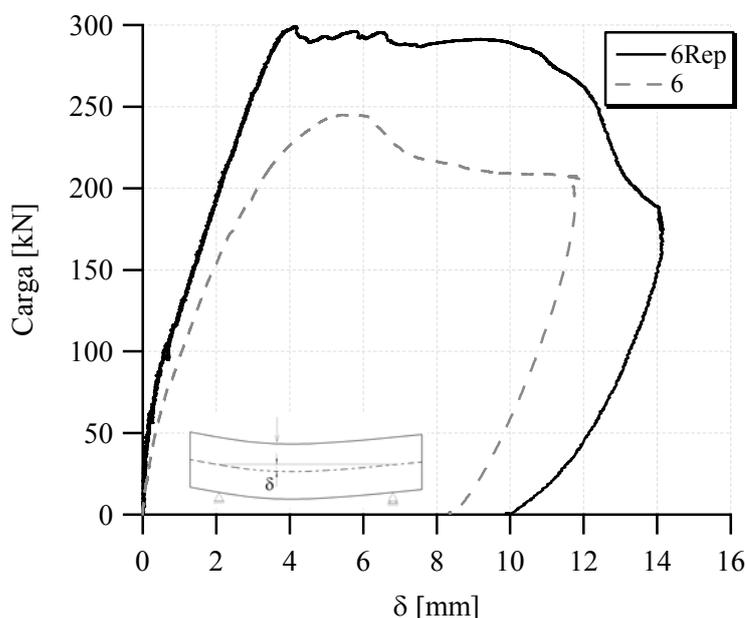


Figura 4.36. Carga – Desplazamiento viga 6 sin refuerzo y viga 6 reparada con HRF 30kg/m^3 .

En Figura 4.37 se puede ver el cuadro de fisuración de la viga 17 sin refuerzo y en Figura 4.38 el cuadro de fisuración de la viga reparada con HRF con 30kg/m^3 de fibras. El ensayo de la viga 17 sin refuerzo se desarrolló de manera normal. El ensayo de la viga 17 reparada presentó para $\delta \approx 8\text{mm}$ una caída de carga (“1” en Figura 4.39) y cambio de la pendiente de la respuesta, esto parece debido al desprendimiento del

material de recubrimiento del lado menor a/d cara derecha (ver zona sombreada en Figura 4.38).

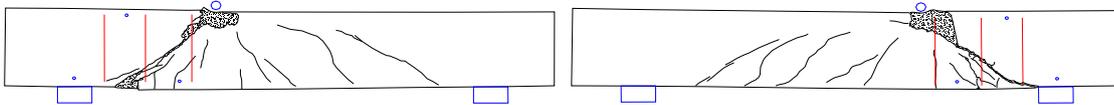


Figura 4.37. Relevamiento fisuras viga 17 sin refuerzo.

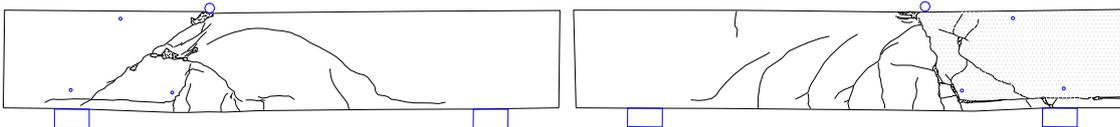


Figura 4.38. Relevamiento fisuras viga 17 reparada con HRF 30kg/m³.

En Figura 4.39 se pueden ver las curvas carga-desplazamiento de la viga 17 sin refuerzo y reparada con HRF con 30kg/m³ de fibras. Esta viga, una vez reparada, respondió con mayor carga y rigidez que para el primer ensayo.

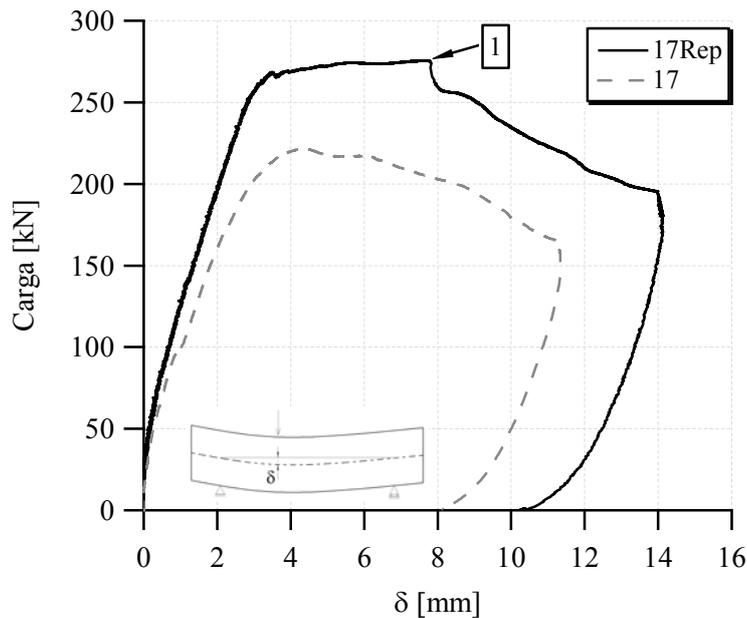


Figura 4.39. Carga – Desplazamiento viga 17 sin refuerzo y viga 17 reparada con HRF 30kg/m³.

En Figura 4.40 se presenta el relevamiento de las fisuras de la viga 16 reforzada con HRF con 30kg/m³ de fibras. El ensayo se desarrolló de manera normal. Se destaca que se produjo astillamiento del HRF en la zona de aplicación de cargas y unos desprendimientos menores en cara derecha; los saltos en carga que se ven en la rama descendente de la curva de respuesta estuvieron acompañados de crujidos y ruido grave.

También se produjeron fisuras horizontales, en ambas caras, en la parte inferior de la viga.

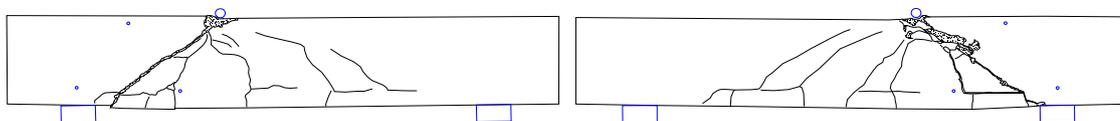


Figura 4.40. Relevamiento fisuras viga 16 reforzada con HRF 30kg/m³.

En Figura 4.41 se muestra la curva carga-desplazamiento de la viga 16 reforzada con HRF con 30kg/m³ de fibras.

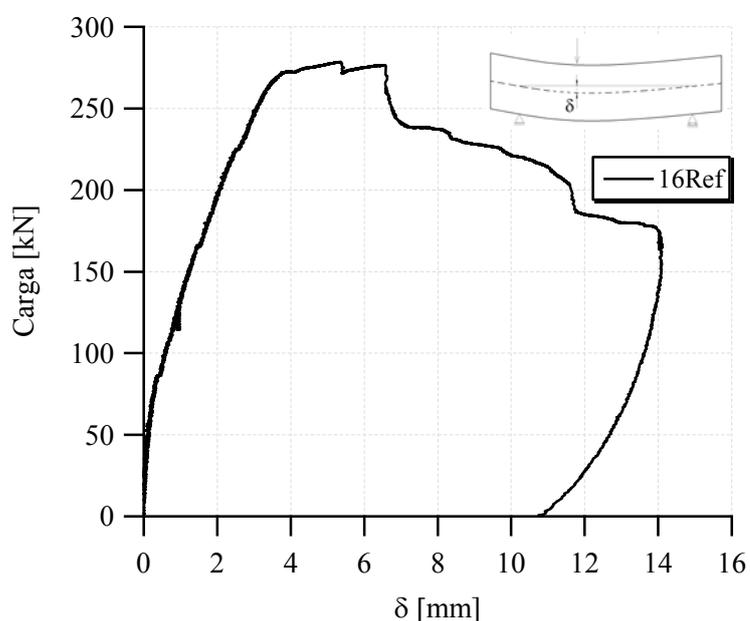


Figura 4.41. Carga – Desplazamiento Viga 16 Reforzada con HRF 30kg/m³.

En Figura 4.42 se puede ver el cuadro de fisuración de la viga 9 reforzada con HRF con 30kg/m³ de fibras. Para $\delta \cong 2.5$ mm se observó fisuración horizontal de la cara izquierda, esta fisuración estaría relacionada con la forma de colado del hormigón y se incrementó con el transcurso del ensayo. El cuadro de fisuras de la cara izquierda fue atípico, no se parecía a los de las otras vigas, y al finalizar el ensayo se comprobó que hubo despegue severo del material de encamisado en la cara izquierda.

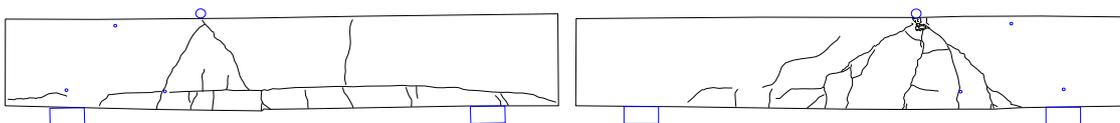


Figura 4.42. Relevamiento fisuras Viga 9 Reforzada con HRF 30kg/m³.

La curva carga-desplazamiento de la viga 9 reforzada con HRF con 30kg/m^3 de fibras se muestra en Figura 4.43.

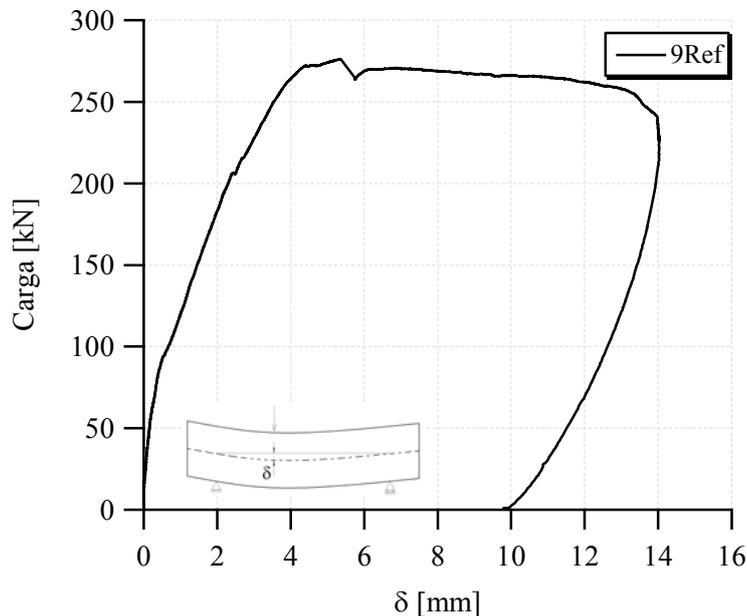


Figura 4.43. Carga – Desplazamiento Viga 9 Reforzada con HRF 30kg/m^3 .

En Figura 4.44 se puede ver el cuadro de fisuración de la viga 23 sin estribos reforzada con HRF con 30kg/m^3 de fibras. En el ensayo se vieron inicialmente fisuras verticales bajo el punto de aplicación de la carga y hacia el lado de mayor a/d. Alrededor de $\delta \cong 1.2\text{mm}$ se observó fisuración diagonal del lado de menor relación a/d y seguidamente comenzó a hacerse más notoria la fisuración del lado de mayor relación a/d (“1” en Figura 4.48). Para $\delta \cong 2.5\text{mm}$, la fisuración del lado de mayor relación a/d era la más importante y se observó también aumento de la velocidad de crecimiento de la flecha. Llegando a $\delta \cong 3.3\text{mm}$ se vieron algunas fibras superficiales que levantaban el recubrimiento. En torno a $\delta \cong 3.8\text{mm}$ (“2” en Figura 4.48) se produjo el *desgarro* de la fisura diagonal del lado de mayor relación a/d abriéndose repentinamente la fisura; este hecho estuvo acompañado de un sonido fuerte. A partir de entonces la apertura de la fisura se concentró del lado de mayor a/d. También era posible ver fibras en la fisura y cerca de $\delta \cong 7.5\text{mm}$, debido a la apertura de la fisura, era posible observar a través de la viga. Para $\delta \cong 8.7\text{mm}$ cerca del apoyo más alejado de la carga la fisuración se ramificó y era de gran notoriedad. Para $\delta \cong 10\text{mm}$ de flecha era notorio que la viga se había separado en dos bloques unidos por la armadura superior e inferior, incluso se apreciaba un movimiento relativo de un bloque respecto a otro y esto puede verse en Figura 4.45. También se destaca que para $\delta \cong 13\text{mm}$ la flecha máxima no se produjo bajo el punto de aplicación de la carga sino hacia el centro de la viga. En ese instante, gracias a la apertura de fisura, era posible afirmar que las fibras no trabajaban pues ya no podían coser la fisura y además se veía que en las zonas donde la fisuración era horizontal y la mayoría de las fibras estaban orientadas en esa misma dirección las fibras eran incapaces de trabajar y la densidad de fibras era menor.

En Figura 4.46 y Figura 4.47 puede ver el estado final lado izquierdo y derecho respectivamente de la viga 23 montada en la prensa luego de retirada la carga.

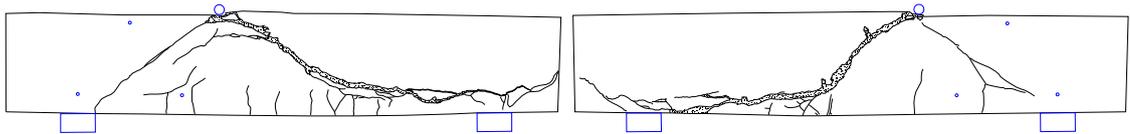


Figura 4.44. Relevamiento fisuras Viga 23 sin estribos reforzada con HRF 30kg/m³.



Figura 4.45. Movimiento relativo entre bloques de viga 23 sin estribos reforzada con HRF 30kg/m³. La fibra superficial provoca estallido del recubrimiento y evidencia el desplazamiento entre las caras de la fisura.



Figura 4.46. Estado final viga 23 lado izquierdo.



Figura 4.47. Estado final viga 23 lado derecho.

En Figura 4.48 se puede ver la curva carga-desplazamiento de la viga 23 sin estribos reforzada con HRF con 30kg/m^3 de fibras.

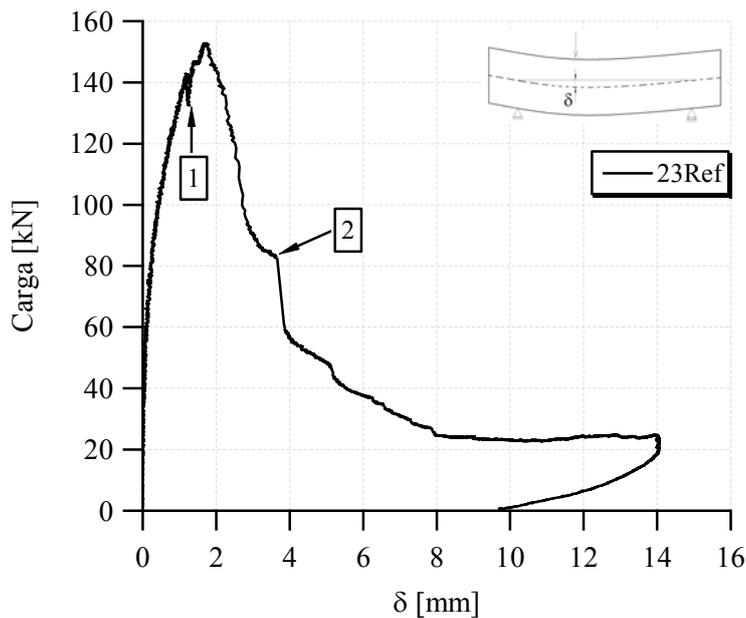


Figura 4.48. Carga – Desplazamiento viga 23 sin estribos reforzada con HRF 30kg/m^3 .

4.3.4.3. HRF con 60Kg/m^3 de fibras

En este caso, sólo una viga presentó fisuración en la unión del encamisado y la viga en un lado y de manera muy leve. En general, las fisuras más importantes fueron diagonales.

En Figura 4.49 se puede ver el cuadro de fisuración de la viga 5 sin refuerzo y en Figura 4.50 el cuadro de fisuras de la viga reparada con HRF con 60kg/m^3 de fibras. En el

ensayo de la viga 5 sin refuerzo se colocaron 2 LVDT adicionales del lado menor a/d, uno para medir el desplazamiento relativo viga de hormigón armado respecto el apoyo metálico y el otro para medir el desplazamiento relativo apoyo metálico sobre viga de acero. Estos instrumentos registraron desplazamientos muy pequeños no superando nunca los $30\mu\text{m}$ y se considera que la configuración de montaje de las vigas no produce ningún desplazamiento relativo considerable. El ensayo de la viga sin refuerzo se realizó de manera normal y se detuvo cuando la rama post-pico alcanzó el 70% de la carga máxima. El ensayo de la viga reparada también se desarrolló de manera normal. Al finalizar el ensayo visualmente se veía fisuración entre el material de encamisado y la viga en la zona de aplicación de carga de la cara derecha, esta fisuración era muy leve.

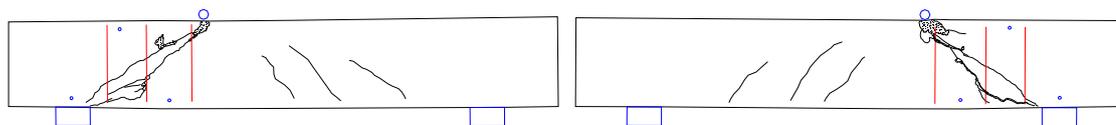


Figura 4.49. Relevamiento fisuras viga 5 sin refuerzo.

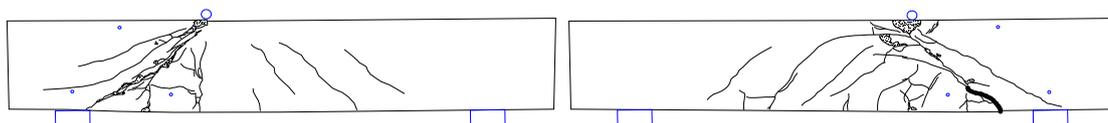


Figura 4.50. Relevamiento fisuras viga 5 reparada con HRF 60kg/m^3 .

En Figura 4.51 se puede ver la curva carga-desplazamiento de la viga 5 sin refuerzo y de la viga reparada con HRF con 60kg/m^3 de fibras. Es notoria la mayor rigidez de la viga reparada y resalta la diferencia en resistencia entre los ensayos siendo la de la viga reparada muy superior a la sin refuerzo.

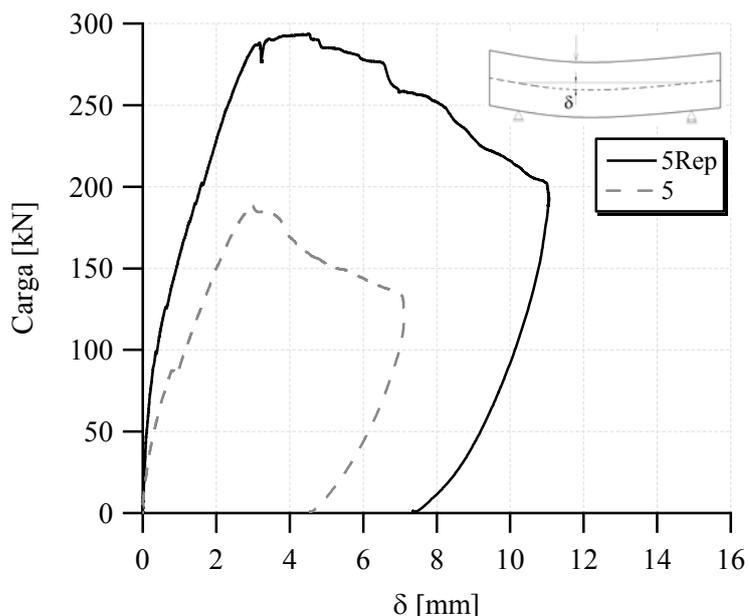


Figura 4.51. Carga – Desplazamiento viga 5 sin refuerzo y viga 5 reparada con HRF 60kg/m^3 .

En Figura 4.52 se puede ver el cuadro de fisuración de la viga 11 sin refuerzo y en Figura 4.53 el cuadro de fisuras de la viga reparada con HRF con 60kg/m^3 de fibras.

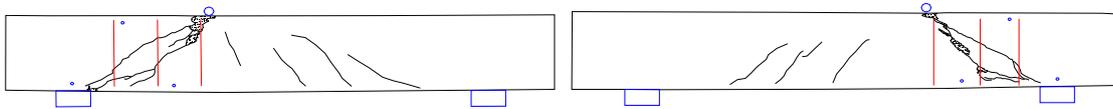


Figura 4.52. Relevamiento fisuras viga 11 sin refuerzo.

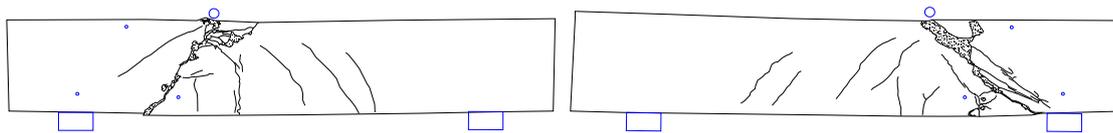


Figura 4.53. Relevamiento fisuras viga 11 reparada con HRF 60kg/m^3 .

En Figura 4.54 se puede ver la curva carga-desplazamiento de la viga 11 sin refuerzo y de la viga reparada con HRF con 60kg/m^3 de fibras. Esta viga, al igual que la viga 5, mostró, respecto al ensayo original, mayor rigidez y notable incremento de resistencia una vez reparada.

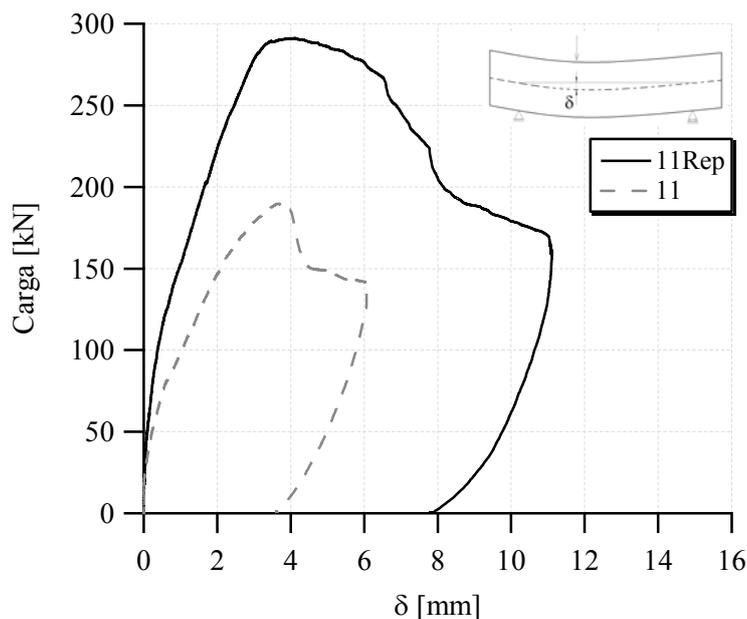


Figura 4.54. Carga – Desplazamiento viga 11 sin refuerzo y reparada con HRF 60kg/m^3 .

El cuadro de fisuración de la viga 13 reforzada con HRF con 60kg/m^3 de fibras se muestra en Figura 4.55. En el ensayo de esta viga fue llamativo que las fisuras diagonales fueran tan marcadas. Para $\delta \approx 12.25$ (“1” en Figura 4.56) se escuchó un fuerte sonido acompañado de una caída en carga. Es posible que en ese momento se haya despegado el material de recubrimiento en la zona inferior de la viga.

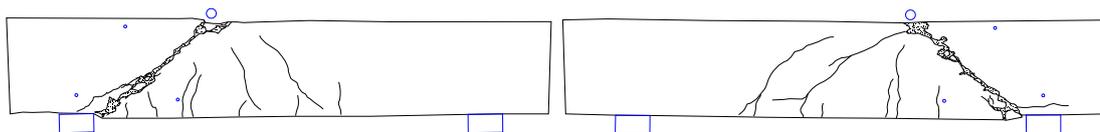


Figura 4.55. Relevamiento fisuras viga 13 reforzada con HRF 60kg/m^3 .
La curva carga-desplazamiento de la viga 13 reforzada con HRF con 60kg/m^3 de fibras se muestra en Figura 4.56

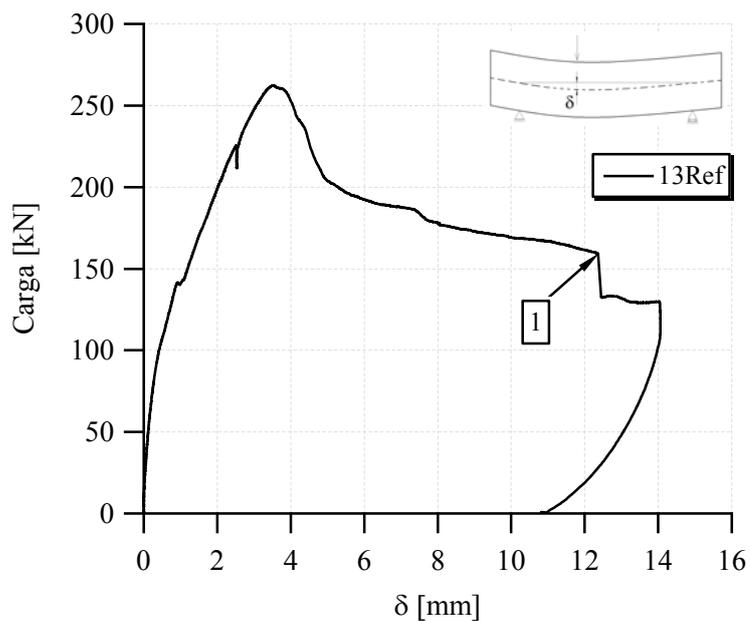


Figura 4.56. Carga – Desplazamiento viga 13 reforzada con HRF 60kg/m^3 .

En Figura 4.57 se puede ver el cuadro de fisuración de la viga 4 reforzada con HRF con 60kg/m^3 de fibras.

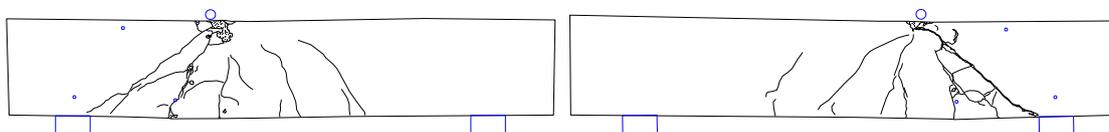


Figura 4.57. Relevamiento fisuras viga 4 reforzada con HRF 60kg/m^3 .

En Figura 4.58 se muestra la curva carga-desplazamiento de la viga 4 reforzada con HRF con 60kg/m^3 de fibras. Esta viga respondió con gran capacidad para mantener la carga luego de alcanzar el máximo.

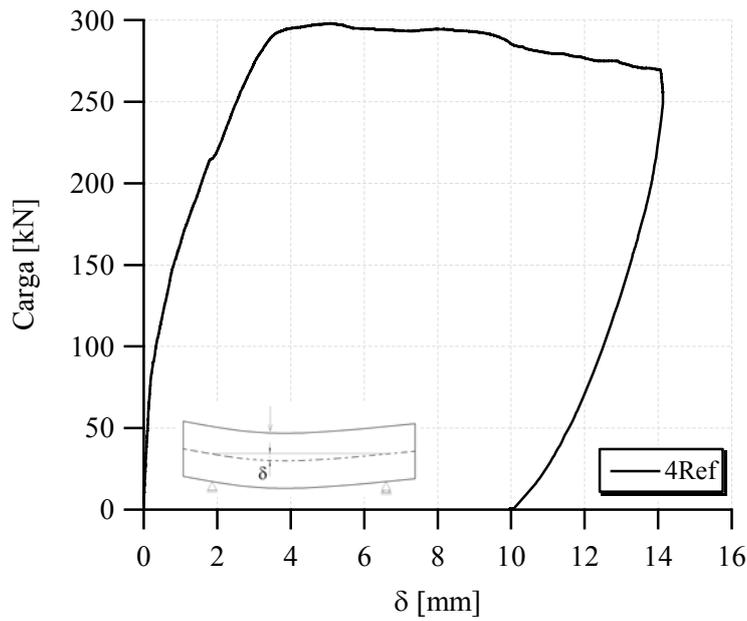


Figura 4.58. Carga – Desplazamiento viga 4 reforzada con HRF 60kg/m³.

En Figura 4.59 se muestra el cuadro de fisuración de la viga 18 sin estribos reforzada con HRF con 60kg/m³ de fibras. El ensayo comenzó de manera normal, en un principio se podía observar fisuración del lado de menor a/d. Muy cerca de la carga máxima alcanzada se pudo ver formación de fisuras de flexión en la parte de mayor a/d, luego la fisuración creció de manera repentina y provocó la caída brusca de carga. El salto de carga entre “1” y “2” en Figura 4.60 se produjo de manera casi instantánea.

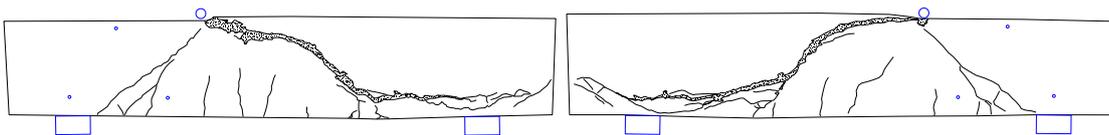


Figura 4.59. Relevamiento fisuras viga 18 sin estribos reforzada con HRF 60kg/m³.

En Figura 4.60 se muestra la curva carga-desplazamiento de la viga 18 sin estribos reforzada con HRF con 60kg/m³ de fibras.

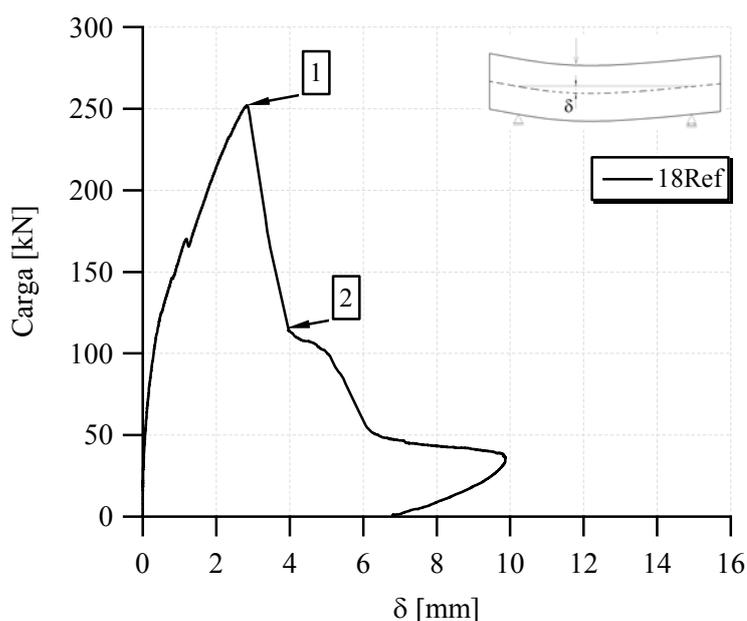


Figura 4.60. Carga – Desplazamiento viga 18 sin estribos reforzada con HRF 60kg/m³

4.4. Análisis de Resultados

En esta sección se analizan los resultados de las vigas de hormigón armado pertenecientes a la campaña experimental mostrados previamente en 4.3. Se resume la información y se la muestra de manera que se puedan realizar comparaciones.

4.4.1. Vigas Con Estribos Reforzadas

Las Tabla 4.1, Tabla 4.2 y Tabla 4.3 muestran un resumen de la información presentada en las figuras de las curvas Carga – Desplazamiento de las vigas ensayadas. En Tabla 4.1 se presentan los resultados de las vigas con estribos reforzadas, se muestra la carga máxima alcanzada F_{max} con el desplazamiento correspondiente a esa carga δ_{Fmax} y valores promedios de carga $\overline{F_{max}}$. Se puede realizar una comparación simple de las cargas máximas correspondientes a cada contenido de fibras y el promedio de todas las cargas máximas de las vigas sin refuerzo $\overline{F1_{max}}$ (Tabla 4.3) para analizar la eficiencia del refuerzo. De esa comparación directa es posible ver que las vigas reforzadas resistieron más que las vigas sin refuerzo tomadas como referencia y que la carga máxima promedio crece levemente con el incremento en el contenido de fibras. Más adelante se realizará esa comparación con criterio estadístico. Respecto a los desplazamientos correspondientes a la carga máxima se ve que los valores de las vigas reforzadas con HRF 0kg/m³ son dispares entre sí, para las vigas reforzadas con HRF 30kg/m³ son muy parecidos y para las reforzadas con HRF 60kg/m³ son valores cercanos.

Tabla 4.1. Vigas con estribos reforzadas con HRF.

| HRF | Viga | F_{max} [kN] | \overline{F}_{max} [kN] | δ_{Fmax} [mm] |
|---------------------|------|-------------------|------------------------------|-------------------------|
| 0kg/m ³ | 2 | 245.4 | 265.2 | 7.74 |
| 0kg/m ³ | 8 | 284.9 | | 10.96 |
| 30kg/m ³ | 16 | 278.5 | 277.3 | 5.32 |
| 30kg/m ³ | 9 | 276.2 | | 5.36 |
| 60kg/m ³ | 13 | 262.4 | 280.2 | 3.53 |
| 60kg/m ³ | 4 | 298.0 | | 5.09 |

4.4.2. Vigas Sin Estribos Reforzadas

La Tabla 4.2 muestra los resultados de los ensayos de las vigas reforzadas sin estribos y de la viga sin estribos y sin refuerzo usada como control. Se muestra la carga máxima alcanzada F_{max} con el desplazamiento correspondiente a esa carga δ_{Fmax} . La viga sin estribos y sin refuerzo presentó fisuración diagonal del lado de menor relación a/d. Si bien las vigas sin estribos con encamisado resistieron cargas mayores a la de la viga sin refuerzo es de destacar que las tres vigas sin estribos reforzadas presentaron falla del lado de mayor relación luz de corte / altura útil y la falla fue repentina. La falla que se dio en estos casos es similar a la catalogada Tipo I o falla por tracción diagonal en vigas sin estribos (Llopiz, 2008). La forma de falla presentada en las vigas reforzadas sin estribos difiere de la observada para las vigas reforzadas con estribos.

Tabla 4.2. Vigas sin estribos reforzadas con HRF.

| HRF | Viga | F_{max} [kN] | δ_{Fmax} [mm] |
|---------------------|------|-------------------|-------------------------|
| Sin Ref | 21 | 116.1 | 1.78 |
| 0kg/m ³ | 19 | 172.9 | 2.04 |
| 30kg/m ³ | 23 | 152.7 | 1.67 |
| 60kg/m ³ | 18 | 252.0 | 2.84 |

4.4.3. Vigas Reparadas

La Tabla 4.3 resume parte de los resultados de los ensayos de las vigas con estribos sin refuerzo (subíndice “1” del primer ensayo) y esas mismas vigas reparadas con HRF con distintos contenidos de fibras (subíndice “2” del segundo ensayo). Se muestran carga máxima individual, promedio de cargas, desplazamiento correspondiente a carga máxima y el cociente entre cargas máximas de los dos ensayos. Se designa con $\overline{F1}_{max}$ al promedio de las cargas máximas de las vigas sin refuerzo mientras que el promedio de las cargas máximas de las vigas reparadas es $\overline{F2}_{max}$.

La mayoría de las vigas reparadas resistió más que para el primer ensayo, salvo la viga 14 reparada con hormigón sin fibras en la que se despegó el encamisado y la viga 15 reparada con HRF con 30 kg/m³ que fue la más exigida durante el primer ensayo. Se hace notar también que las vigas reparadas con HRF con 60 kg/m³ de fibras presentan la mayor relación $F2_{max}/F1_{max}$, pero también fueron solicitadas durante el primer ensayo a desplazamiento máximo menor. Más adelante se realizaran comparaciones siguiendo criterios estadísticos.

Tabla 4.3. Vigas sin refuerzo y reparadas con HRF.

| HRF | Viga | Sin Refuerzo | | | | Reparadas | | | $\frac{F2_{max}}{F1_{max}}$ |
|---------------------|------|--------------------|-------------------------------|------------------------------------------|-----------------------------|--------------------|-------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | | $F1_{max}$ [kN] | $\overline{F1_{max}}$ [kN] | $\overline{\overline{F1_{max}}}$ [kN] | $\delta_{F1_{max}}$ [mm] | $F2_{max}$ [kN] | $\overline{F2_{max}}$ [kN] | $\delta_{F2_{max}}$ [mm] | |
| 0kg/m ³ | 14 | 221.7 | | | 3.60 | 215.8 | | 3.28 | 0.97 |
| 0kg/m ³ | 10 | 195.8 | 199.7 | | 3.26 | 248.1 | 242.5 | 7.29 | 1.27 |
| 0kg/m ³ | 12 | 181.7 | | | 4.12 | 263.5 | | 5.09 | 1.45 |
| 30kg/m ³ | 15 | 257.9 | | | 6.99 | 252.3 | | 4.84 | 0.98 |
| 30kg/m ³ | 6 | 245.0 | 241.6 | 212.8 | 5.42 | 299.3 | 275.7 | 4.14 | 1.22 |
| 30kg/m ³ | 17 | 221.9 | | | 4.36 | 275.6 | | 7.68 | 1.24 |
| 60kg/m ³ | 5 | 188.5 | | | 2.98 | 293.5 | | 4.50 | 1.56 |
| 60kg/m ³ | 11 | 189.6 | 189.1 | | 3.68 | 291.1 | 292.3 | 4.13 | 1.54 |

4.4.4. Comparación de Respuestas

De ahora en más se toman los desplazamientos como variable de control o variable independiente, pues los ensayos se realizaron con control de desplazamientos y la carga como respuesta o variable dependiente provocada por la variable de control.

4.4.4.1. Vigas Sin Refuerzo

La Figura 4.61 muestra una curva carga-desplazamiento que resume y destaca claramente los resultados más relevantes del conjunto de ensayos de vigas sin refuerzo mostrados anteriormente en Figura 4.11. En Figura 4.61 se pueden ver diagramas de caja y valores medios acompañados de la desviación estándar de los ensayos de las vigas sin refuerzo. Por simplicidad solo se tuvieron en cuenta los datos correspondientes a la etapa de carga obviándose las descargas. Se presentan los valores cada 1mm de desplazamiento. En Figura 4.61 los puntos en gris representan los valores promedio y están acompañados por líneas horizontales del mismo color que indican la desviación estándar. Los diagramas de cajas, dibujados en negro, tienen tres líneas horizontales. La del medio representa la mediana (dato central para número impar de mediciones o promedio de las mediciones centrales para número de datos par) y las otras los valores

del primer y tercer cuartil. Las líneas verticales en los extremos del diagrama de caja representan el dato más cercano al límite de valores no atípicos.

Inicialmente hasta los 3mm de desplazamiento las vigas toman carga de manera creciente. Luego, hasta los 8mm, los valores representativos de la posición rondan los 200kN y en la parte final se nota una tendencia de descenso de carga. Resaltan dos picos, uno a los 4mm de desplazamiento y otro a los 8mm. El primer pico corresponde al comportamiento propio de las vigas mientras que el segundo es producido porque el número de datos considerado se reduce de 8 a 5 pues hay 3 vigas que no fueron ensayadas para desplazamientos mayores a 7mm (ver Figura 4.61).

En la etapa inicial de los ensayos la dispersión de los resultados es baja, luego aumenta para el segmento comprendido entre los 4mm y 8mm de desplazamiento, y para desplazamientos mayores a los 8mm se mantiene constante. Se puede ver que hasta los 4mm los valores medios y las medianas no difieren demasiado. Para desplazamientos mayores, en general, las medianas se encuentran levemente por debajo de los valores medios.

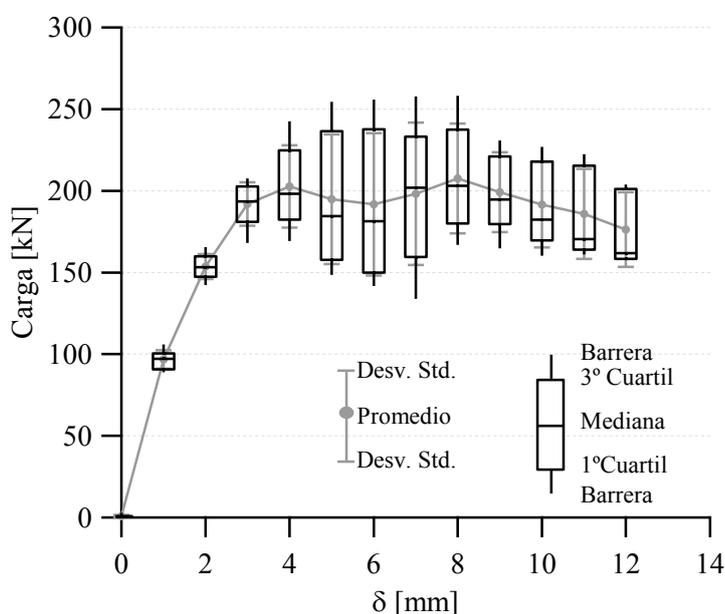


Figura 4.61. Estadística descriptiva vigas sin refuerzo.

Para el desplazamiento de 4mm el CV^{24} es de 0.12, mientras que el máximo valor de CV es de 0.23 y se produce a los 6mm. El valor máximo de CV es elevado, pero comparable con el obtenido en ensayos a corte en vigas por otros autores. A modo de comparación, en las Tabla 4.4 y Tabla 4.5 se muestra un resumen de los resultados de ensayos de corte de vigas de hormigón armado sin estribos y con estribos realizados por otros autores (Claderas, 2002). Se debe aclarar que ambas tablas fueron extraídas de una base experimental de 322 ensayos de diversos autores donde es poco común encontrar más de un ensayo para el mismo tipo de viga. Además, dicha base de datos solo posee el valor de la carga experimental última y el CV fue calculado con esos datos. No se conoce la dispersión de carga en el resto del ensayo. En cambio, en la Figura 4.61 se muestra la dispersión de la carga para todo el ensayo. Observando la última columna de

²⁴ CV siglas de Coeficiente de Variación, $CV = s/\bar{x}$

Tabla 4.5 se ve que para el caso de vigas con estribos los valores del CV van desde 0.02 hasta 0.19 y son comparables a los obtenidos en la presente campaña experimental. Particularmente el CV máximo de 0.19 es un valor cercano al máximo obtenido en la presente campaña experimental, mientras que el CV de 0.12 (valor obtenido para el máximo número de repeticiones $n = 6$ en Tabla 4.5) es equivalente al correspondiente a la carga obtenida a los 4mm de desplazamiento de la presente campaña experimental. Para el caso de las vigas sin estribos ensayadas a corte (Tabla 4.4) el CV tiene un rango que va desde 0.00 hasta 0.20. Esta dispersión se menciona también en la bibliografía donde se afirma que la falla por corte de vigas simplemente apoyadas sin estribos con carga puntual, particularmente para $2.5 < a/d < 7$, depende, en gran medida, de la resistencia a tracción del hormigón; entonces no llama la atención que haya gran dispersión de datos experimentales para vigas aparentemente similares. Para vigas con carga uniformemente distribuida los resultados son algo más favorables (Park & Paulay, 1975).

Tabla 4.4. Características vigas sin estribos ensayadas a corte. Base de datos experimental Claderas, (2002).

| Autor | b [mm] | d [mm] | fc [MPa] | ρ_l [%] | a/d | n | \bar{x} | s | CV |
|------------------------|-----------|-----------|-------------|-----------------|------|---|-----------|-------|------|
| Islam Pam Kwan 1998 | 150 | 203 | 83.3 | 3.22 | 3.94 | 2 | 72.85 | 11.10 | 0.15 |
| | 150 | 203 | 72.2 | 3.22 | 3.94 | 2 | 65.05 | 9.97 | 0.15 |
| | 150 | 207 | 50.8 | 2.02 | 3.86 | 2 | 48.70 | 4.53 | 0.09 |
| Collins Kuchma 1999 | 300 | 925 | 36 | 1 | 2.92 | 2 | 237.00 | 16.97 | 0.07 |
| | 300 | 925 | 39 | 1 | 2.92 | 3 | 220.67 | 15.63 | 0.07 |
| | 295 | 920 | 50 | 1.03 | 2.5 | 2 | 218.25 | 24.68 | 0.11 |
| | 169 | 459 | 53 | 1.03 | 2.72 | 2 | 74.55 | 8.41 | 0.11 |
| | 300 | 925 | 98 | 1 | 2.92 | 2 | 205.00 | 16.97 | 0.08 |
| Kim Park 1994 | 170 | 270 | 53.7 | 1.87 | 3 | 2 | 71.14 | 0.65 | 0.01 |
| | 170 | 272 | 53.7 | 1.01 | 3 | 2 | 57.34 | 1.31 | 0.02 |
| | 170 | 267 | 53.7 | 3.35 | 3 | 2 | 78.30 | 0.32 | 0.00 |
| | 170 | 255 | 53.7 | 4.68 | 3 | 2 | 92.55 | 3.99 | 0.04 |
| | 170 | 270 | 53.7 | 1.87 | 4.5 | 2 | 65.18 | 1.94 | 0.03 |
| | 170 | 142 | 53.7 | 1.87 | 3 | 2 | 40.19 | 1.20 | 0.03 |
| | 300 | 550 | 53.7 | 1.87 | 3 | 2 | 220.30 | 8.20 | 0.04 |
| | 300 | 915 | 53.7 | 1.87 | 3 | 2 | 315.65 | 23.26 | 0.07 |
| Adebar Collins 1996 | 360 | 278 | 52.5 | 1.57 | 2.88 | 2 | 123.50 | 6.36 | 0.05 |
| | 290 | 278 | 49.3 | 1.95 | 2.88 | 2 | 94.50 | 19.09 | 0.20 |
| | 290 | 178 | 51.5 | 3.04 | 4.49 | 2 | 82.15 | 11.10 | 0.14 |

b: ancho viga; d: altura útil; fc: resistencia hormigón; ρ_l : cuantía longitudinal; a/d: luz de corte/altura útil; n: cantidad de ensayos; \bar{x} : promedio cargas; s: desviación estándar; CV: coeficiente de variación

Tabla 4.5. Características vigas con estribos ensayadas a corte. Base de datos experimental Claderas, (2002).

| Autor | b [mm] | d [mm] | fc [Mpa] | ρ_l [%] | ρ_w [Mpa] | a/d | n | \bar{x} | s | CV |
|----------------------------|-----------|-----------|-------------|-----------------|-------------------|------|---|-----------|-------|------|
| Kong Rangan 1998 | 250 | 292 | 63.6 | 2.8 | 0.85 | 2.5 | 6 | 232.83 | 27.87 | 0.12 |
| | 250 | 293 | 67.4 | 2.79 | 0.57 | 2.49 | 2 | 202.00 | 38.18 | 0.19 |
| | 250 | 293 | 68.9 | 2.79 | 0.45 | 2.73 | 2 | 196.00 | 25.46 | 0.13 |
| | 250 | 299 | 68.9 | 3.69 | 0.44 | 2.64 | 2 | 292.00 | 7.07 | 0.02 |
| | 250 | 292 | 74.6 | 2.8 | 0.68 | 2.5 | 2 | 280.50 | 41.72 | 0.15 |
| Jonhson Ramirez 1989 | 305 | 539 | 72.3 | 2.49 | 0.34 | 3.1 | 2 | 289.00 | 38.18 | 0.13 |
| | 305 | 539 | 51.2 | 2.49 | 0.37 | 3.1 | 2 | 269.00 | 15.56 | 0.06 |

b: ancho viga; d: altura útil; fc: resistencia hormigón; ρ_l : cuantía longitudinal; ρ_w : cantidad de refuerzo transversal; a/d: luz de corte/altura útil; n: cantidad de ensayos; \bar{x} : promedio cargas; s: desviación estándar; CV: coeficiente de variación

4.4.4.2. Vigas Con Estribos Reforzadas

En Figura 4.62 se muestran curvas carga-desplazamiento correspondientes a vigas con estribos reforzadas y se puede ver la comparación de los resultados de las vigas reforzadas con 0kg/m^3 , 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras. Nuevamente fueron obviadas las descargas. Es posible comparar las respuestas para los diferentes contenidos de fibras y también con las vigas sin refuerzo. En el grupo superior de gráficos se muestran las curvas carga-desplazamiento individuales mientras que en el grupo inferior los valores medios acompañados de la desviación estándar más los resultados de las vigas sin refuerzo.

Observando los gráficos individuales de las vigas reforzadas se ve que de los dos especímenes ensayados para cada refuerzo uno de ellos se comportó manteniendo carga mientras que el otro tuvo un comportamiento con pico de carga y ablandamiento.

Por otra parte de los gráficos de curvas promedio se ve que las vigas reforzadas resistieron más que las sin refuerzo. Las vigas reforzadas con HRF con 0kg/m^3 presentan un comportamiento promedio diferente y la forma de la curva no se parece al promedio de las otras vigas reforzadas. En la parte inicial de las curvas, hasta $\delta=4\text{mm}$, las vigas reforzadas con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras presentan cargas mayores que las de las vigas sin refuerzo. Por su parte las reforzadas con 0kg/m^3 no presentan diferencias notorias y muestran además mayor dispersión que las reforzadas con hormigón reforzado con fibras. En el caso de las vigas reforzadas con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 la carga máxima se alcanza para $\delta=5\text{mm}$ y $\delta=4\text{mm}$ respectivamente; mientras que para las vigas reforzadas con 0kg/m^3 la máxima carga se alcanza para $\delta=8\text{mm}$. Para las vigas reforzadas con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 , luego del pico, la carga decrece.

En lo que respecta a la dispersión las vigas reforzadas con 30kg/m^3 presentan los menores valores. Las vigas reforzadas con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 muestran dispersión creciente luego del pico de carga. Para el caso de las reforzadas con 0kg/m^3 la dispersión crece inicialmente, en el pico de carga disminuye y pasado ese valor crece nuevamente.

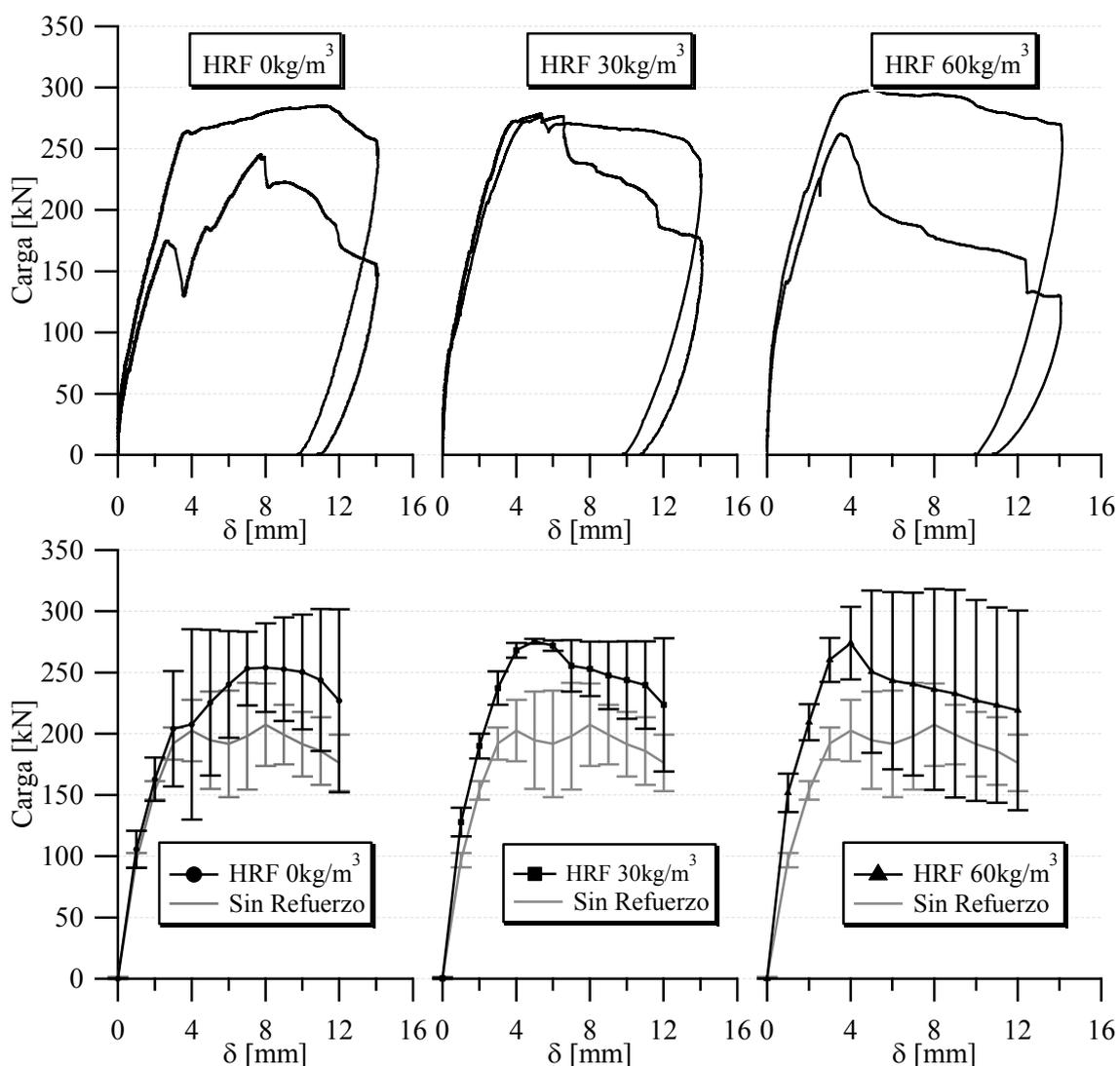


Figura 4.62. Comparación y descripción vigas con estribos reforzadas con HRF con 0kg/m^3 , 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras.

En Figura 4.63 se ve una comparación de las cargas de las vigas sin refuerzo y las vigas con estribos reforzadas para un desplazamiento de 4mm. El diagrama de caja de las vigas sin refuerzo representa ocho datos, mientras que los de las vigas reforzadas solo dos, por lo que la mediana, es decir la línea central de esas cajas, representa el promedio de ambos valores.

El valor promedio de las vigas sin refuerzo es de 202.6kN y el de las vigas reforzadas con HRF 0kg/m^3 es de 207.7kN. El promedio de las vigas reforzadas con HRF 30kg/m^3 y HRF 60kg/m^3 es de 268.3kN y 273.9kN respectivamente. Los valores de las vigas reforzadas con HRF 0kg/m^3 difieren bastante entre sí mientras que los de las otras vigas reforzadas son más parecidos entre sí (la altura de la caja es menor).

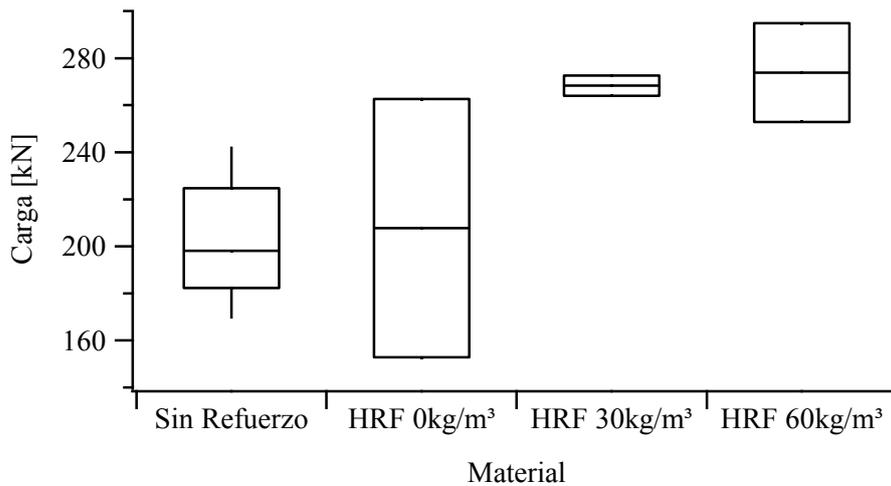


Figura 4.63. Comparación cargas vigas reforzadas vs sin reforzar para $\delta=4\text{mm}$.

La comparación múltiple de las respuestas “carga” se realiza mediante el ANOVA²⁵ de una vía desarrollado en Anexo B4.1. Se toma como hipótesis nula H_0 : *Todas las respuestas son iguales* (es lo mismo que decir que todos los tratamientos son iguales) y como hipótesis alternativa H_1 : *Al menos una respuesta es diferente*. La conclusión de este ANOVA arroja un valor p de 0.046 por lo que hay diferencias estadísticamente significativas entre tratamientos. El test de Dunnett, que toma un grupo como control (las vigas sin refuerzo en este caso), permite concluir que entre las vigas sin refuerzo y las reforzadas con HRF con 0kg/m^3 no hay diferencias mientras que entre las vigas sin refuerzo y las reforzadas con HRF con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras sí hay diferencias.

4.4.4.3. Vigas Sin Estribos Reforzadas

En Figura 4.64 se muestra una comparación de las respuestas de las vigas sin estribos reforzadas con HRF con 0kg/m^3 , 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras. También se muestra a modo de comparación la respuesta obtenida por la viga 21 sin estribos y sin refuerzo pero se recuerda que la forma de rotura de las vigas reforzadas (rotura del lado de mayor a/d) difiere del obtenido por la viga 21 sin refuerzo (rotura del lado de menor a/d).

De las vigas sin estribos reforzadas la que más resistió fue la reforzada con HRF con 60kg/m^3 de fibras, le sigue la reforzada con HRF 0kg/m^3 y finalmente la reforzada con HRF con 30kg/m^3 de fibras. En todos los casos se observa que si bien el refuerzo incrementa la resistencia de las vigas, produce una falla aún más frágil que en la viga sin refuerzo.

²⁵ ANOVA, del inglés Analysis Of Variance.

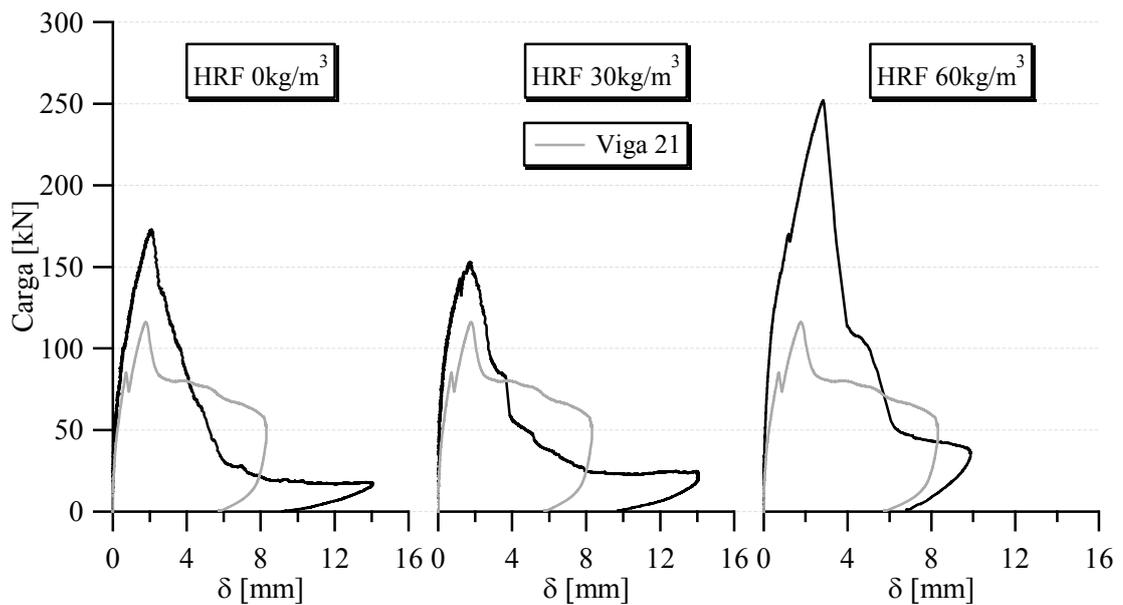


Figura 4.64. Comparación vigas sin estribos reforzadas con HRF con 0kg/m^3 , 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras.

En Figura 4.65 se muestra una comparación de las respuestas de las vigas sin estribos reforzadas con HRF con el promedio de las vigas con estribos y sin refuerzo. Se observa que con los estribos se logra una ductilidad que no puede ser obtenida con el encamisado de HRF.

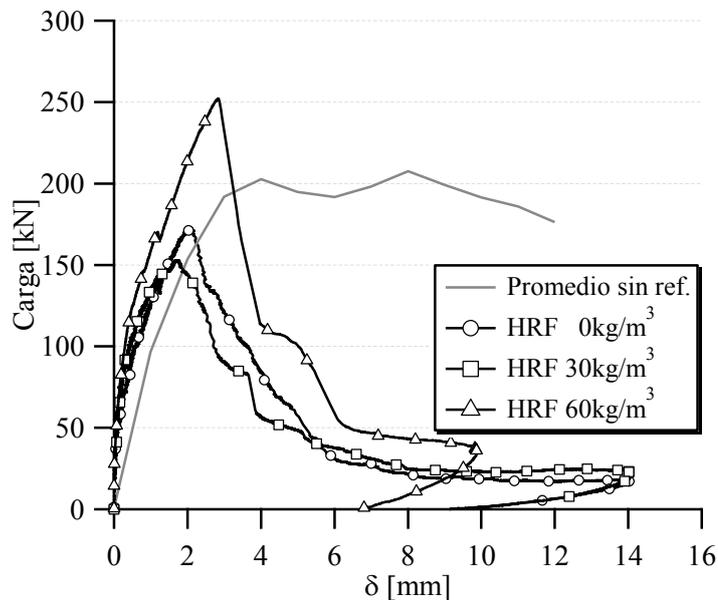


Figura 4.65. Comparación vigas sin estribos reforzadas con HRF vs vigas con estribos sin refuerzo.

4.4.4.4. Vigas Reparadas

En Figura 4.66 se puede ver una comparación de los resultados de las vigas reparadas con HRF con 0kg/m^3 , 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras. En todos los casos se trata de vigas con estribos. Nuevamente fueron obviadas las descargas tanto finales como intermedias. En el grupo superior de gráficos se muestran las curvas carga-desplazamiento individuales sin refuerzo y reparadas, mientras que en el grupo inferior los valores medios acompañados de la desviación estándar más los resultados de las vigas sin refuerzo.

Es posible comparar las respuestas para los diferentes contenidos de fibras y también con las vigas sin refuerzo separadas según el tratamiento posterior. Es decir, si se muestran los resultados de las vigas reparadas con HRF con 30kg/m^3 de fibras, estos están acompañados por los de esas mismas vigas sin refuerzo; por eso las curvas designadas como "Sin Reparar" mostradas en el grupo inferior difieren entre ellas y con la mostrada en Figura 4.61 pues los promedios actuales corresponden a algún subconjunto del total.

Se destaca en el grupo de gráficos superior el comportamiento de las vigas reparadas con HRF con 0kg/m^3 que presentó a mitad del ensayo caída de carga y posterior recuperación, ese comportamiento no fue tenido en cuenta en el cálculo de la respuesta promedio. Por su parte las vigas reparadas con HRF con 60kg/m^3 presentaron un comportamiento muy parejo entre ellas.

En lo que respecta a los promedios, se ve que los tres conjuntos de vigas no respondieron de igual manera. Las vigas sin refuerzo del conjunto HRF 30kg/m^3 resistieron más que las de los otros conjuntos sin refuerzo. Las sin refuerzo del conjunto HRF 60kg/m^3 fueron las que menos resistieron y también a menor desplazamiento se detuvo el ensayo. En cuanto a la dispersión, las de los conjuntos HRF 0kg/m^3 y HRF 30kg/m^3 sin refuerzo presentan características semejantes mientras que las HRF 60kg/m^3 presentan menor dispersión.

Las vigas reparadas resistieron en promedio más que las sin refuerzo. También se ve que las vigas reparadas con HRF 60kg/m^3 fueron las que más resistieron, seguidas por las reparadas con HRF 30kg/m^3 y finalmente las reparadas con HRF 0kg/m^3 . Para el conjunto de las reparadas con HRF 60kg/m^3 la diferencia entre el ensayo sin refuerzo y el reparado es mayor que para los otros materiales. En cuanto a la dispersión, ésta es baja hasta los 3mm de desplazamiento para todas las vigas reparadas. Pasado ese valor, para los conjuntos reparados con HRF 0kg/m^3 y HRF 30kg/m^3 crece. Particularmente, la dispersión es baja hasta $\delta=6\text{mm}$ para las reparadas con HRF 60kg/m^3 ; luego de ese valor de desplazamiento, la dispersión aumenta.

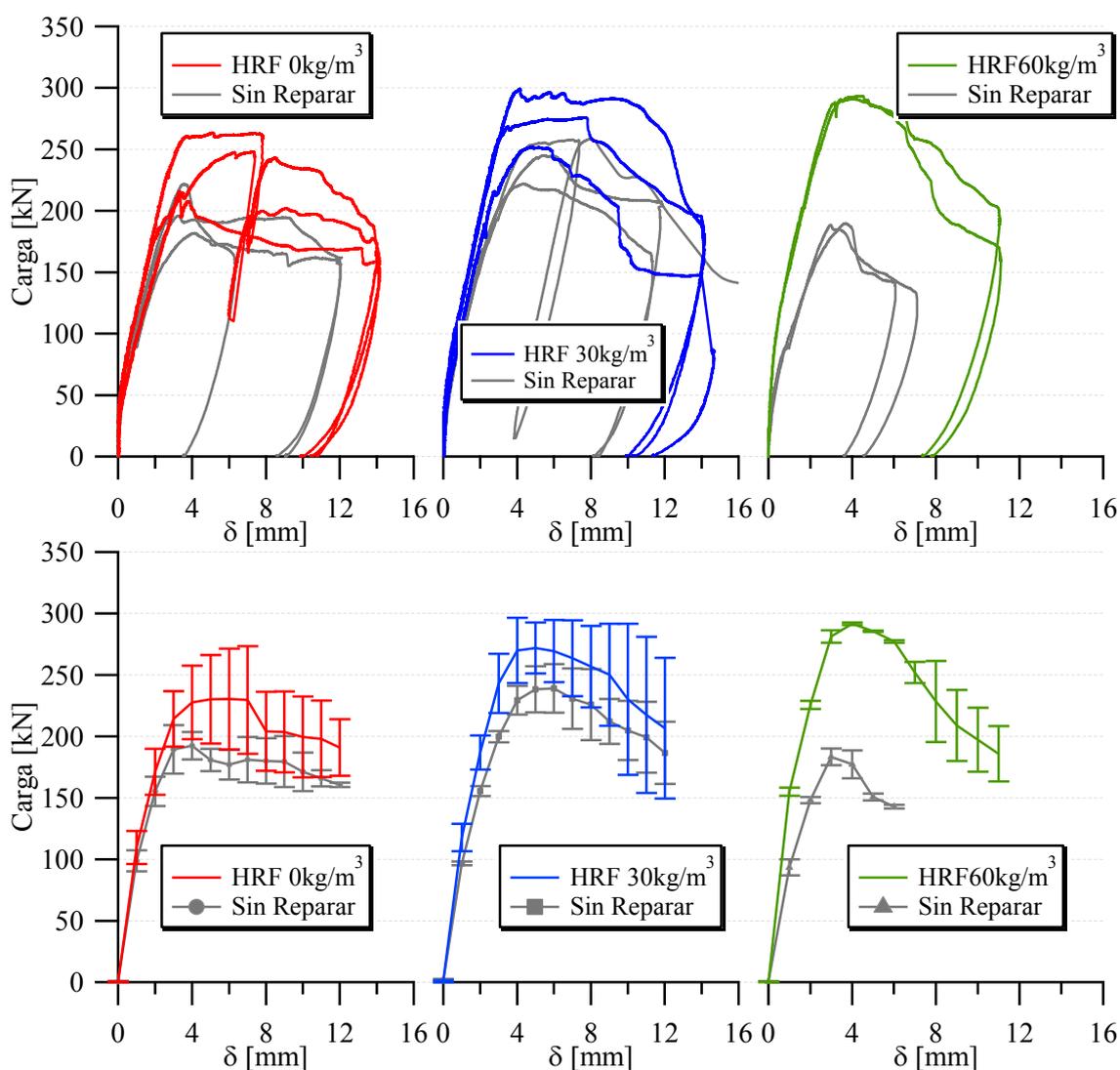


Figura 4.66. Comparación y descripción vigas reparadas con HRF con 0kg/m^3 , 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras.

La Figura 4.67 muestra una comparación de gráficos de caja de las cargas correspondientes a un desplazamiento de 4mm para las vigas sin refuerzo y las reparadas con los distintos materiales usados como refuerzo. Se diferencian tres grupos por colores, el de las vigas reparadas con HRF con 0kg/m^3 (rojo), 30kg/m^3 (celeste) y 60kg/m^3 (verde) de fibras; en cada grupo se compara diferenciando el comportamiento de las vigas sin refuerzo con el de las mismas vigas reparadas. Para los diagramas de caja de los dos primeros grupos, es decir para HRF con 0kg/m^3 y 30kg/m^3 de fibras, se dispone de tres datos por lo que cada línea horizontal representa la respuesta de una viga. En cambio para las vigas reparadas con HRF con 60kg/m^3 de fibras solo se tienen dos datos y la línea central de las cajas representa el promedio.

Es posible observar que en todos los casos la respuesta de las vigas reparadas se encuentra por encima de las vigas sin refuerzo. El grupo de las vigas reparadas con 60kg/m^3 es el que mayores diferencias acusa; en los otros no son tan marcadas.

Los tres conjuntos de vigas sin refuerzo muestran similar dispersión. Para las vigas reparadas, aquellas tratadas con HRF con 0kg/m^3 y 30kg/m^3 de fibras presentan mayor dispersión y esta es similar entre estos dos casos. Las dos vigas reparadas con HRF con 60kg/m^3 muestran respuesta muy parecida entre ellas.

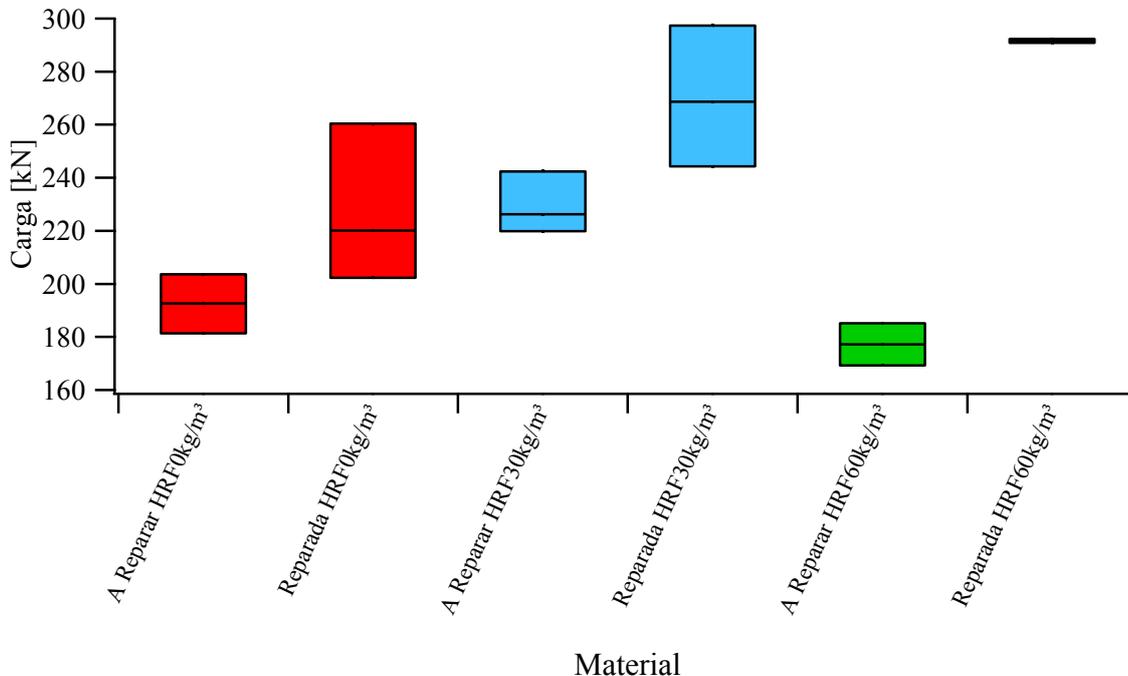


Figura 4.67. Comparación Cargas Vigas a Reparar vs Reparadas para $\delta=4\text{mm}$.

Se tratan las vigas sin refuerzo y reparadas como muestras apareadas y se realizan test de medias apareadas para comparar las respuestas de las vigas sin refuerzo y las reparadas separando según contenido de fibra. El desarrollo de estos test se muestra en Anexo B4.2. En todos los casos se toma un nivel de significación $\alpha = 0.10$. Para las vigas reparadas con HRF con 0kg/m^3 se obtuvo un valor p de 0.274 por lo que no hay evidencia suficiente para rechazar igualdad de medias o tratamientos. Para las vigas reparadas con HRF con 30kg/m^3 se obtuvo un valor p de 0.186 por lo que tampoco hay evidencia suficiente para rechazar igualdad de medias. Mientras que para las vigas reparadas con HRF con 60kg/m^3 se obtuvo un valor p de 0.0484 por lo que hay diferencias estadísticamente significativas entre medias. Si bien con este test estadísticamente solo se encontraron diferencias significativas para las vigas reparadas con HRF con 60kg/m^3 de fibras, pues esas vigas reparadas resistieron más que en el ensayo sin refuerzo, no hay que olvidar que se trata de reparación y para aquellos grupos en los que no se encuentran diferencias significativas al menos se recobró la capacidad portante.

También es interesante considerar el efecto de todas las reparaciones, es decir considerar en un mismo ANOVA las reparaciones hechas con HRF con 0kg/m^3 , 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras de manera simultánea. Para ello se debe recurrir a la generalización del test de medias apareadas que es el diseño por bloques aleatorizados o

ANOVA de dos vías. Este ANOVA posee dos factores, pero uno de ellos es de mayor importancia. Uno de los factores corresponde a las “vigas” (8 vigas para este caso u 8 bloques) y el otro factor es el “tratamiento” hecho (sin refuerzo y reparada con 0kg/m^3 , 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras). El desarrollo de esta prueba se muestra en Anexo B4.3. Como conclusión del test se tiene para el bloque “vigas” un valor p de 0.4729, por lo que no existe evidencia para rechazar igualdad entre bloques o lo que es lo mismo igualdad entre vigas; esto es bueno ya que estadísticamente no se encuentran diferencias entre las vigas estudiadas. El hecho de que no se encuentren diferencias significativas entre bloques “vigas” parecería no tener importancia pero no es así, sirve para clasificar al factor “vigas” como secundario. De haberse encontrado diferencias entre los niveles del factor “vigas” querría decir que al menos una de las vigas es diferente, por ejemplo tal sería el caso de incluir en el diseño por bloques aleatorizados una viga sin estribos. Para el factor “tratamiento” se obtiene un valor p de 0.0159 por lo que hay diferencias estadísticamente significativas entre las vigas sin refuerzo (considerando el conjunto de todas las vigas sin refuerzo) y las reparadas (cada grupo reparado con HRF).

Como el único factor significativo es la “Reparación”, entonces se estudian los niveles de ese factor. Es decir se compararán las respuestas de todas las vigas sin refuerzo contra las respuestas de las vigas reparadas con 0kg/m^3 , 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras.

La Figura 4.68 muestra una comparación de gráficos de caja de las cargas correspondientes a un desplazamiento de 4mm para todas las vigas sin refuerzo y las reparadas con los distintos materiales usados como refuerzo; es por eso que solo se tienen 4 cajas en lugar de las 6 de Figura 4.67. En Figura 4.68 la caja de las vigas sin refuerzo representa las 8 vigas que posteriormente se reparan, las de las vigas reparadas con HRF con 0kg/m^3 y 30kg/m^3 de fibras tres datos cada una y la de las vigas reparadas con HRF con 60kg/m^3 de fibras solo tiene dos datos.

Es posible observar que la posición de las cajas de las vigas reparadas está por encima de las sin refuerzo. Además mientras mayor es el contenido de fibras con mayor carga respondieron las vigas. En lo referido a dispersión y simetría de datos vale lo dicho anteriormente para vigas sin refuerzo en Figura 4.63 y vigas reparadas en Figura 4.67.

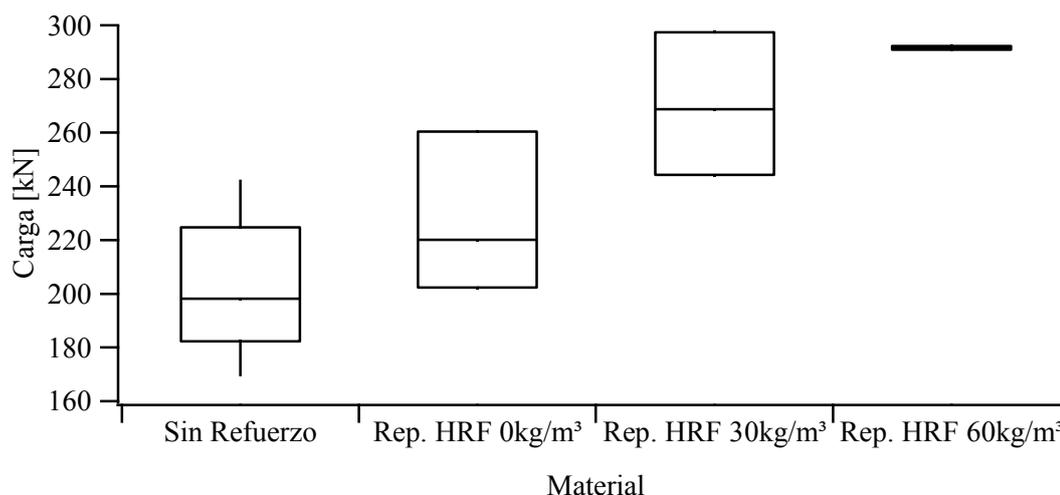


Figura 4.68. Comparación cargas vigas sin refuerzo (todas) vs reparadas con HRF con diferentes contenidos de fibras para $\delta=4\text{mm}$.

Se realiza un ANOVA de una vía sobre los datos mostrados en Figura 4.68, los detalles se muestran en Anexo B4.4. La conclusión del test es un valor p de 0.002 por lo que estadísticamente hay diferencias significativas entre las vigas sin refuerzo, reparadas con HRF 0kg/m^3 , reparadas con HRF 30kg/m^3 y las reparadas con HRF 60kg/m^3 . La prueba de Dunnett tomando como grupo de control las vigas sin refuerzo muestra que no hay diferencias entre el grupo de control y las reparadas con HRF 0kg/m^3 . En cambio sí hay diferencias entre las de control y las reparadas con HRF 30kg/m^3 y entre las de control y las reparadas con HRF con 60kg/m^3 de fibras.

Las pruebas de hipótesis hechas arriba se basan en la suposición de distribución normal de los datos y son llamados test paramétricos. Además ese supuesto se controla en el diagnóstico de los test y en los casos analizados se cumple. Pero es cierto también que la cantidad de datos no es grande pues solo se tienen algunas mediciones por cada ensayo, de hecho, el mayor número de repeticiones es de 8 y corresponde a las vigas sin refuerzo. Por ello puede llegar a ser cuestionable el uso de test basados en la suposición de distribución normal. Existen otros test que representan una alternativa para los test paramétricos, estos son los test no paramétricos que no suponen una distribución conocida de datos.

A continuación se aplicarán pruebas no paramétricas a las vigas sin refuerzo y las reparadas agrupándolas en tres conjuntos correspondientes al material con que se realizó la reparación. Es decir, se realizan los test no paramétricos a los conjuntos de vigas mostrados en Figura 4.67.

Se utilizan la prueba de Rango con Signo y la prueba de Suma de Rangos que se explican en Anexo B4.5.1 y B4.5.2.

En Tabla 4.6 se resumen las conclusiones de las dos pruebas no paramétricas aplicadas a los tres grupos de vigas. Se muestra el valor p o Probabilidad $>|z|$ obtenido por los dos test. Para las dos pruebas se adopta un nivel de significación del 5%.

Se puede ver que para la prueba de Rango con Signo, en todos los casos, no hay evidencia suficiente para rechazar H_0 . Esto sucede pues el número de observaciones ($n = 3$) es bajo y el nivel de significación muy exigente. Por ejemplo para $n < 5$ y nivel de significancia que no exceda 0.05 para prueba de una cola o 0.10 para una prueba de dos colas, todos los valores posibles de la suma de los rangos de las diferencias positivas y negativas conducirán a la aceptación de la hipótesis nula (Walpole, et al., 1999). Sin tener presente el límite adoptado del nivel de significación, se puede observar que el valor p de las vigas reparadas con HRF 0kg/m^3 es el mayor (0.285), el de las vigas reparadas con HRF 30kg/m^3 es considerablemente menor (0.1088) y para las vigas reparadas con HRF 60kg/m^3 , que son sólo dos vigas y gráficamente acusan la mayor diferencia en comportamiento para el estado sin refuerzo y una vez reparadas, el valor p es de 0.1797.

Para la prueba de Suma de Rangos al comparar las vigas sin refuerzo contra las reparadas con HRF con 0kg/m^3 de fibras no hay evidencia suficiente para rechazar igualdad de medianas y esto coincide con el test paramétrico. Las vigas sin refuerzo comparadas con las reparadas con HRF con 30kg/m^3 de fibras muestran que son diferentes; esto no sucede en el test paramétrico pero es acorde a lo observado en Figura 4.67. Sin embargo la comparación de las vigas reparadas con HRF con 60kg/m^3 de fibras muestra que no hay evidencia suficiente para rechazar igualdad de medianas y esto es contrario a lo observado en el test paramétrico, pero es debido a que para ese caso solo se cuenta con dos vigas. El valor p de cada uno de estos test se muestra en Tabla 4.6.

La estadística usada sea paramétrica o no paramétrica es una herramienta que ayuda a decidir si hay igualdad o no de las muestras que se comparan. Si estadísticamente no se encuentran diferencias entre las vigas sin refuerzo y las reparadas es igualmente un resultado positivo ya que se ha restablecido la resistencia del elemento.

Tabla 4.6. Resumen Prueba Rango con Signo y Prueba Suma de Rangos.

| Comparación | Probabilidad $> z $ | |
|----------------------------------------------|----------------------|----------------|
| | Rango con Signo | Suma de Rangos |
| Sin Refuerzo vs Rep. HRF 0kg/m ³ | 0.285 | 0.1266 |
| Sin Refuerzo vs Rep. HRF 30kg/m ³ | 0.1088 | 0.0495 |
| Sin Refuerzo vs Rep. HRF 60kg/m ³ | 0.1797 | 0.1213 |

ANEXO A4: Resultados Experimentales complementarios de vigas

De forma complementaria al capítulo 4 en este anexo se presentan resultados de otras mediciones efectuadas. Se presentan los resultados de las mediciones realizadas en las caras laterales de las vigas con los dispositivos colocados en forma de triángulo. Se muestran las mediciones de ambas caras, estando las de la cara izquierda de las vigas en la columna izquierda y las mediciones de la cara derecha en la columna de la derecha. Se muestra, además, un esquema donde se indica para cada cara la posición de los LVDT.

Se muestra un gráfico por cada tipo de viga y contenido de fibras. Para las vigas reparadas se muestran superpuestas en el mismo gráfico las mediciones de los ensayos sin refuerzo y una vez reparadas.

En Figura A4.1 se muestran las mediciones de la viga 21 sin estribos y sin refuerzo.

De las vigas con encamisado de HRF con 0kg/m^3 se muestran la viga 21 reparada (Figura A4.2), la viga 8 reforzada (Figura A4.3) y la viga 19 sin estribos reforzada (Figura A4.4).

De las vigas con encamisado de HRF con 30kg/m^3 se muestran la viga 6 reparada (Figura A4.5), la viga 16 reforzada (Figura A4.6) y la viga 23 sin estribos reforzada (Figura A4.7).

De las vigas con encamisado de HRF con 60kg/m^3 se muestran la viga 11 reparada (Figura A4.8), la viga 13 reforzada (Figura A4.9) y la viga 18 sin estribos reforzada (Figura A4.10).

En general, para todas las vigas el LVDT Fisura registra desplazamientos positivos y son los de mayor magnitud. El LVDT Diagonal, por su ubicación, registra desplazamientos negativos y son los de menor magnitud. Por último el LVDT Base registra desplazamientos positivos y su magnitud es menor que la de los LVDT fisura.

Para el caso de las vigas sin estribos reforzadas con HRF, debido a que la falla se produjo del lado de mayor relación a/d una vez alcanzada la carga máxima, las mediciones de los LVDT en forma de triángulo, ubicadas del lado de menor a/d, registraron disminución provocada por la fisura de mayor importancia producida del lado contrario.

En general estas mediciones de control no aportaron información de relevancia adicional a la ya mostrada en el capítulo 4.

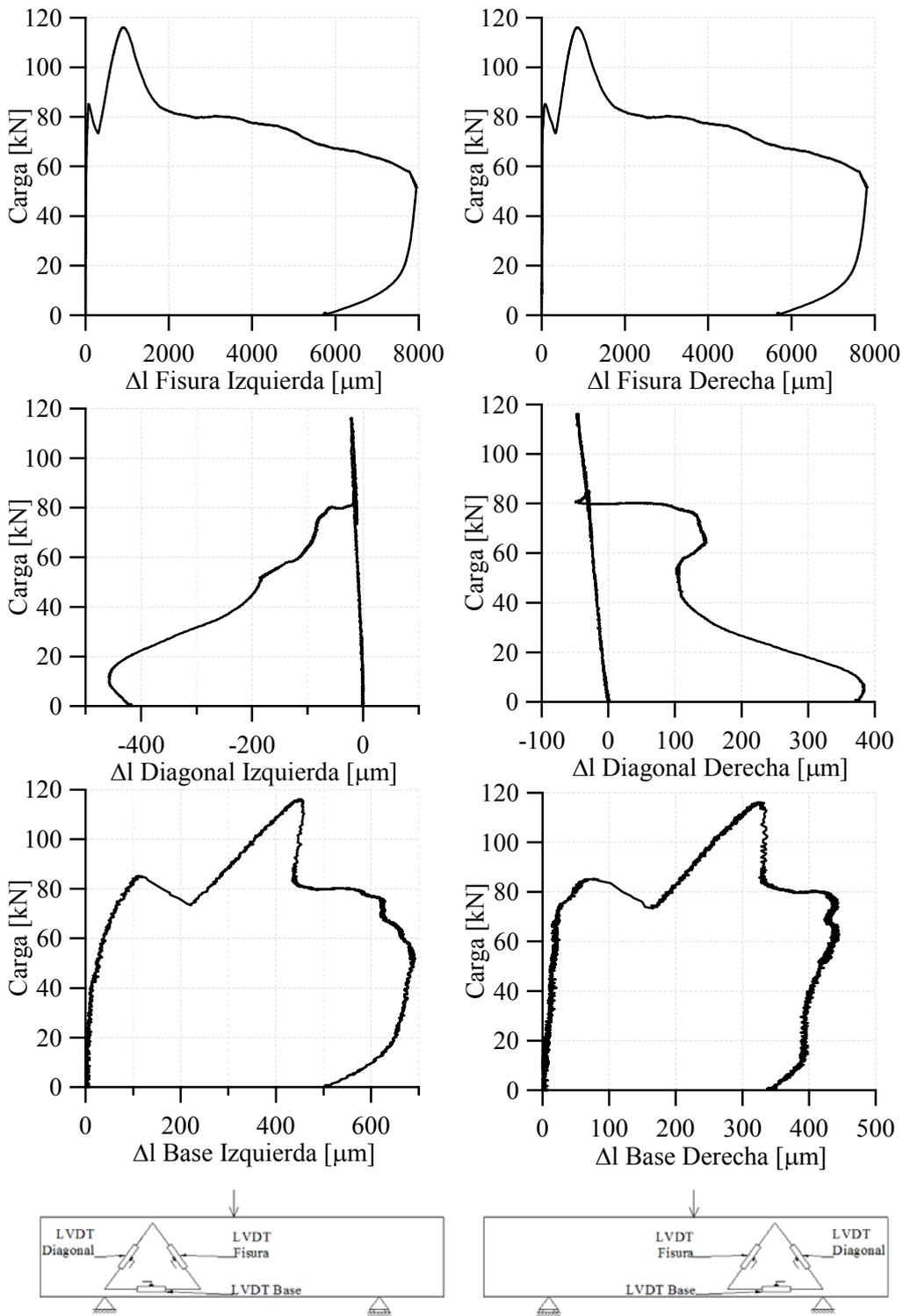


Figura A4.1. Viga 21. Sin refuerzo sin estribos.

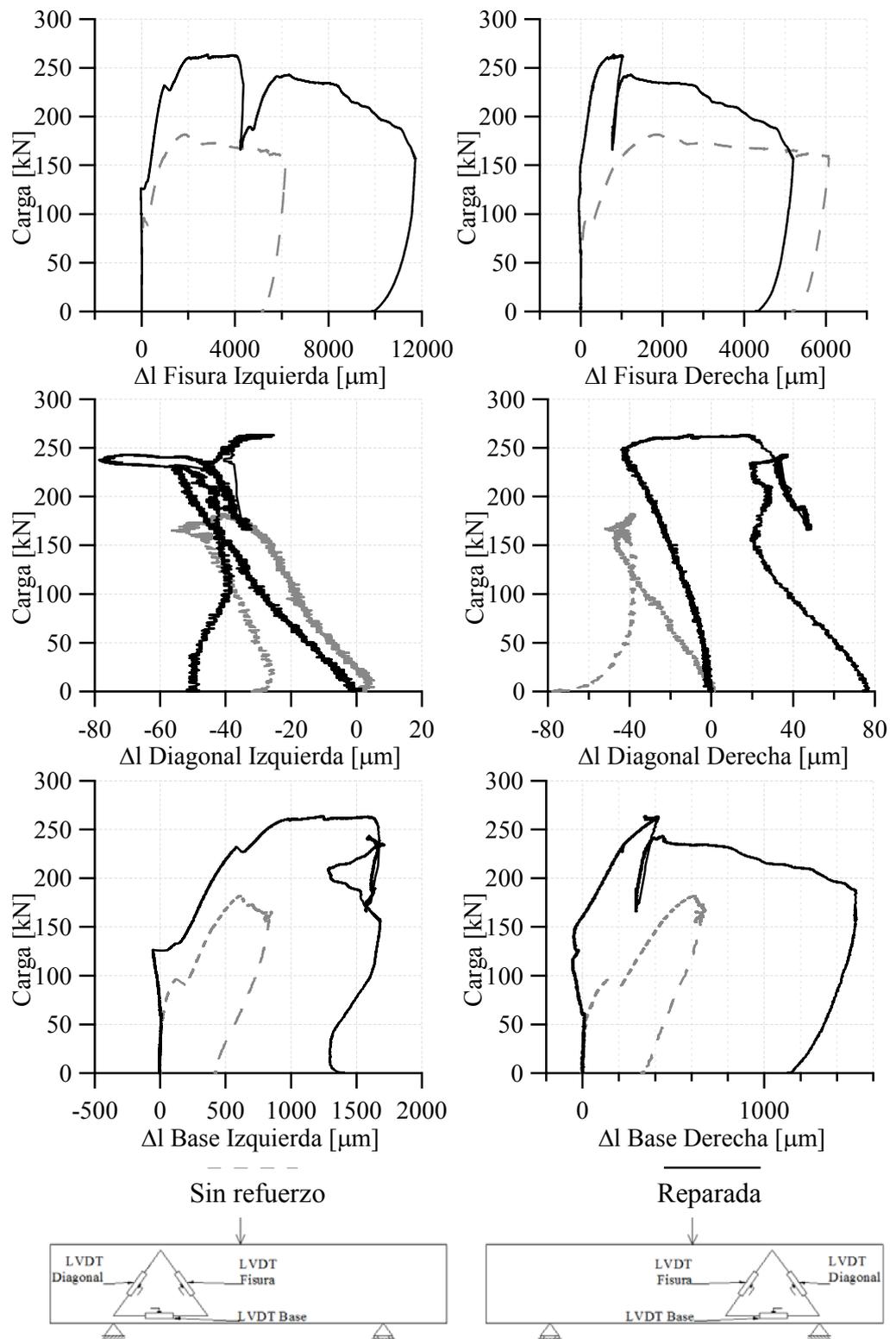


Figura A4.2. Viga 12. Viga reparada HRF 0kg/m³.

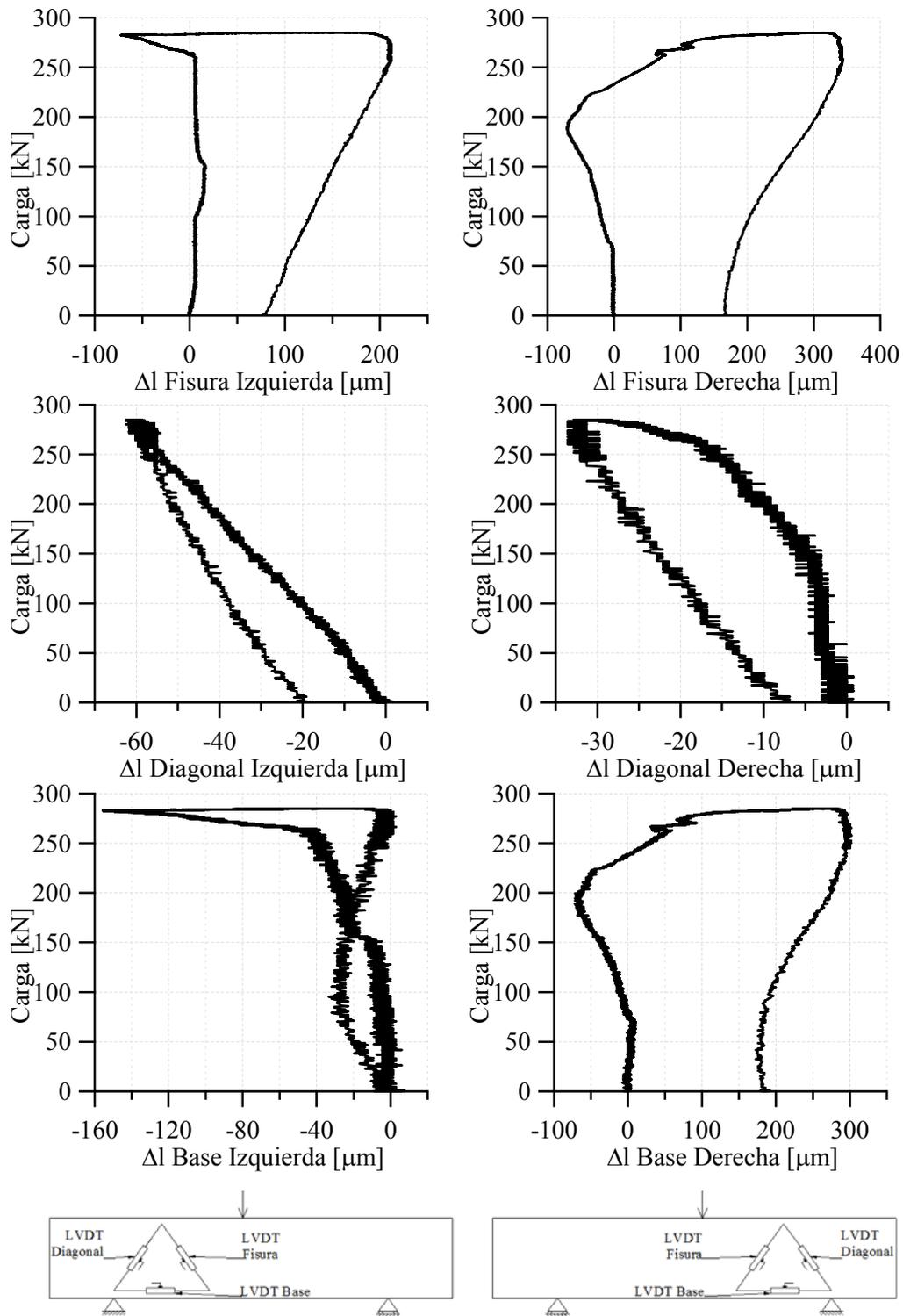


Figura A4.3. Viga 8. Viga reforzada HRF 0kg/m^3 .

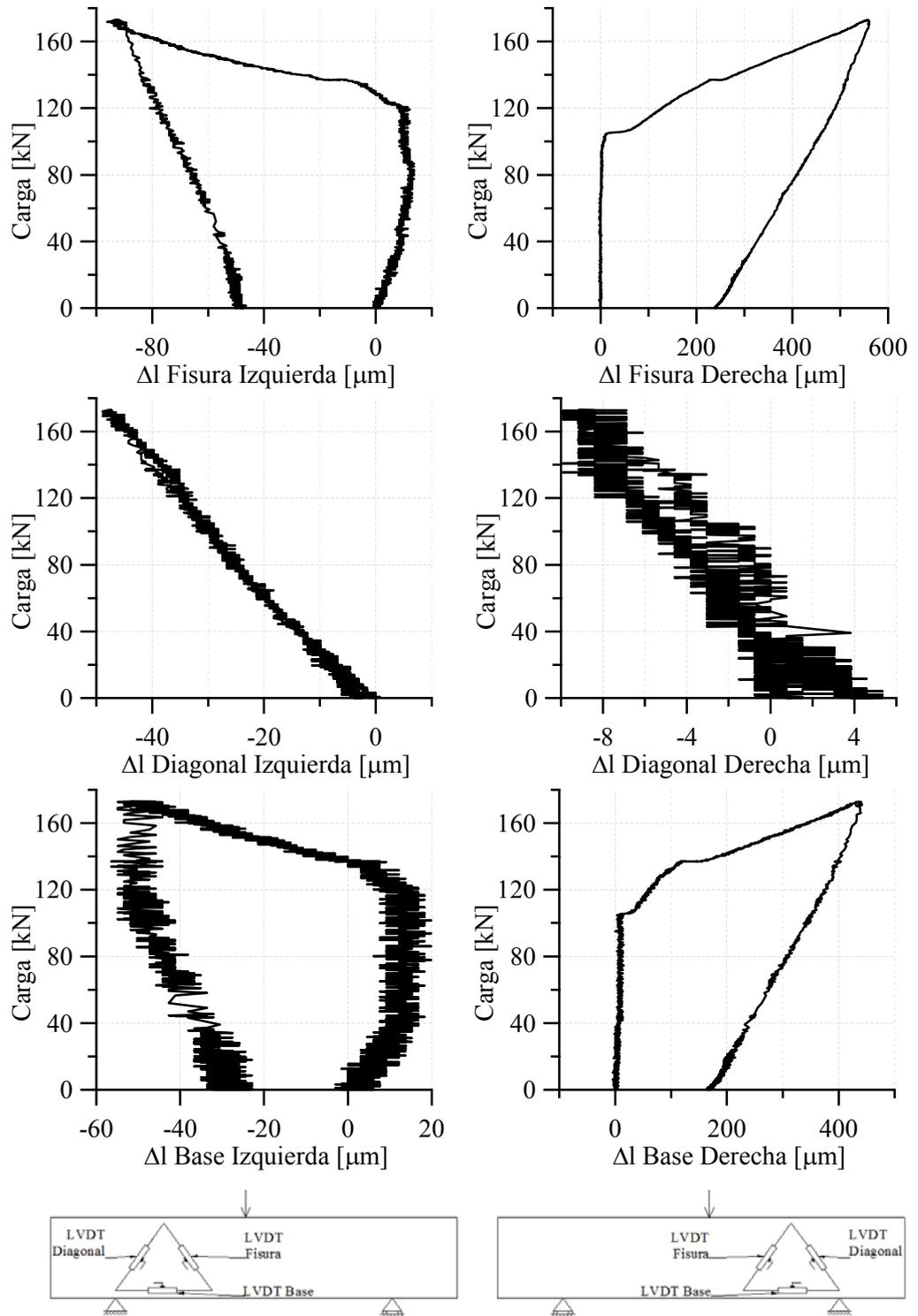


Figura A4.4. Viga 19. Viga sin estribos reforzada HRF 0kg/m³.

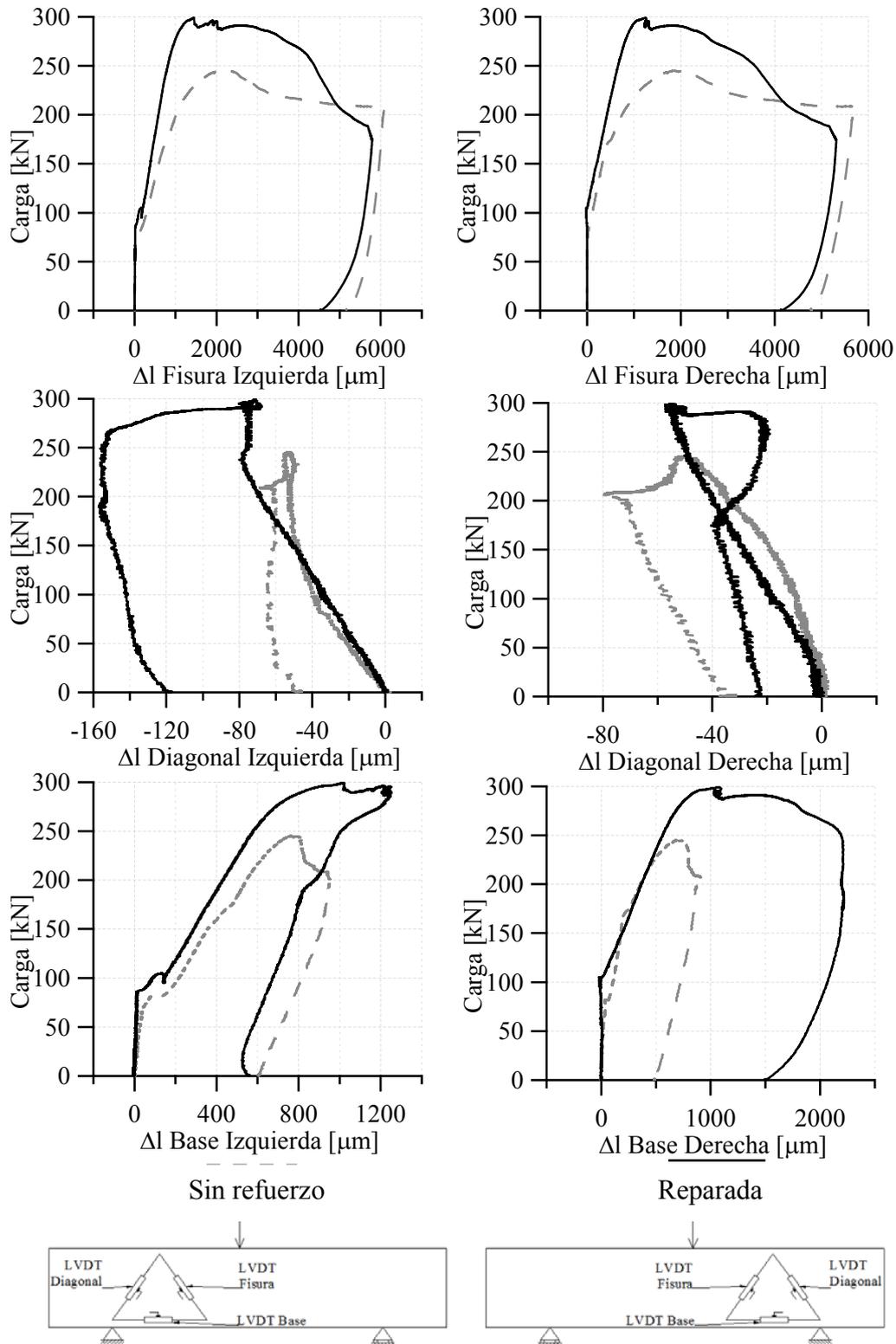


Figura A4.5. Viga 6. Viga reparada HRF 30kg/m³.

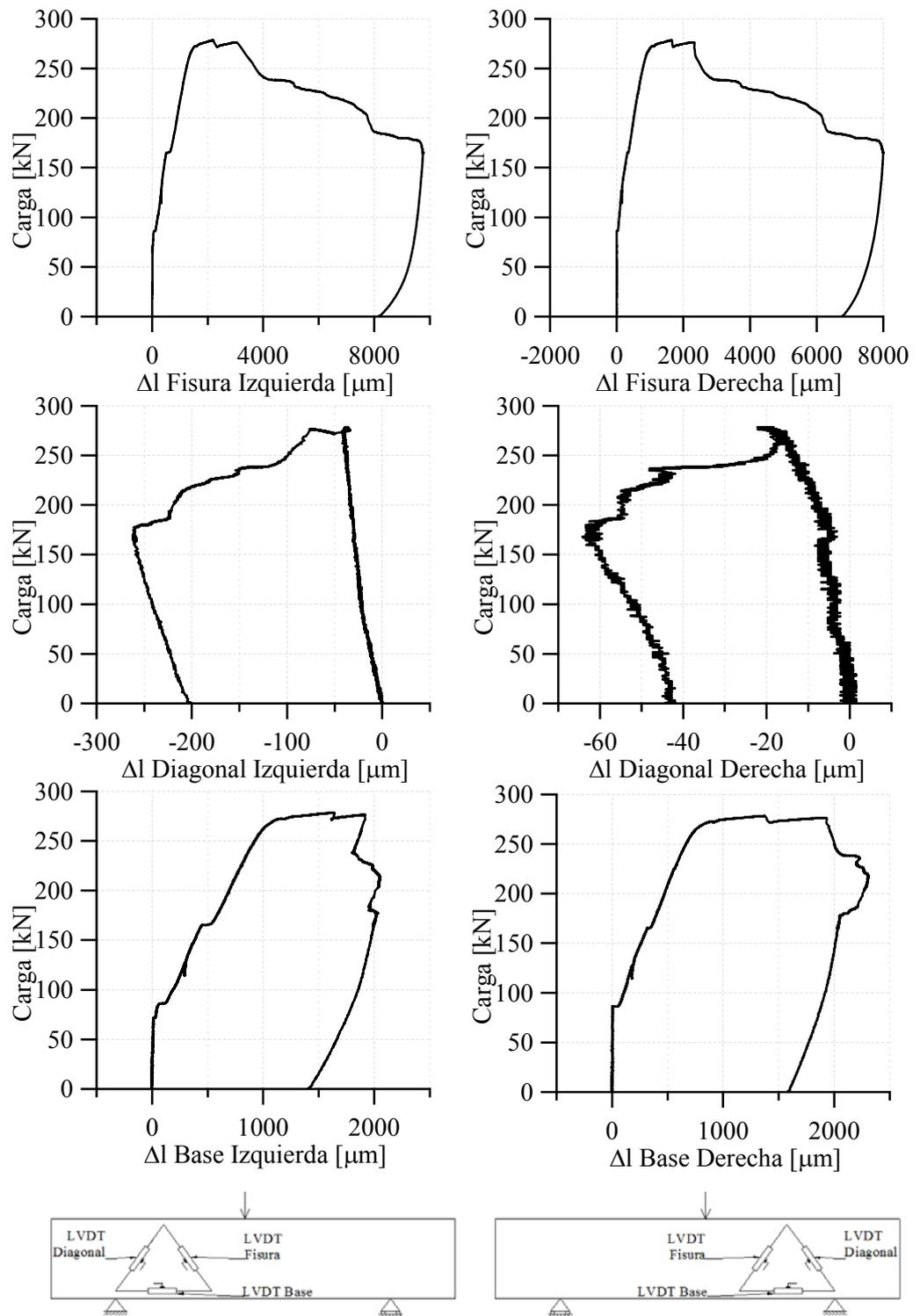


Figura A4.6. Viga 16. Viga reforzada HRF 30kg/m³.

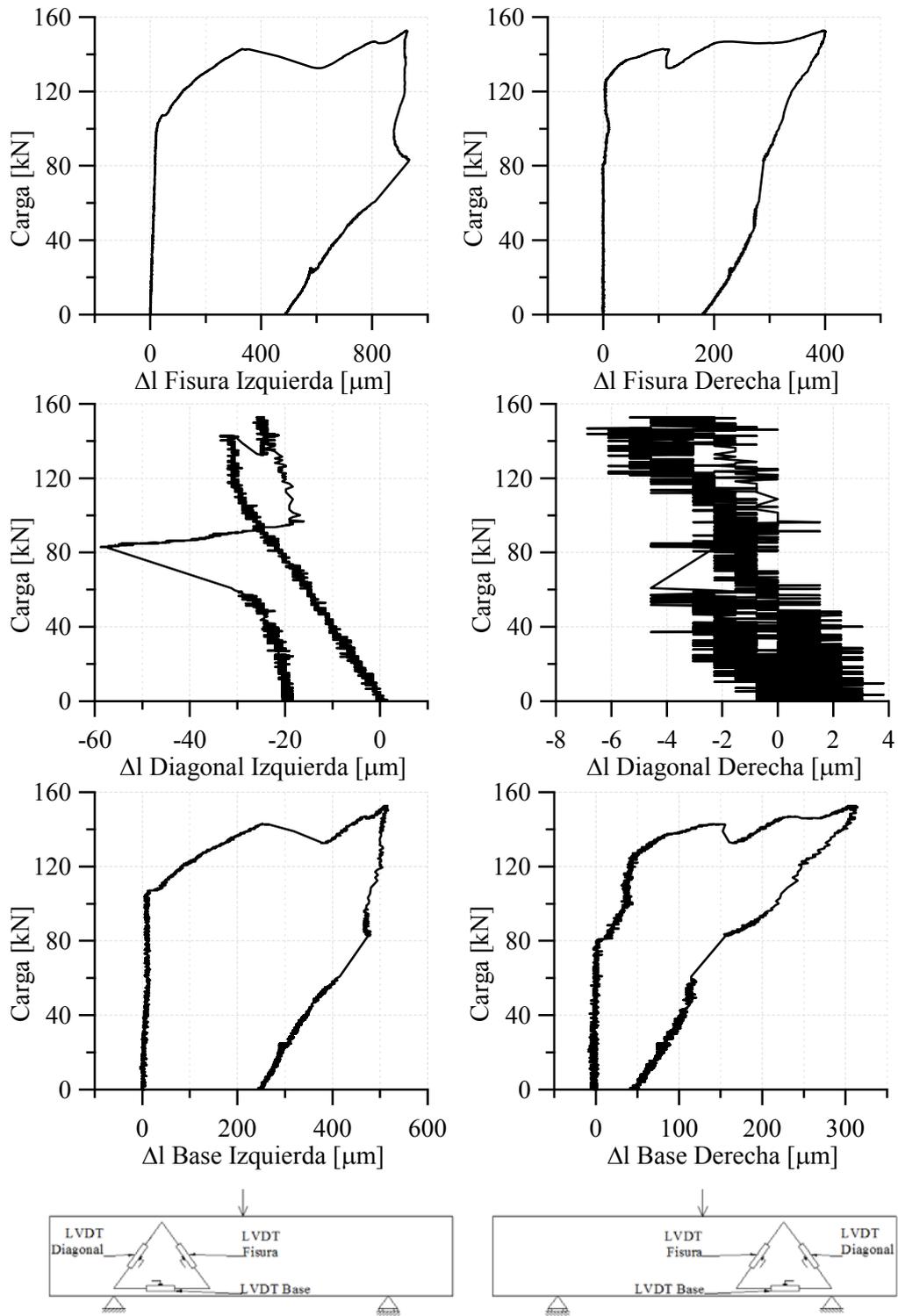


Figura A4.7. Viga 23. Viga sin estribos reforzada HRF 30kg/m³.

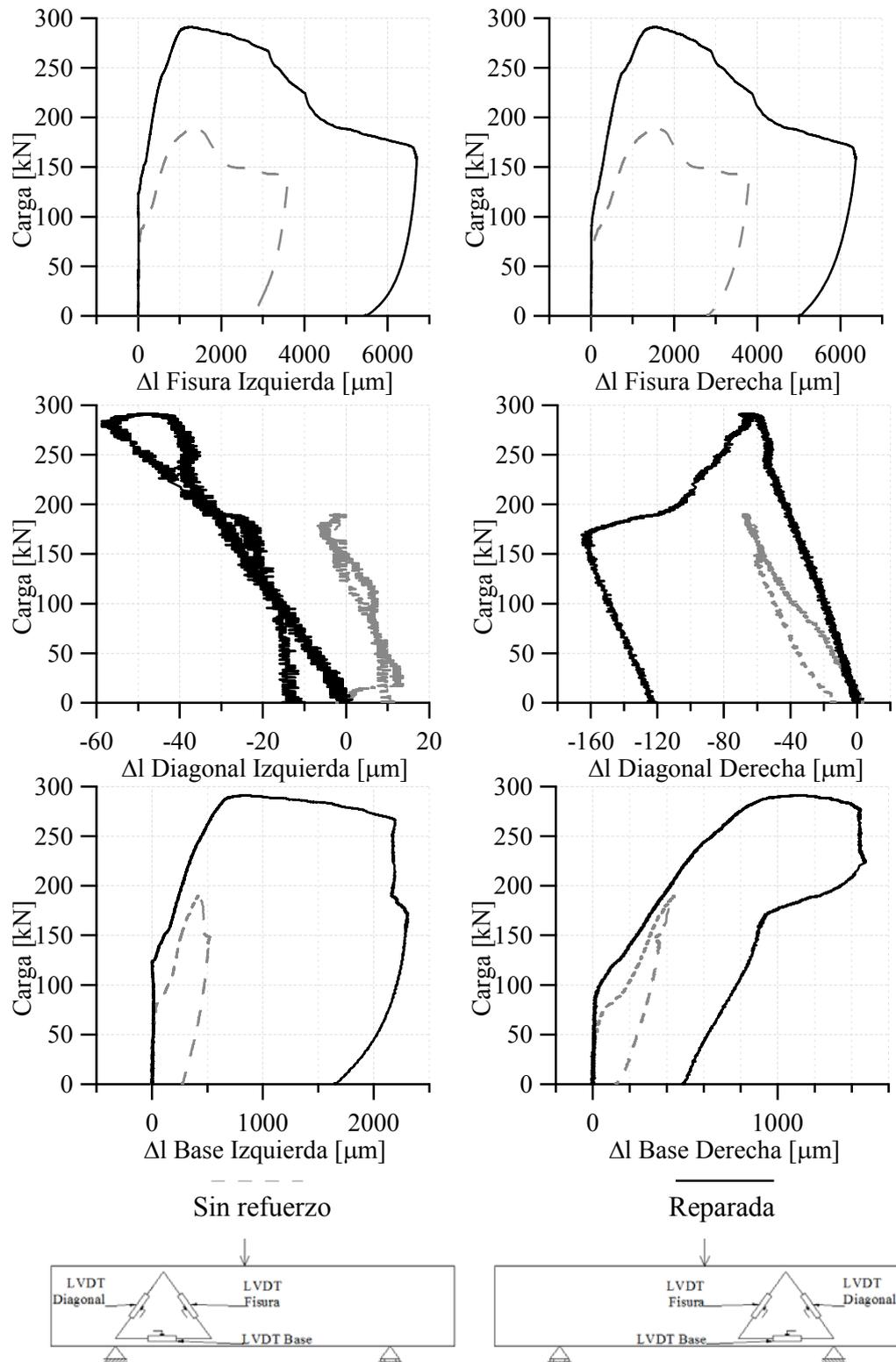


Figura A4.8. Viga 11. Viga reparada HRF 60kg/m³.

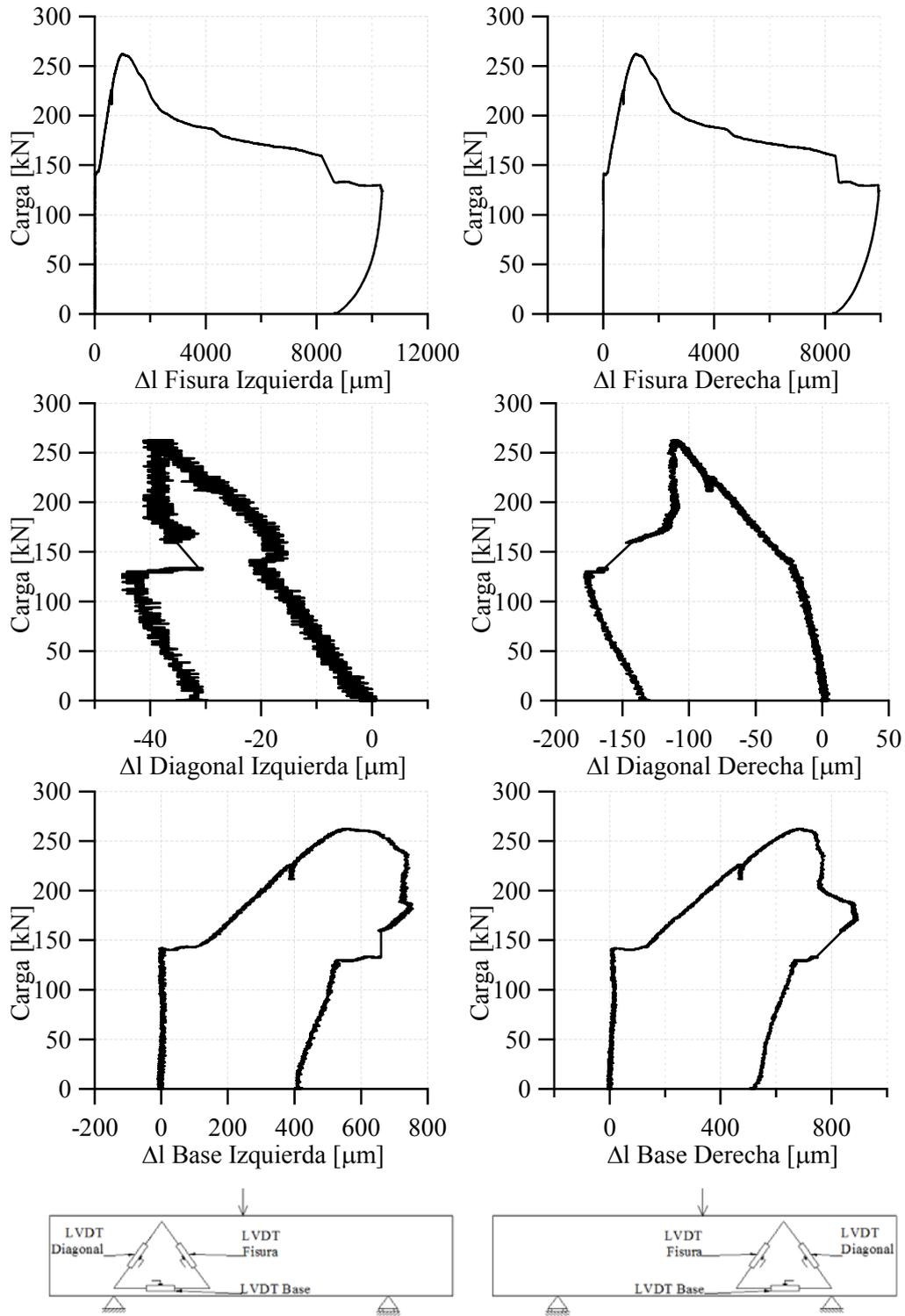


Figura A4.9. Viga 13. Viga reforzada HRF 60kg/m³.

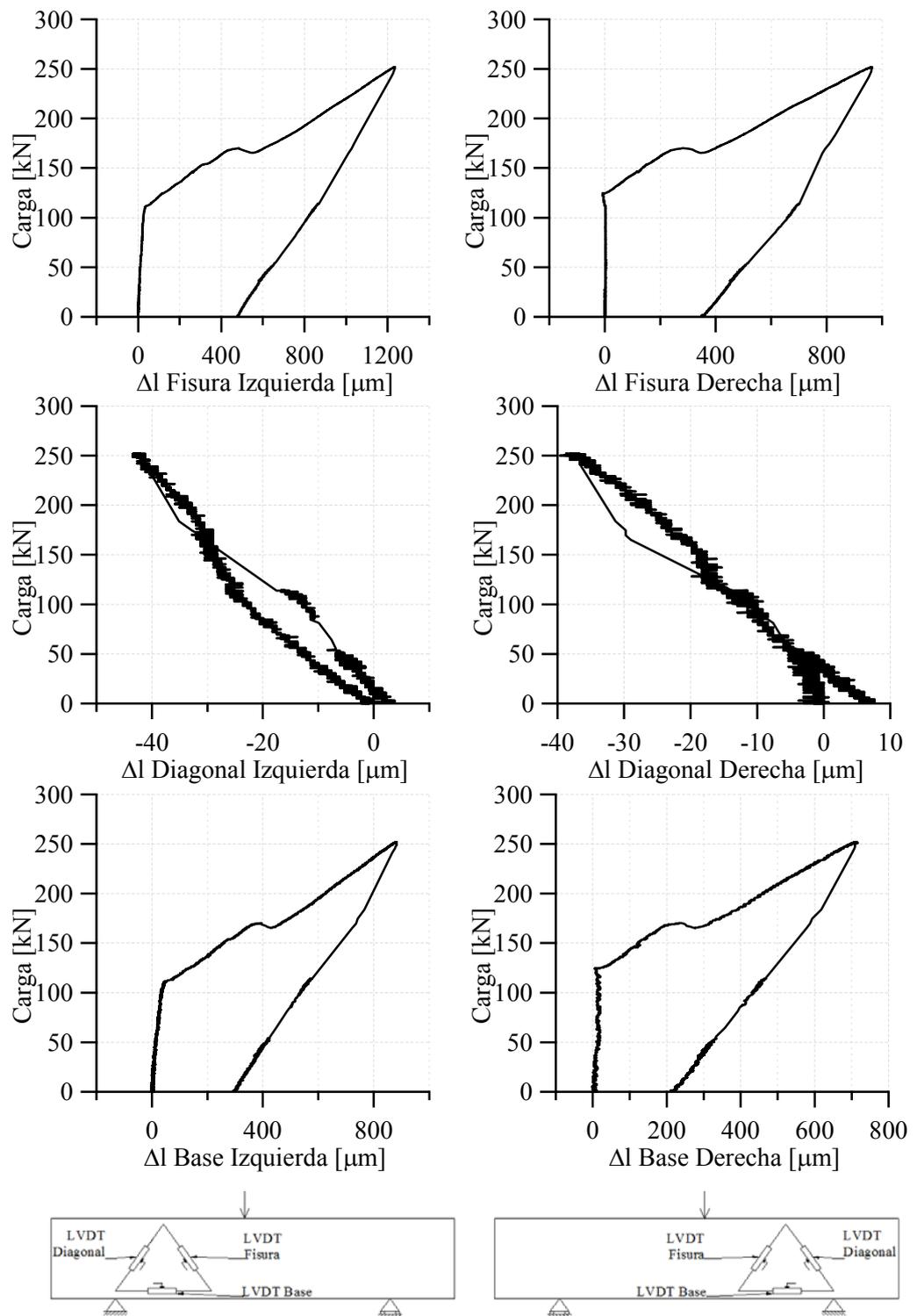


Figura A4.10. Viga 18. Viga sin estribos reforzada HRF 60kg/m³.

ANEXO B4: Comparaciones Múltiples ANOVA

B4.1. ANOVA de una vía de vigas con estribos reforzadas

En Tabla B4.1 se ven los datos necesarios para realizar el ANOVA de una vía (comparaciones múltiples) de las vigas reforzadas. Se comparan las respuestas de las vigas sin refuerzo contra las reforzadas con diferentes contenidos de fibras.

Tabla B4.1. Datos para el ANOVA de una vía de vigas reforzadas para $\delta=4\text{mm}$.

| Repeticiones | Niveles del Factor Refuerzo - Tratamientos | | | |
|--------------|--------------------------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | Sin refuerzo | HRF 0kg/m ³ | HRF 30kg/m ³ | HRF 60kg/m ³ |
| 1 | 203.64 | 262.604 | 263.947 | 294.846 |
| 2 | 242.48 | 152.756 | 272.644 | 252.975 |
| 3 | 226.32 | | | |
| 4 | 192.58 | | | |
| 5 | 219.91 | | | |
| 6 | 181.29 | | | |
| 7 | 169.24 | | | |
| 8 | 185.18 | | | |
| Total | 1620.63 | 415.36 | 536.59 | 547.82 |
| Medias | 202.58 | 207.68 | 268.30 | 273.91 |

En Figura B4.1 se presentan los intervalos de confianza de Bonferroni de 90% para desviaciones estándares necesarios para la prueba estadística de homogeneidad de varianzas. La prueba de Bartlett (distribución normal) arroja una estadística de prueba = 4.56 y un valor $p = 0.207$, por lo que la homogeneidad de varianzas es satisfactoria y se continúa con el ANOVA.

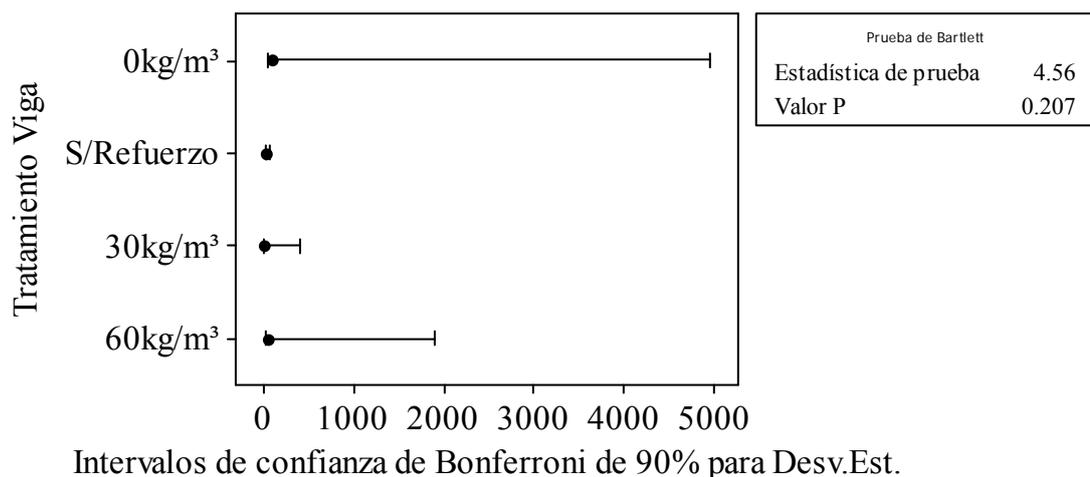


Figura B4.1. Intervalos de confianza de Bonferroni y test de homogeneidad de varianza de carga de vigas reforzadas para $\delta=4\text{mm}$.

En Tabla B4.2 se muestra el ANOVA de las vigas con estribos reforzadas. El valor p obtenido es 0.046.

Tabla B4.2. Análisis de varianza de una vía de vigas reforzadas para $\delta=4\text{mm}$.

| Fuente de Variación | Grados de Libertad | Suma de Cuadrados | Medias Cuadráticas | Coefficiente F | Probabilidad P |
|----------------------------------|--------------------|-------------------|--------------------|----------------|----------------|
| Entre Trat. (Refuerzo) | 3 | 13092 | 4364 | 3.84 | 0.046 |
| Dentro de Trat. (Error residual) | 10 | 11372 | 1137 | | |
| Total | 13 | 24465 | | | |

En Tabla B4.3 se muestra el resumen de las comparaciones de Dunnett en las cuales se comparan las respuestas de las vigas sin estribos reforzadas con HRF con diferentes contenidos de fibras contra las vigas con estribos sin refuerzo.

Tabla B4.3. Comparación de Dunnett con un control. Intervalos para media de tratamientos menos media de control de vigas reforzadas con HRF para $\delta=4\text{mm}$.

Nivel de significancia de la familia = 0.1

Nivel de significancia individual = 0.0374

Valor crítico = 2.40

Control (nivel del factor refuerzo) = Vigas sin refuerzo.

| Nivel - Refuerzo | Inferior | Centro | Superior | Igualdad |
|------------------------|----------|--------|----------|----------|
| HRF0kg/m ³ | -58.85 | 5.10 | 69.05 | = |
| HRF30kg/m ³ | 1.77 | 65.72 | 129.67 | ≠ |
| HRF60kg/m ³ | 7.38 | 71.33 | 135.28 | ≠ |

En Figura B4.2 se puede ver un gráfico de probabilidad normal de residuos y uno de residuos vs orden de observación para la respuesta carga. Del gráfico de la izquierda se controla el supuesto de normalidad de datos y del derecho que los residuos posean media cero.

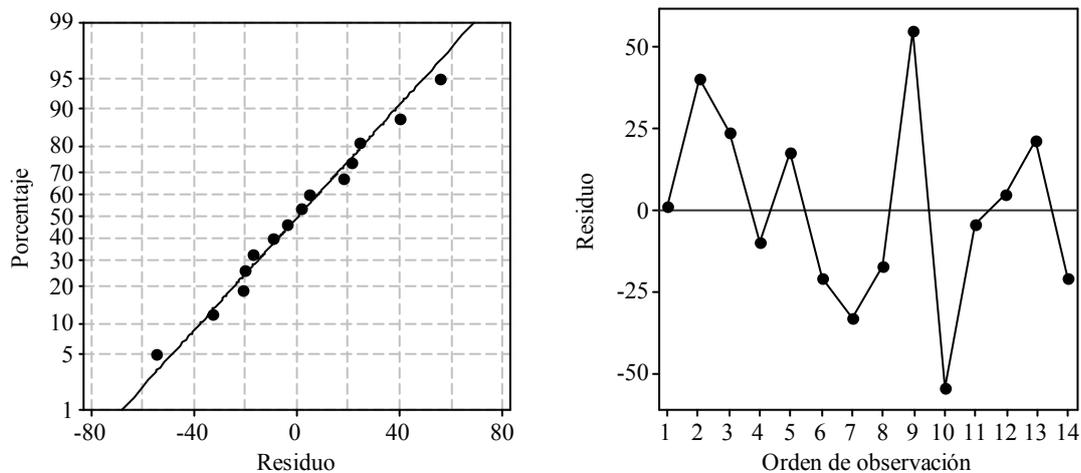


Figura B4.2. Gráfica de probabilidad normal de residuos y residuos vs orden de observación para la respuesta carga de las vigas sin refuerzo y las reforzadas para un desplazamiento de 4mm.

El ANOVA anterior permite concluir que hay diferencias estadísticamente significativas entre tratamientos, es decir diferencias entre los niveles del factor refuerzo de vigas (la respuesta de las vigas sin refuerzo, las reforzadas con 0kg/m^3 , con 30kg/m^3 y con 60kg/m^3 son diferentes). La comparación de a pares tomando como control las vigas sin refuerzo (es decir se comparan las respuestas de las vigas reforzadas contra las vigas sin refuerzo) muestra que no hay diferencias significativas con las vigas reforzadas con HRF con 0kg/m^3 de fibras, mientras que las vigas reforzadas con HRF con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras son diferentes a las de control pues resistieron mayor carga.

B4.2. Test de medias apareadas para vigas reparadas

En Tabla B4.4 se presenta el test de comparación de medias apareadas para las vigas reparadas para desplazamiento de 4mm. Se utiliza este test pues las poblaciones vigas sin refuerzo y vigas reparadas no son independientes. Se realiza un test para cada tratamiento de reparación.

Para todos los test se utilizan las mismas hipótesis:

$$H_0: \mu_d = 0 \text{ (las diferencias son nulas)}$$

$$H_1: \mu_d \neq 0 \text{ (las diferencias no son nulas)}$$

y el estadístico

$$t = \frac{\bar{x}_d - \mu_d}{s_d / \sqrt{n}}$$

con

\bar{x}_d Promedio de diferencias de la muestra x

μ_d Promedio de diferencias de la población, en este caso es 0

s_d Desviación estándar de diferencias de la muestra

n Tamaño de la muestra x

De los resultados del test se tiene que para un nivel de significación $\alpha=0.1$ no se observan diferencias significativas entre las vigas sin refuerzo y reparadas con HRF con 0kg/m^3 y 30kg/m^3 de fibras. Para las reparadas con HRF con 60kg/m^3 de fibras hay evidencia suficiente para rechazar H_0 , lo que indica que la reparación si influyó en la respuesta carga. Sin embargo se destaca que el número de observaciones es bajo. Por ello al calcular la probabilidad de observar el estadístico que se tiene o valor p para el caso de las vigas reparadas con HRF con 60kg/m^3 de fibras, aún cumpliendo con la condición de caer en la región de rechazo de hipótesis nula, $t_o > t_{n-1}^{\alpha/2}$, el valor p no es tan pequeño pues solo se tiene 1 grado de libertad para calcular la probabilidad en la distribución t de student.

Tabla B4.4. Test de comparación de medias apareadas vigas reparadas para $\delta=4\text{mm}$.

| Material Reparación | Carga Sin Refuerzo | Carga Reforzada | Diferencia x_d | \bar{x}_d | s_d | n | t_o | $t_{n-1}^{0.95}$ | Valor P |
|----------------------------|--------------------|-----------------|------------------|-------------|-------|-----|-------|------------------|---------|
| HRF 0kg/m ³ | 192.58 | 220.12 | 27.54 | 35.12 | 40.76 | 3 | 1.49 | 2.92 | 0.274 |
| | 181.29 | 260.42 | 79.13 | | | | | | |
| | 203.64 | 202.32 | -1.33 | | | | | | |
| HRF 30kg/m ³ | 226.32 | 297.35 | 71.03 | 40.49 | 35.40 | 3 | 1.98 | 2.92 | 0.186 |
| | 242.48 | 244.17 | 1.70 | | | | | | |
| | 219.91 | 268.65 | 48.74 | | | | | | |
| HRF 60kg/m ³ | 169.24 | 292.37 | 123.14 | 114.42 | 12.33 | 2 | 13.12 | 6.31 | 0.0484 |
| | 185.18 | 290.88 | 105.70 | | | | | | |

B4.3. ANOVA de dos vías de vigas reparadas

Para realizar el ANOVA de dos vías es necesario reordenar los datos mostrados en Tabla B4.4 agrupándolos en 8 bloques correspondientes a las 8 vigas ensayadas donde para cada viga se tiene que fue ensayada sin refuerzo y reparada con HRF con la cantidad de fibras correspondiente a cada viga (ver Tabla B4.5). Debe destacarse que el conjunto de datos no está balanceado ya que para las vigas reparadas con HRF con 60kg/m³ de fibras se tienen solo 2 ensayos.

Tabla B4.5. Datos para el ANOVA de dos vías de vigas reparadas para $\delta=4\text{mm}$.

| Bloque Viga | Tratamiento Reparación | Respuesta Carga |
|-------------|-------------------------|-----------------|
| 1 | Sin Refuerzo | 192.58 |
| | HRF 0kg/m ³ | 220.12 |
| 2 | Sin Refuerzo | 181.29 |
| | HRF 0kg/m ³ | 260.42 |
| 3 | Sin Refuerzo | 203.64 |
| | HRF 0kg/m ³ | 202.32 |
| 4 | Sin Refuerzo | 226.32 |
| | HRF 30kg/m ³ | 297.35 |
| 5 | Sin Refuerzo | 242.48 |
| | HRF 30kg/m ³ | 244.17 |
| 6 | Sin Refuerzo | 219.91 |
| | HRF 30kg/m ³ | 268.65 |
| 7 | Sin Refuerzo | 169.24 |
| | HRF 60kg/m ³ | 292.37 |
| 8 | Sin Refuerzo | 185.18 |
| | HRF 60kg/m ³ | 290.88 |

El test de heterocedasticidad (análogo a la prueba de homogeneidad de varianzas) para ANOVA de dos vías de Breusch-Pagan / Cook-Weisberg bajo la H_0 : *Varianza Constante* para la variable “Tratamiento” arroja un estadístico $\chi^2_{(1)} = 0.68$ y un valor p de 0.4091 por lo que sí se puede realizar el ANOVA de dos vías.

En Tabla B4.6 se puede ver el ANOVA de dos vías de las vigas reparadas. En la parte superior hay un resumen de la regresión. El modelo se ajustó con 16 observaciones, se muestra también la raíz cuadrada de la Media cuadrada del Error, el R^2 y el R^2 Ajustado. La primera línea del ANOVA de dos vías corresponde al Modelo y se puede ver que no es tan significativo pues solo lo es a un nivel del 7.48%, lo cual es bueno. La siguiente línea corresponde al Bloque “Vigas” y el valor p de 0.4729 significa que se mantiene la hipótesis nula de igualdad entre Bloques; esto es positivo ya que me dice que estadísticamente no se encuentran diferencias significativas entre bloques, es decir las vigas estudiadas. A continuación está la línea correspondiente al Tratamiento “Reparación”, y como el valor p es bajo, se rechaza la igualdad entre tratamientos y se mantiene la hipótesis alternativa de que no son iguales los tratamientos. Como es usual en las tablas de ANOVA siguen las filas correspondientes al Error Residual y los Totales.

Como el único factor significativo es la “Reparación”, entonces se estudiarían los niveles de ese factor.

Tabla B4.6. ANOVA de dos vías de vigas reparadas para $\delta=4\text{mm}$.

| Número de Observaciones = 16 | | | $R^2 = 0.8852$ | | |
|------------------------------------------------------|--------------------|-------------------|-------------------------|----------------|----------------|
| $\sqrt{\text{Media Cuadrática del Error}} = 24.4553$ | | | R^2 Ajustado = 0.6555 | | |
| Fuente de Variación | Grados de Libertad | Suma de Cuadrados | Medias Cuadráticas | Coefficiente F | Probabilidad P |
| Modelo | 10 | 23048 | 2305 | 3.85 | 0.0748 |
| Vigas | 7 | 4625 | 661 | 1.10 | 0.4729 |
| Reparación | 3 | 17400 | 5800 | 9.70 | 0.0159 |
| Error Residual | 5 | 2990 | 598 | | |
| Total | 15 | 26038 | 1736 | | |

B4.4. ANOVA de una vía para factor reparación

Para realizar esta prueba se usan los datos de Tabla B4.5 pero sin tener en cuenta el bloque “vigas”.

En Figura B4.3 se presentan los test de homogeneidad de varianza de Bartlett (distribución Normal) y Levene (cualquier distribución continua), los que presentan valor p de 0.216 y 0.417 respectivamente por lo que se mantiene la hipótesis de igualdad de varianzas y se puede realizar el ANOVA.

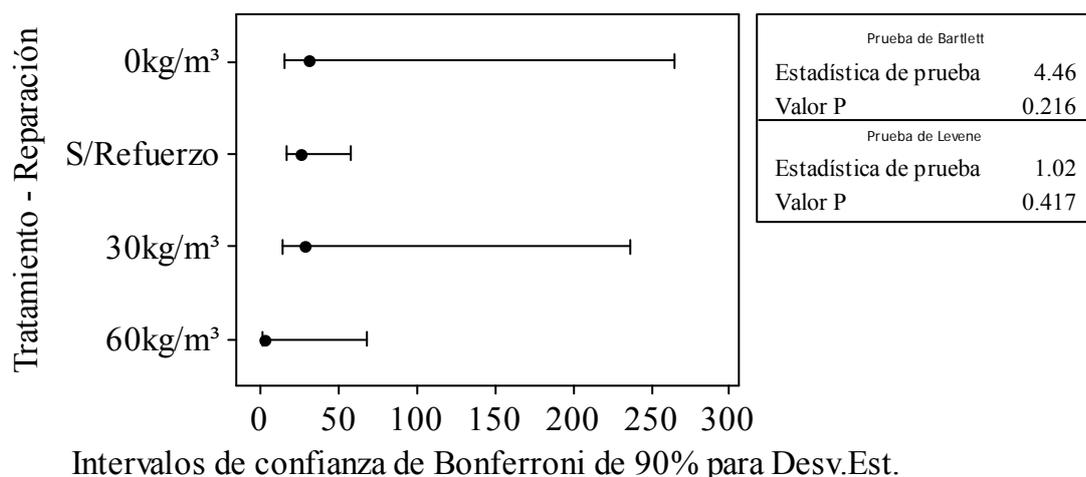


Figura B4.3. Intervalos de confianza de Bonferroni y Test de homogeneidad de varianza de carga de vigas reparadas para $\delta=4\text{mm}$.

En Tabla B4.7 se presenta el ANOVA de una vía para las vigas reparadas. Como el valor p es pequeño se puede rechazar la hipótesis nula de igualdad de medias y sostener que hay diferencias estadísticas entre los tratamientos.

Tabla B4.7. ANOVA de una vía de vigas reparadas para $\delta=4\text{mm}$.

| Fuente de Variación | Grados de Libertad | Suma de Cuadrados | Medias Cuadráticas | Coficiente F | Probabilidad P |
|-----------------------------------------|--------------------|-------------------|--------------------|--------------|----------------|
| Entre Tratamientos (Refuerzo) | 3 | 18423 | 6141 | 9.68 | 0.002 |
| Dentro de Tratamientos (Error residual) | 12 | 7615 | 635 | | |
| Total | 15 | 26038 | | | |

El test de Dunnett presentado en Tabla B4.8 utiliza como grupo de control las vigas sin refuerzo, es decir las respuestas de las vigas reparadas se comparan contra la de las vigas sin refuerzo. El test permite identificar a las vigas reparadas con HRF con 0kg/m^3 de fibras como con comportamiento igual al de las vigas usadas como control mientras que las vigas reparadas con HRF con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras son diferentes pues resistieron mayor carga que las sin refuerzo usadas como grupo de control.

Tabla B4.8. Comparación de Dunnett con un control. Intervalos para media de tratamientos menos media de control de vigas reparadas con HRF para $\delta=4\text{mm}$.

Nivel de significancia de la familia = 0.1

Nivel de significancia individual = 0.0374

Valor crítico = 2.34

Control (nivel del factor refuerzo) = Vigas sin refuerzo.

| Nivel - Refuerzo | Inferior | Centro | Superior | Igualdad |
|-----------------------|----------|--------|----------|----------|
| HRF 0kg/m^3 | -14.87 | 25.04 | 64.95 | = |
| HRF 30kg/m^3 | 27.57 | 67.48 | 107.39 | \neq |
| HRF 60kg/m^3 | 42.44 | 89.05 | 135.65 | \neq |

En Figura B4.4 se muestra el diagnóstico del ANOVA, allí se controlan los supuestos de normalidad y media de residuos cero.

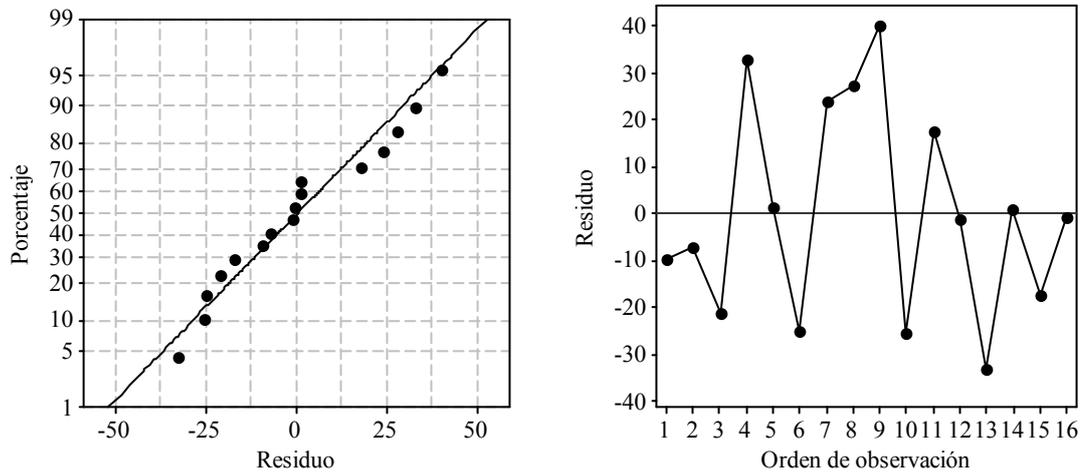


Figura B4.4. Gráfica de probabilidad normal de residuos y residuos vs orden de observación para la respuesta carga de las vigas sin refuerzo y las reparadas para $\delta=4\text{mm}$.

B4.5. Estadística no paramétrica para vigas reparadas

A continuación se aplicarán pruebas no paramétricas a las vigas sin refuerzo y las reparadas agrupándolas en tres conjuntos correspondientes al material con que se realizó la reparación. Es decir se realizarán los test no paramétricos a los conjuntos de vigas mostrados en Figura 4.67.

B4.5.1 Prueba de Rango con Signo

La prueba de Rango con Signo utiliza dirección y magnitud de las diferencias entre los pares de observaciones y es comúnmente llamada prueba de rango y signo de Wilcoxon (Walpole, et al., 1999). La Tabla B4.9 muestra esta prueba para la comparación de vigas sin refuerzo contra las vigas reparadas con HRF con 30kg/m^3 de fibras. Las pruebas de las otras vigas reparadas no se muestran pero en Tabla 4.6 se resume la conclusión de los test, es decir el valor p de todos los casos.

Tabla B4.9. Prueba de Rango con Signo para cargas de vigas sin refuerzo vs vigas reparadas con HRF con 30kg/m³ de fibras para $\delta=4\text{mm}$.

| Signo | Observaciones | Suma de Rangos | Esperado |
|----------------------|---------------|----------------|----------|
| Positivo | 0 | 0 | 3 |
| Negativo | 3 | 6 | 3 |
| Cero | 0 | 0 | 0 |
| Total | 3 | 6 | 6 |
| Varianza sin ajustar | | 3.50 | |
| Ajuste por empates | | 0.00 | |
| Ajuste por ceros | | 0.00 | |
| Varianza ajustada | | 3.50 | |

$$z = -1.604$$

$$\text{Probabilidad} > |z| = 0.1088$$

B4.5.2 Prueba de Suma de Rangos

La prueba de Suma de Rangos de Wilcoxon es una alternativa apropiada a la prueba t de dos muestras. Estrictamente esta prueba debe aplicarse a muestras independientes, es decir no debe haber apareamiento de las observaciones (Walpole, et al., 1999). La Tabla B4.10 muestra esta prueba para la comparación de vigas sin refuerzo contra las vigas reparadas con HRF con 30kg/m³ de fibras. Igualmente los resultados de las pruebas de las otras vigas reparadas se resumen en Tabla 4.6.

Tabla B4.10. Prueba de Suma de Rangos para cargas de vigas sin refuerzo vs vigas reparadas con HRF con 30kg/m³ de fibras para $\delta=4\text{mm}$.

| Tratamiento | Observaciones | Suma de Rangos | Esperado |
|------------------------------|---------------|----------------|----------|
| Sin Refuerzo | 3 | 6 | 10.5 |
| Rep. HRF 30kg/m ³ | 3 | 15 | 10.5 |
| Combinado | 6 | 21 | 21 |
| Varianza sin ajustar | 5.25 | | |
| Ajuste por empates | 0.00 | | |
| Varianza ajustada | 5.25 | | |

$$z = -1.964$$

$$\text{Probabilidad} > |z| = 0.0495$$

CAPÍTULO 5: Simulación Numérica

5.1. Introducción

Una de las limitaciones del material en el uso práctico es la falta de herramientas que permitan predecir el comportamiento de estructuras construidas, reforzadas o reparadas con HRF. Mientras el comportamiento del hormigón bajo cargas multiaxiales ha sido relativamente bien estudiado, documentado y modelado por numerosos investigadores, los ensayos de HRF bajo cargas multiaxiales y los modelos desarrollados para predecir su comportamiento y las tensiones y deformaciones bajo dichas condiciones de carga son aún muy pocos (Swaddiwudhipong & Seow, 2006).

En términos generales, se pueden clasificar los modelos constitutivos para HRF en macro-modelos y los micro-modelos (Luccioni, et al., 2012).

En los macro-modelos se representa al material como un material homogéneo equivalente con propiedades promedio. 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 de HRF utilizando modelos originalmente desarrollados para hormigón como el modelo de micro-planos (Liu, et al., 2009), modelos multifisuras distribuidas (Chalioris & Karayannis, 2009), modelos de fisuras discretas, modelos plásticos como el modelo de Willam-Warke (Özcan, et al., 2009), modelos de hormigón confinado (Tokgoz & Dundar, 2010), modelos no lineales calibrados con resultados experimentales de ensayos de compresión y tracción (Campioni & 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. Al usar modelos originalmente desarrollados para hormigón se modifica la respuesta en tracción para tener en cuenta el efecto de las fibras. Entonces el problema es obtener la curva de tracción que puede ser medida en un ensayo de tracción u obtenida indirectamente de ensayos de flexión. La mayor desventaja de este tipo de enfoques es que, al no tener en cuenta explícitamente las fibras, se deben realizar ensayos para cada tipo de fibras y dosificación.

Muchos de estos problemas se pueden evitar mediante los enfoques micro-mecánicos que tienen en cuenta explícitamente el aporte de la matriz, las fibras e incluso la interfaz fibra/matriz en algunos casos. Los modelos derivados de esta forma tienen dos puntos importantes: la obtención de la fuerza de una fibra cosiendo la fisura en términos de microparámetros o lo que normalmente se denomina curva de arrancamiento o *pull-out* y la obtención del comportamiento del compuesto para una distribución de fibras dada. Los distintos modelos difieren en la forma en que estos dos aspectos se desarrollan. La curva de arrancamiento puede obtenerse experimentalmente o con un modelo micromecánico. Adicionalmente, el comportamiento del HRF puede ser obtenido mediante técnicas de homogeneización a partir de las propiedades de los constituyentes (hormigón y fibras) y la forma, proporción de volumen, orientación y distribución de las fibras o, alternativamente, las fibras pueden ser modeladas explícitamente usando

diferentes tipos de elementos discretos. La mayor desventaja de este tipo de enfoque es el costo computacional referido a capacidad y tiempo de cálculo.

En la bibliografía existen pocos trabajos referidos a reparación con HRF, y menos aún trabajos que traten daño frente a solicitaciones mecánicas, en especial de corte. Tampoco se encuentran aplicaciones de estos modelos a la simulación del comportamiento de elementos reparados o reforzados con HRF. Se destaca el trabajo de (Martinola, et al., 2010) que trata el refuerzo de vigas de hormigón armado sometidas a flexión de cuatro puntos con hormigón de alta performance reforzado con fibras presentando la simulación numérica y comparación con la reparación de una única viga solicitada inicialmente hasta alcanzar la fluencia de la armadura longitudinal.

En este capítulo se realiza la simulación numérica de ensayos de caracterización y de las vigas de hormigón armado ensayadas.

Tanto el hormigón armado tradicional como el HRF se modelan mediante teoría de mezclas modificada para materiales anisótropos que permite tener en cuenta el comportamiento de las fibras de manera aproximada. Partiendo de modelos ya desarrollados, en esta tesis se adapta el modelo de fibras largas para poder reproducir los fenómenos presentes en fibras de acero (cortas y con gancho) y se combinan adecuadamente los modelos para reproducir el comportamiento del material compuesto HRF.

Para la obtención de los parámetros intervinientes en estos modelos se utilizan los resultados experimentales de ensayos de caracterización de materiales.

En primer lugar, se describe el modelo constitutivo utilizado. La contribución de las fibras del HRF es tenida en cuenta de forma aproximada discriminando proporción y orientación de fibras. Para ello se tienen en cuenta los ensayos de extracción, arrancamiento de fibras o *pull-out* realizados como parte de otro trabajo de investigación (Isla, et al., 2010) (Isla, et al., 2012).

Luego se describe el programa de elementos finitos usado, las mejoras introducidas en éste y el algoritmo desarrollado para reproducir el comportamiento de las vigas reparadas.

Con el programa se simulan los ensayos de caracterización de los materiales componentes y se calibran sus propiedades. Luego se reproducen los ensayos de la serie experimental. El capítulo se completa con la comparación de los resultados numéricos con los experimentales. Dicha comparación permite validar la herramienta numérica que permite predecir el comportamiento de alternativas no ensayadas resultando útil para el diseño de este tipo de refuerzo/reparación.

5.2. Modelos Constitutivos

5.2.1. Modelo de material compuesto

El hormigón con fibras puede ser considerado como un material compuesto con una matriz de hormigón y fibras cortas con distintas orientaciones dispersas en el volumen.

Una forma simple de modelar el comportamiento de materiales compuestos es la teoría de mezclas. En esta tesis se utiliza la teoría de mezclas de materiales ortótropos para obtener el comportamiento del hormigón con fibras llevando cuenta de lo que ocurre en el hormigón y lo que ocurre en las fibras. En particular, se tiene en cuenta la anisotropía y el posible deslizamiento de las fibras de manera simplificada.

La teoría de mezclas para materiales compuestos permite considerar el comportamiento simultáneo de todas las fases de un compuesto y, a partir de la combinación de los mismos obtener el comportamiento del conjunto. Cada una de las sustancias básicas puede tener una ley constitutiva propia, isótropa o anisótropa.

La teoría de mezclas de sustancias básicas en su forma clásica (Truesdell & Toupin, 1960) se basa en las siguientes hipótesis:

- i. En cada volumen infinitesimal del compuesto participan el conjunto de sustancias componentes.
- ii. Cada componente contribuye en el comportamiento del compuesto en la misma proporción que su participación volumétrica.
- iii. El volumen ocupado por cada componente es menor que el volumen ocupado por el compuesto.
- iv. Todos los componentes poseen la misma deformación (ecuación de cierre o compatibilidad).

Para pequeñas deformaciones, la última hipótesis se escribe como:

$$\varepsilon_{ij} = (\varepsilon_{ij})_1 = (\varepsilon_{ij})_2 = \dots = (\varepsilon_{ij})_n \quad (5.1)$$

donde ε_{ij} y $(\varepsilon_{ij})_n$ son los tensores de deformación del conjunto y de la n-ésima componente del material.

Por otro lado, la energía libre por unidad de volumen del compuesto puede escribirse como

$$\Psi_c(\varepsilon_{ij}, \alpha_i) = \sum_{c=1}^n k_c \Psi_c(\varepsilon_{ij}, \alpha_{ci}) \quad (5.2)$$

donde $\Psi_c(\varepsilon_{ij}, \alpha_{ci})$ es la energía libre por unidad de volumen correspondiente a cada una de las n sustancias componentes, $k_c = dV_c/dV$ su fracción de volumen y α_{ci} un conjunto de variables internas correspondiente a dicha componente.

La ecuación constitutiva secante puede obtenerse a partir de las relaciones de Coleman que garantizan el cumplimiento de la desigualdad de Clasius Duhem (Lubliner, 1972):

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial \Psi(\varepsilon_{kl}, \alpha_k)}{\partial \varepsilon_{ij}} = \sum_{c=1}^n k_c \frac{\partial \Psi_c(\varepsilon_{kl}, \alpha_{kc})}{\partial \varepsilon_{ij}} = \sum_{c=1}^n k_c (\sigma_{ij})_c \quad (5.3)$$

donde las tensiones en cada una de las componentes $(\sigma_{ij})_c$ se obtienen de las ecuaciones constitutivas correspondientes. Para el hormigón se utiliza el modelo de daño plástico modificado y para las fibras de acero un modelo elastoplástico ortótropo en el que se considera el comportamiento de las fibras de manera simplificada.

En este caso se considera al HRF como un compuesto formado por matriz de hormigón y fibras en tres direcciones (x, y, z). No se considera explícitamente la interfaz fibra/matriz. De manera que la ecuación de compatibilidad se escribe como

$$(\varepsilon_{ij})_{HRF} = (\varepsilon_{ij})_{H^0} = (\varepsilon_{ij})_{Fx} = (\varepsilon_{ij})_{Fy} = (\varepsilon_{ij})_{Fz} \quad (5.4)$$

Pero esta es una condición muy fuerte. Es sabido que el deslizamiento de las fibras respecto de la matriz juega un papel importante en el comportamiento del HRF. Para tener en cuenta este deslizamiento sin modelar la interfaz, se modifica el modelo de las

fibras. Se supone que la deformación total de las fibras está compuesta por la deformación elástica, una deformación plástica y la debida al deslizamiento relativo a la matriz.

$$(\varepsilon_{ij})_F = (\varepsilon_{ij}^e)_F + (\varepsilon_{ij}^p)_F + (\varepsilon_{ij}^d)_F \quad (5.5)$$

Las dos últimas componentes constituyen la deformación inelástica del conjunto fibra+interfaz. Sólo las dos primeras componentes ocurren estrictamente en las fibras, de manera que la deformación de las fibras mismas no coincide con la de la matriz.

5.2.2. Modelo constitutivo utilizado para el hormigón

Para el hormigón se utiliza el modelo de daño plástico modificado (Luccioni & Rougier, 2005), (Rougier & Luccioni, 2007) que permite simular el comportamiento de materiales friccionales del tipo hormigón sometidos a altos niveles de confinamiento.

Es un modelo que deriva de una generalización de la teoría clásica de la plasticidad (Oller, 1988); (Lubliner, et al., 1989); (Luccioni, et al., 1996). La adopción de una función de fluencia de segundo grado en las componentes del tensor de tensiones, obtenida a partir de una modificación del criterio de fluencia de Lubliner-Oller (Oller, 1988), permite alcanzar valores de resistencia última muy próximos a los resultados obtenidos experimentalmente para hormigón simple.

El proceso plástico se describe a partir de una generalización de la teoría de la plasticidad clásica que permite tener en cuenta algunos aspectos del comportamiento de geomateriales.

El límite del comportamiento elástico se describe a través de una función de fluencia:

$$F(\sigma_{ij}; \kappa^p) = f(\sigma_{ij}) - K(\sigma_{ij}; \kappa^p) \leq 0 \quad (5.6)$$

donde $f(\sigma_{ij})$ es la tensión equivalente definida en el espacio de tensiones. $K(\sigma_{ij}; \kappa^p)$ es el umbral de fluencia y κ^p es la variable de daño plástico o variable de endurecimiento isótropo. En esta tesis se utiliza el criterio de Lubliner-Oller modificado (Luccioni & Rougier, 2005)

$$F(\sigma_{ij}; \kappa^p) = \sqrt{3J_2} + \alpha I_1 + \beta \langle \sigma_{max} \rangle - \gamma \langle -\sigma_{max} \rangle + \frac{\delta}{K(\kappa^p)} (1 - \alpha) I_1^2 - K(\sigma_{ij}; \kappa^p) (1 - \alpha) (1 + \delta) = 0 \quad (5.7)$$

donde α , β , γ y δ son parámetros materiales que determinan la forma de la función de fluencia. I_1 es el primer invariante del tensor de tensiones, J_2 es el segundo invariante del tensor desviador de tensiones, $K(\sigma_{ij}; \kappa^p)$ representa la evolución del umbral de fluencia equivalente y σ_{max} es la tensión principal mayor: $\sigma_3 \leq \sigma_2 \leq \sigma_1 = \sigma_{max}$, cuya expresión es la siguiente

$$\sigma_{max} = 2 \frac{\sqrt{J_2}}{\sqrt{3}} \text{sen} \left(\theta + \frac{2\pi}{3} \right) + \frac{I_1}{3} \quad (5.8)$$

donde θ es el ángulo de similaridad o ángulo de Lode

$$\text{sen}(3\theta) = -\frac{3\sqrt{3}J_3}{2(J_2)^{3/2}} \quad (5.9)$$

y J_3 es el tercer invariante del tensor desviador de tensiones.

La determinación de los parámetros α , β , γ y δ se realiza de igual forma que en el modelo de (Luccioni & Rougier, 2005).

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

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\sigma_{mn}; \kappa^p)}{\partial \sigma_{ij}} \quad (5.10)$$

donde $\dot{\lambda}$ 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 a la unidad y 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. La regla de evolución de la variable de endurecimiento plástico tiene en cuenta el comportamiento diferenciado en tracción y compresión y permite simular adecuadamente la disipación de energía en compresión triaxial de materiales como el hormigón (Rougier & Luccioni, 2007)

$$\dot{\kappa}^p = \left[\frac{r}{g_f^{*p}} + \frac{(1-r)}{g_c^{*p}} \right] \sigma_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij}^p \quad (5.11)$$

donde:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^3 \langle \sigma_i \rangle}{\sum_{i=1}^3 |\sigma_i|} \geq 0 \quad \langle \sigma_i \rangle = \frac{1}{2} [\sigma_i + |\sigma_i|] \quad (5.12)$$

σ_i : son las tensiones principales

$$g_f^{*p} = \left(\frac{\sum_{i=1}^3 |\sigma_i| R^{op}}{f^p(\sigma_{ij})} \right)^{1+H(-r)} g_f^p \quad g_c^{*p} = \left(\frac{\sum_{i=1}^3 |\sigma_i|}{f^p(\sigma_{ij})} \right)^{1+H(-r)} g_c^p \quad (5.13)$$

$$H(-r) \begin{cases} = 0 & \text{si } r > 0 \\ = 1 & \text{si } r = 0 \end{cases}$$

R^{op} es la relación entre los umbrales de fluencia en compresión uniaxial y en tracción uniaxial, g_f^p y g_c^p son las máximas densidades de energía disipadas por el proceso plástico en tracción uniaxial y compresión uniaxial respectivamente.

Estas energías pueden ser evaluadas como:

$$g_f^p = \frac{G_f}{l_c} \quad \text{y} \quad g_c^p = \frac{G_c}{l_c} \quad (5.14)$$

Donde G_f y G_c son las energías de fractura y aplastamiento respectivamente y l_c es un parámetro externo que depende del tamaño característico de la malla de elementos finitos y se introduce para obtener objetividad de la respuesta del sólido respecto del tamaño de la malla.

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

$$K(\sigma_{ij}, \kappa^p) = r\sigma_t(\kappa^p) + (1 - r)\sigma_c(\kappa^p) \quad (5.15)$$

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.

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

$$\dot{\lambda} \geq 0 \quad F^p \leq 0 \quad \dot{\lambda}F^p = 0 \quad (5.16)$$

5.2.3. Modelo constitutivo utilizado para las fibras

La teoría de mezclas clásica supone que todas las componentes tienen la misma deformación. Esto funciona relativamente bien en materiales compuestos con fibras largas cuando la sollicitación coincide con la dirección de las fibras. Sin embargo, a medida que la relación de aspecto de las fibras disminuye, el efecto de los extremos se hace progresivamente significativo ya que los campos de tensiones y deformaciones se modifican a causa de la discontinuidad. Este efecto es todavía más complejo en el caso de las fibras de acero estudiadas que presentan un gancho en la punta (Chanvillard, 1999); (Naaman, 2003). Debido a estos fenómenos la condición de compatibilidad expresada en (5.1) no se cumple exactamente.

Una forma de simular aproximadamente el comportamiento del hormigón con fibras utilizando la teoría de mezclas es modificar las ecuaciones constitutivas de las fibras (Luccioni & López, 2002); (Luccioni, et al., 2005); (Isla Calderón & Luccioni, 2008). Teniendo en cuenta que en este caso las fibras se deslizan antes de entrar en fluencia, se modifica el modelo elastoplástico isótropo convencional del acero reduciendo la tensión de fluencia en la dirección axial de las fibras. De esta manera, el umbral de plasticidad en esta dirección representa, en realidad, el umbral de deslizamiento de las fibras respecto del hormigón. El endurecimiento en esa dirección depende de los distintos mecanismos que se desarrollan en el proceso de arrancamiento.

Partiendo de las consideraciones anteriores, para las fibras de acero se utiliza un modelo elastoplástico para materiales ortótropos. De esta manera, se pueden tener en cuenta, no sólo la ortotropía elástica propia de la geometría de la fibra que sólo contribuye a resistir tensiones en la dirección axial, sino también la ortotropía en los umbrales de comportamiento inelástico que surge cuando se introduce el umbral de deslizamiento, menor a la tensión de fluencia, en la dirección axial de las fibras.

Para considerar la ortotropía el modelo parte de la hipótesis de que existen dos espacios (Betten, 1988); (Luccioni, et al., 1996): a) un espacio anisótropo real y b) un espacio ficticio isótropo. El problema se resuelve en el espacio isótropo ficticio lo que permite utilizar modelos elastoplásticos y de daño desarrollados para materiales isótropos.

Los tensores de tensión en ambos espacios están relacionados mediante una transformación del tipo:

$$\tau_{ij} = A_{ijkl}(\sigma_{ij}; \kappa^p) \sigma_{kl} \quad (5.17)$$

donde τ_{ij} y σ_{kl} son los tensores de tensión en los espacios ficticio y real respectivamente y A_{ijkl} es un tensor de cuarto orden, que contiene la información sobre la anisotropía del material. En el caso más general, este tensor es función del tipo de estado tensional y de la evolución del proceso elastoplástico a través de la variable de daño plástico κ^p (Luccioni, et al., 1996), que hace las veces de variable de endurecimiento plástico isótropo. En esta tesis se supone que las fibras son inicialmente ortótropas con tres ejes de simetría material y que la ortotropía se mantiene. Existen diferentes alternativas para definir el tensor A_{ijkl} en este caso (Oller, et al., 1995); (Car, et al., 1999); (Oller, et al., 2003). La forma más simple es un tensor diagonal de cuarto orden,

$$A_{ijkl} = \sum_{m=1}^3 \sum_{n=1}^3 \delta_{im} \delta_{jn} \delta_{km} \delta_{ln} \tau / \sigma_{mn} \quad (5.18)$$

donde τ es la resistencia en el espacio isótropo ficticio y σ_{mn} es la resistencia real en dirección n en el plano de normal m . Un enfoque más elaborado fue propuesto por Oller, et al., (2003).

El umbral de comienzo de comportamiento plástico o de daño se define mediante una función de fluencia o de daño:

$$F(\sigma_{ij}; \alpha) = \bar{F}(\tau_{ij}; \bar{\alpha}) = 0 \quad (5.19)$$

donde: F y \bar{F} designan las funciones de fluencia en los espacios anisótropo real e isótropo ficticio, y α y $\bar{\alpha}$ son variables internas correspondientes a dichos espacios.

La transformación de espacios definida por la ecuación (5.17) permite utilizar funciones de fluencia \bar{F} definidas para materiales isótropos en el espacio isótropo ficticio. Debe notarse, que dicho espacio es isótropo en cuanto a umbrales de comportamiento plástico, pero no necesariamente respecto a otras propiedades, por ejemplo la rigidez elástica. El caso particular de esta tesis, para las fibras de acero se utiliza el criterio de fluencia de Von Mises como función \bar{F} .

La deformación plástica en el espacio real se calcula mediante la regla del flujo:

$$\varepsilon_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (5.20)$$

donde G es la función de potencial definida en el espacio de tensiones reales. En lugar de trabajar con esta función que debe ser anisótropa, se puede trabajar con una función de potencial \bar{G} definida en el espacio isótropo ficticio tal que:

$$G(\sigma_{ij}; \alpha_k) = \bar{G}(\tau_{ij}; \bar{\alpha}_k) \quad (5.21)$$

Para las fibras se utiliza como función de potencial en el espacio isótropo ficticio \bar{G} , el criterio de Von Mises.

La ecuación (5.20) se escribe entonces:

$$\varepsilon_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial \bar{G}}{\partial \sigma_{ij}} = \dot{\lambda} \frac{\partial \bar{G}}{\partial \tau_{kl}} \frac{\partial \tau_{kl}}{\partial \sigma_{ij}} = \dot{\lambda} \frac{\partial \bar{G}}{\partial \tau_{kl}} H_{klij} = \dot{\lambda} R_{ij} \quad (5.22)$$

donde:

$$H_{klij} = \frac{\partial \tau_{kl}}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial (A_{klmn} \sigma_{mn})}{\partial \sigma_{ij}} = A_{klij} \quad (5.23)$$

La ecuación (5.22) muestra como el flujo plástico se orienta en la dirección de menor resistencia.

De manera análoga, la ley de evolución de las variables internas se escribe como:

$$\dot{\alpha}_m = \dot{\bar{\alpha}} = \dot{\lambda} h_{ij}^m \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} = \dot{\lambda} h_{ij}^m \frac{\partial \bar{G}}{\partial \tau_{kl}} \frac{\partial \tau_{kl}}{\partial \sigma_{ij}} = \dot{\lambda} h_{ij}^m R_{ij} \quad (5.24)$$

Como se mencionó, para modelar el comportamiento en tracción del HRF hace falta conocer la curva de arrancamiento de fibras que puede ser obtenida experimental o numéricamente. Dicha curva se usa para definir la curva de endurecimiento en la dirección axial de las fibras. En Figura 5.1 se muestra un esquema del ensayo de extracción de una fibra. En Figura 5.2 (Isla, et al., 2010) se muestra la respuesta al arrancamiento de fibras insertas en matriz de mortero de hormigón autocompactante de resistencia característica de diseño H-30 y en Figura 5.3 (Isla, et al., 2012) curvas de arrancamiento individual y promedio de fibras embebidas en matriz de hormigón autocompactante de resistencia característica H-80. Además en estas figuras se muestra la curva tensión desplazamiento plástico. La tensión se obtiene dividiendo la carga por el área de la sección transversal de la fibra y el desplazamiento plástico quitando la parte elástica al desplazamiento total.

Para las fibras rectas los mecanismos esenciales de adherencia son adhesión y fricción. Cuando se aplica a la fibra una fuerza axial la adhesión actúa en la longitud total de la fibra. Las tensiones de corte en la interfaz fibra/matriz no son uniformes y el máximo se da para las cercanías de la fisura. Si la fuerza axial se incrementa más allá de la resistencia de adherencia, la fibra comienza a deslizar y empieza a actuar la fricción. Cuando comienza la extracción se da una caída de carga y la resistencia es provista por la fricción. Para prevenir una caída abrupta de la resistencia una vez que se ha perdido la adherencia, se usan fibras con geometría especial como ser ganchos en los extremos, ondas o secciones poligonales. Para estos casos de geometría especial con algún tipo de anclaje se agrega una componente mecánica al arrancamiento. El deslizamiento se produce en un solo extremo de las fibras por vez, nunca simultáneo (Isla & Luccioni, 2009); (Isla, et al., 2010).

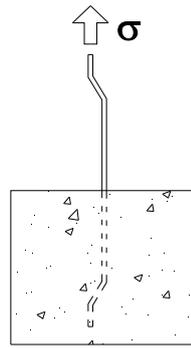


Figura 5.1. Esquema de ensayo de arrancamiento de fibra en matriz de hormigón.

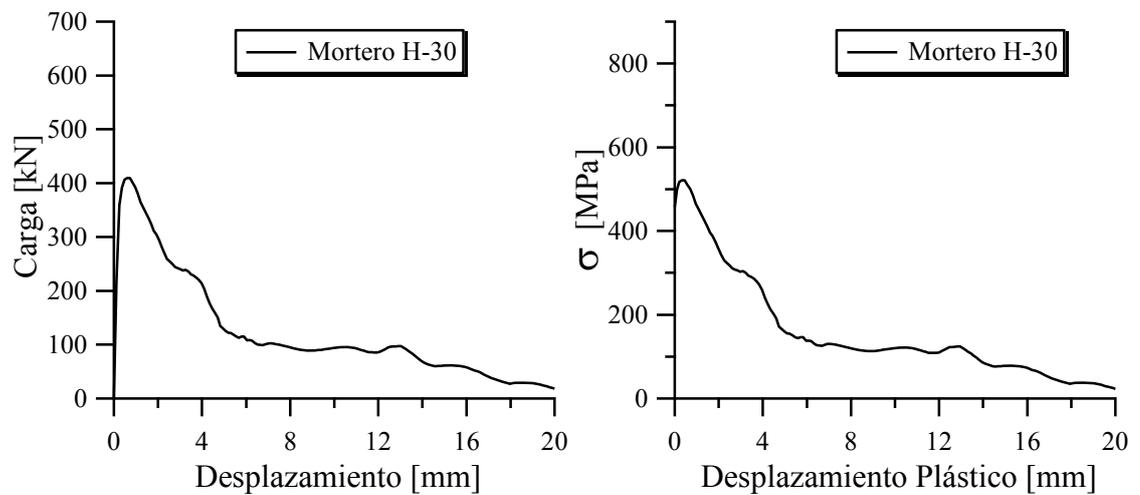


Figura 5.2. Ensayos experimentales de extracción de fibras $d_{fibra} = 1\text{mm}$, matriz de mortero de hormigón H-30 (Isla, et al., 2010) y curva tensión desplazamiento plástico de ensayos de extracción de fibras.

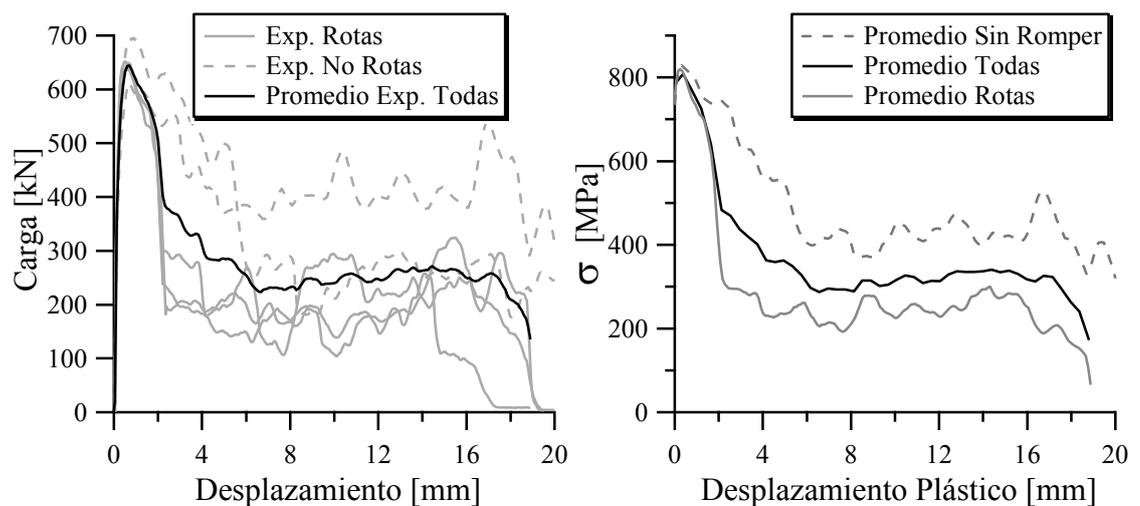


Figura 5.3. Ensayos experimentales de extracción de fibras $d_{fibra} = 1\text{mm}$, matriz de hormigón autocompactante H-80 (Isla, et al., 2012) y curva tensión desplazamiento plástico de ensayos de extracción de fibras.

No se tienen ensayos de tracción uniaxial del HRF usado, pero es posible obtener ese comportamiento mediante una simulación numérica.

Teniendo como dato la curva de arrancamiento, además de las propiedades mecánicas del hormigón, la proporción de fibras y sus propiedades mecánicas se puede obtener numéricamente el comportamiento uniaxial del HRF mediante la teoría de mezclas. Para la simulación de este ensayo se trabaja con teoría de mezclas y estado plano de tensiones. Se tienen en cuenta dos componentes, el hormigón y las fibras en la dirección axial ya que las dispuestas en las direcciones ortogonales a la carga no colaboran prácticamente. De los 60kg/m^3 de fibras se supone que el 40% está orientado en la dirección estudiada. En Figura 5.4 se pueden ver las curvas tensión desplazamiento del HRF con 60kg/m^3 de fibras y de sus componentes. Inserto en Figura 5.4 se puede ver la malla de EF usada y las condiciones de apoyo para la simulación uniaxial. El HRF llega a una carga máxima igual a la del hormigón simple, luego se forma un valle donde el material presenta ablandamiento y después endurecimiento. Este comportamiento se obtiene mediante la combinación de la etapa de ablandamiento del hormigón y el aporte de las fibras. La forma del resto de la curva es similar a la de las fibras, pues estas son las que tienen capacidad de mantener cargas. Se destaca que el comportamiento uniaxial del HRF es de “ablandamiento” pues las tensiones más allá del límite elástico son menores al pico lineal elástico. Sin embargo las vigas Rilem con HRF con 60kg/m^3 de fibras muestran un comportamiento en flexión con endurecimiento. Esto concuerda con lo expresado por otros autores (di Prisco, et al., 2009), (Naaman, 2007) de que se puede obtener endurecimiento en flexión de vigas de material que presenta ablandamiento en tracción directa.

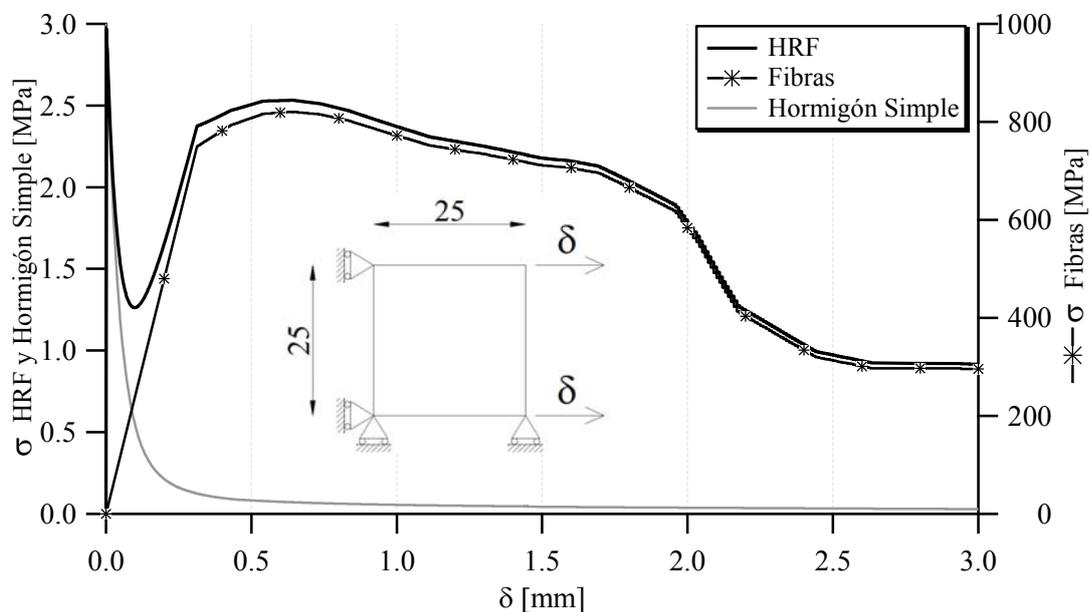


Figura 5.4. Curvas tensión-desplazamiento para HRF 60kg/m^3 , Hormigón Simple y Fibras en tracción uniaxial. Resultados de simulación numérica.

Si se quiere trabajar con un macro-modelo para el HRF se podría utilizar el modelo de daño plástico modificado descrito en la sección 5.2.2 pero cambiando la curva de endurecimiento en tracción del hormigón simple por una curva como la de la Figura 5.4.

5.3. Programa de Elementos Finitos Utilizado

Los modelos descritos están implementados en el software PLCD en su versión 2D y 3D. PLCD es un programa desarrollado en el Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería de la Universidad Politécnica de Cataluña en conjunto con el grupo de trabajo del Instituto de Estructuras. Este código permite trabajar con problemas de la mecánica de sólidos lineal, no lineal, con pequeñas o grandes deformaciones y análisis térmicos y termo-mecánicos acoplados.

Se trata de un código de elementos finitos desarrollado íntegramente en FORTRAN.

En la resolución de problemas de la mecánica de sólidos permite realizar análisis cuasi estáticos y dinámicos, sísmicos o no, con no linealidad constitutiva y geométrica.

Para las aplicaciones realizadas se desarrollaron una serie de mejoras que se describen a continuación.

5.3.1. Mejoras introducidas en el código de elementos finitos

Se realizaron una serie de mejoras en el código del programa con el fin de construir la herramienta necesaria para las simulaciones y el análisis de datos. Se introdujo la posibilidad de tener endurecimiento isotrópico mediante cualquier curva definida como una tabla de puntos. Además se creó un algoritmo que es capaz de simular el comportamiento de estructuras ensayadas hasta dañarlas, reparadas y ensayadas nuevamente que permite reproducir procesos de reparación. Por último, se adaptó la salida para post – proceso de manera tal que permita la visualización de resultados en los puntos de integración.

5.3.1.1. Curva de endurecimiento por puntos

El programa original tenía definidas curvas de endurecimiento mediante funciones clásicas: recta, exponencial, exponencial con máximo o polinómica. En muchos materiales el comportamiento más allá del límite elástico es más complicado, tal es el caso del acero de construcción en barras, las fibras de acero cuando se considera el arrancamiento de las mismas y materiales compuestos representados como un material homogéneo equivalente. En estos casos es útil poder introducir como dato una curva de endurecimiento de forma cualquiera. Como mejora en el programa se implementó la posibilidad de definir un endurecimiento isotrópico que respeta una función cualquiera definida por puntos mediante una tabla de valores. Los detalles de este procedimiento se muestran en Anexo A5.1.

5.3.1.2. Simulación de la Reparación, estrategia numérica

Para modelar los ensayos de las vigas reparadas se optó por realizar un proceso evolutivo compuesto por dos casos de carga. El primero corresponde a la simulación de las vigas sin refuerzo y el segundo a la simulación de las vigas reparadas. En el primer caso de carga los materiales componentes del HRF de la reparación tienen proporción volumétrica nula activándose su participación en el segundo caso de carga en el cual se modifican las proporciones de todos los materiales componentes para dar lugar a los materiales de reparación. De esta forma, los materiales componentes del HRF de la

reparación no realizan aporte hasta su activación en el segundo caso de carga. Si bien los materiales de la reparación no participan en la contribución de resistencia, al formar parte del compuesto desde el primer caso de carga, se deforman experimentando tensiones y variación de variables internas que son ficticias pues realmente esos materiales no existen en esa etapas. Es por esto que al inicio del segundo caso de carga se vuelven a cero las tensiones y variables internas de los materiales componentes de la reparación. Además, al iniciar el segundo caso de carga, se inicializan nuevamente en cero los desplazamientos de los nodos de la malla de EF. Si bien en los ensayos quedan deformaciones permanentes, cuando se reparan las vigas y se vuelven a ensayar, para medir los desplazamientos se toma como referencia el eje de la viga reparada. En Anexo A5.2 se muestra el esquema de cálculo usado en la reparación.

5.3.1.3. Salida en puntos de integración

Para lograr una mejor visualización de resultados se modificó el código de EF de manera que permita la salida de resultados en los puntos de integración. De esta manera es posible ver durante el post-proceso los resultados en los puntos de integración y de ser necesario rescatar la evolución de una variable de la simulación.

5.4. Calibración de las propiedades mecánicas con resultados de probetas

En esta sección se muestra la calibración de las propiedades de los materiales mediante simulación numérica de los ensayos de caracterización.

5.4.1. Compresión

En la Figura 5.5 se muestra la malla de elementos finitos (EF) usada para la calibración de propiedades a compresión de los hormigones simples y con fibras. Para ello se simuló el ensayo de compresión uniaxial. Se utilizaron 2 elementos de 50x50mm en axil simetría y solo se modeló $\frac{1}{4}$ de la probeta. El ensayo numérico se realizó con control de desplazamientos. En la Figura 5.5 se presentan también las condiciones de apoyo debidas a la simetría usada y la aplicación de los desplazamientos impuestos.

Las propiedades de los hormigones utilizadas se resumen en la Tabla 5.1. La Figura 5.6 muestra las curvas numéricas tensión-deformación y su comparación con la respuesta obtenida en los ensayos de hormigón simple. En Figura 5.6 se muestran el H-27 de las vigas de la etapa piloto (a), el H-31 de reparación de la etapa piloto (b), el H-21 de las vigas de la campaña experimental (c) y los hormigones de alta resistencia H-90 junto con el H-80 de la campaña experimental (d). Se puede observar que con los parámetros utilizados para el hormigón, obtenidos por calibración, se logra reproducir adecuadamente el comportamiento en compresión uniaxial.

Las diferencias entre los hormigones normales y de alta resistencia no solo se manifiestan en resistencia, sino también en la forma de la curva $\sigma-\epsilon$. En los hormigones de alta resistencia se observa comportamiento prácticamente lineal hasta el 80% de la carga, luego de superada la tensión máxima esta cae rápidamente, lo que es típico de un comportamiento frágil (Shah & Ribakov, 2011).

Para reproducir el comportamiento del HRF se utilizó la teoría de mezclas descripta y las propiedades mecánicas de las fibras que se presentan en Tabla 5.2. Teniendo en cuenta la forma de llenado de las probetas, el % de fibras considerado en cada caso corresponde al 40% del total en cada dirección horizontal y el resto en dirección vertical (Torrijos, 2008). En la Figura 5.7 se presentan las curvas tensión-deformación obtenidas para el HRF utilizado en reparación de la etapa piloto y su comparación con los resultados experimentales. Esta simulación reproduce adecuadamente las propiedades elásticas y tensión máxima pero sobreestima la tensión post-pico.

En la práctica es común, como en el caso de los HRF usados en esta tesis, que al incorporar fibras al hormigón, no se logre aumento de resistencia por problemas en la compactación. Como resultado de ello, la resistencia a compresión uniaxial del HRF puede resultar levemente inferior a la del mismo hormigón sin fibras. Este hecho no puede ser representado por los modelos numéricos que parten de la hipótesis de una adecuada compactación. En Figura 5.7 se muestra que numéricamente el HRF evidencia mayor resistencia y capacidad de deformación que el hormigón simple. Esta última propiedad se corresponde con las mejoras esperadas en las propiedades del hormigón por efecto de la incorporación de fibras. Los experimentos muestran que adicionar fibras a los hormigones de alta resistencia resulta en comportamiento más dúctil en compresión (Shah & Ribakov, 2011). A pesar de las diferencias mencionadas, se logra reproducir adecuadamente la respuesta del hormigón en compresión uniaxial.

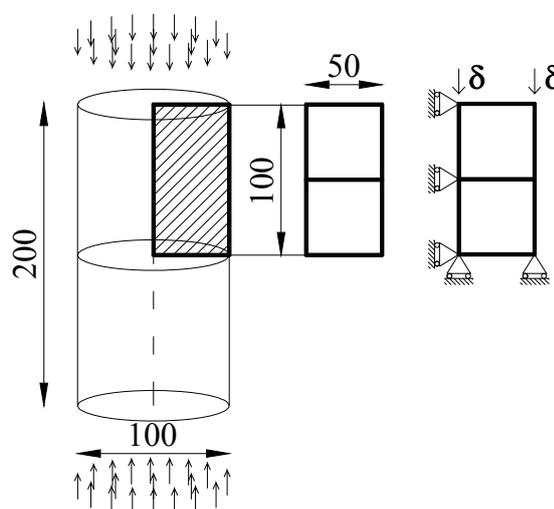


Figura 5.5. Malla EF compresión.

Tabla 5.1. Propiedades Hormigones Simples, sin Fibras.

| Propiedades | Piloto | | Campaña Experimental | | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|--------------------|----------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| | H-27 Vigas | H-31 Reparación | H-21 Vigas | H-90 Encamisado 1º Etapa | H-80 Encamisado 2º Etapa |
| Módulo de elasticidad E [MPa] | 27400 | 29500 | 24010 | 41500 | 38800 |
| Coefficiente de Poisson ν | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| Resistencia última a compresión σ_{uc} [MPa] | 32.1 | 38.8 | 26.3 | 95.3 | 89.7 |
| Tensión umbral de fluencia en compresión σ_{fc} [MPa] | 23.0 | 26.0 | 18.0 | 67.0 | 63.0 |
| Relación de resistencia inicial (comp./trac.) R^{op} | 7.0 | 12.0 | 7.0 | 22.5 | 20.0 |
| Función de fluencia | Lubliner- Oller | Lubliner- Oller | Lubliner- Oller | Lubliner- Oller | Lubliner- Oller |
| Relación resistencia (equibiaxial/uniaxial) compresión R^{bc} | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.16 |
| Parámetro controlador del plano octahédrico γ | 3.5 | 3.5 | 3.5 | 3.5 | 3.5 |
| Curva de endurecimiento en tracción | Exponencial | Exponencial | Exponencial | Exponencial | Exponencial |
| Curva de endurecimiento en compresión | Exp. c/máximo | Exp. c/máximo | Exp. c/máximo | Exp. c/máximo | Exp. c/máximo |
| Variable de endurecimiento plástico para la tensión pico en compresión κ^p_{comp} | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| Egía de fractura G_f [MPa.mm] | 0.095 | 0.079 | 0.08 | 0.125 | 0.14 |
| Egía.de aplastamiento G_c [MPa.mm] | 6.6 | 7.2 | 6.6 | 10.6 | 10.6 |
| Criterio de potencial | Lubliner- Oller | Lubliner- Oller | Lubliner- Oller | Lubliner- Oller | Lubliner- Oller |

Tabla 5.2. Propiedades Materiales de las Fibras usadas en las Simulaciones.

| Propiedades | Piloto | Campaña | |
|-------------------------------------------------------------------------|------------------|------------------|------------------|
| | Mortero | Rotas | No Rotas |
| Módulo de elasticidad E_{xx} [MPa] | 50000 | 60000 | 60000 |
| Coefficiente de Poisson $\nu_{xy}=\nu_{xz}=\nu_{zy}=\nu_{yz}$ | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| Módulo de elasticidad $E_{yy}=E_{zz}$ [MPa] | 500 | 600 | 600 |
| Coefficiente de Poisson $\nu_{yx}=\nu_{zx}$ | 0.002 | 0.002 | 0.002 |
| Resistencia última arrancamiento dirección x σ_{ut} [MPa] | 521.3 | 820.3 | 829.1 |
| Resistencia última a compresión σ_{uc} [MPa] | 521.3 | 820.3 | 829.1 |
| Tensión umbral de fluencia en tracción y compresión σ_f [MPa] | 457.1 | 749.6 | 734.3 |
| Función de fluencia | Von Mises | Von Mises | Von Mises |
| Curva de endurecimiento en compresión y tracción | Según Figura 5.2 | Según Figura 5.3 | Según Figura 5.3 |
| Egía de fractura G_f [MPa.mm] | Según Figura 5.2 | Según Figura 5.3 | Según Figura 5.3 |
| Egía de aplastamiento G_c [MPa.mm] | Según Figura 5.2 | Según Figura 5.3 | Según Figura 5.3 |
| Criterio de potencial | Von Mises | Von Mises | Von Mises |

La anisotropía de las fibras está definida en coordenadas locales, x representa la dirección axial

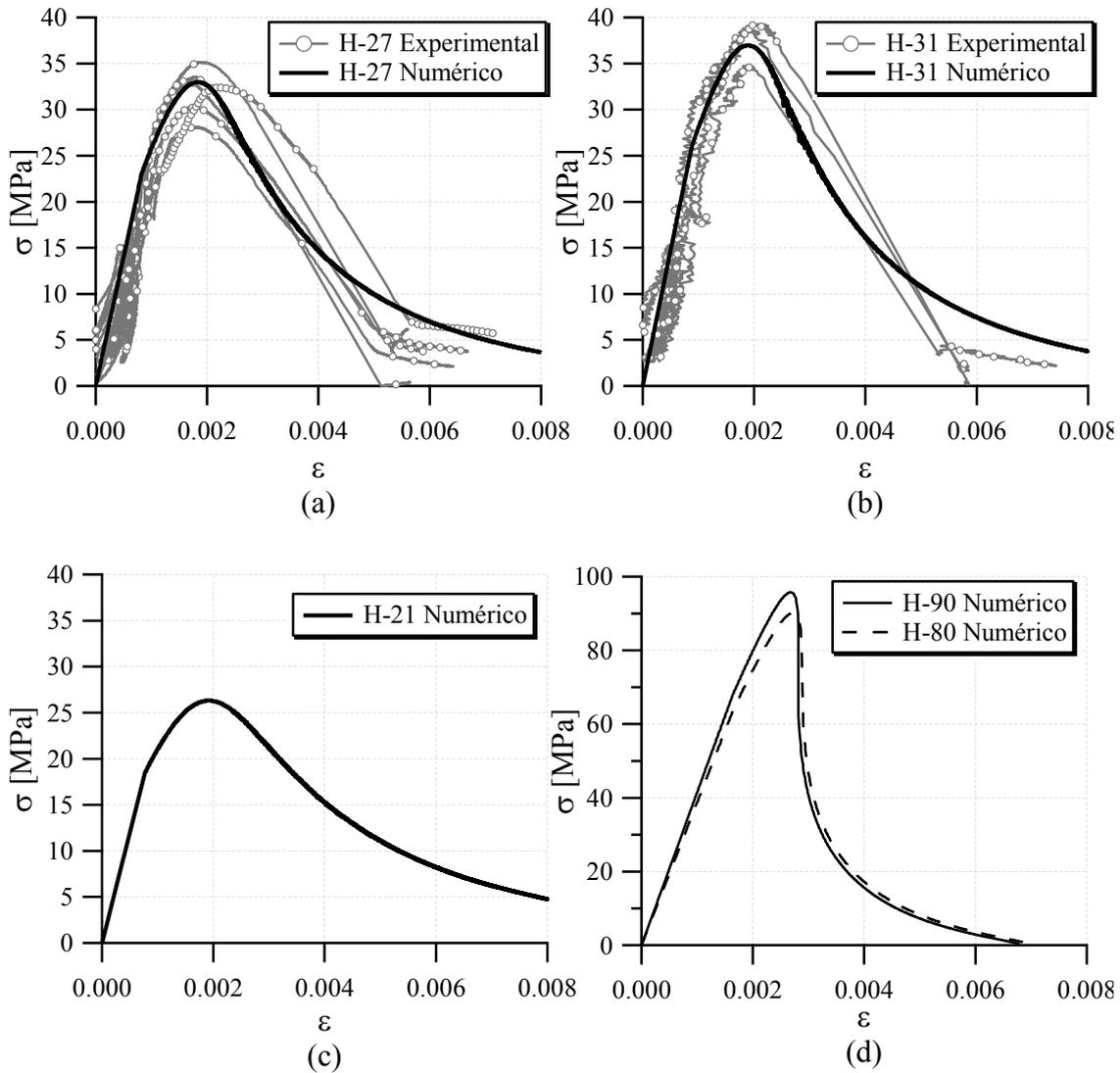


Figura 5.6. Ensayo de compresión uniaxial. Hormigón simple.

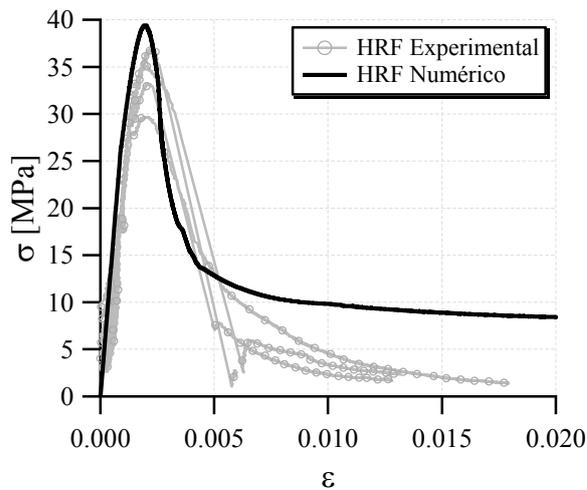


Figura 5.7. Ensayo de compresión uniaxial. Hormigón autocompactante con fibras utilizado en la reparación etapa piloto.

5.4.2. Flexión

En Figura 5.8 se muestra la malla de EF usada para la calibración de propiedades a flexión del hormigón simple y simulación del HRF; se observan también las condiciones de apoyo y carga. La malla modela una viga entera y se usan 406 elementos cuadriláteros en estado plano de tensiones. La geometría corresponde a las vigas Rilem ensayadas en flexión. Se pueden observar tres zonas bien marcadas. La parte central de la malla corresponde a elementos cuadrados de 5x5.2mm y representa la entalla con su zona adyacente. Continúa una zona de transición con elementos trapezoidales y finalmente en los extremos elementos cuadrados de 25x25mm. El espesor de todos los elementos es de 150mm. La malla es simétrica respecto a una faja central de elementos, que están ubicados sobre la entalla, y por esa razón el desplazamiento impuesto se materializa sobre los nodos superiores del elemento superior de la faja central (ver ampliación en Figura 5.8).

Las propiedades utilizadas para los hormigones simples se presentan en la Tabla 5.1 donde están incluidas las propiedades calibradas en tracción. Se observa que los hormigones de mayor resistencia a compresión poseen mayor relación $R^0 = \sigma^0 / \sigma_t$ y además poseen mayor energía de fractura G_f . Sin embargo comparando los hormigones de resistencia normal con los de alta resistencia se ve que la resistencia a tracción no acompaña el incremento que se tiene en la resistencia a compresión. De hecho, esta resistencia está levemente por encima de la obtenida para los hormigones de resistencia normal. Esto también fue observado por otros autores quienes comprobaron experimentalmente que la resistencia a tracción prácticamente no se incrementa al aumentar la resistencia a compresión (Shah & Ribakov, 2011).

En la Figura 5.9 se muestran las curvas carga-apertura de fisuras (CMOD) obtenidas para dichos hormigones. Para todos los casos se logra ajustar muy bien la respuesta experimental promedio con el modelo numérico. Se destaca que tanto experimental como numéricamente la respuesta hasta el pico de carga es no lineal. Esto puede verse en el inserto de la comparación numérica-experimental del H-31 en Figura 5.9, donde está ampliada la parte inicial de la respuesta. Esto debe ser tenido en cuenta ya que hacer la suposición de comportamiento lineal elástico hasta el pico lleva erróneamente a sobrevalorar la tensión de tracción que puede soportar el material. La suposición de comportamiento lineal tampoco tiene en cuenta el aporte del hormigón en la resistencia a tracción en etapa de ablandamiento.

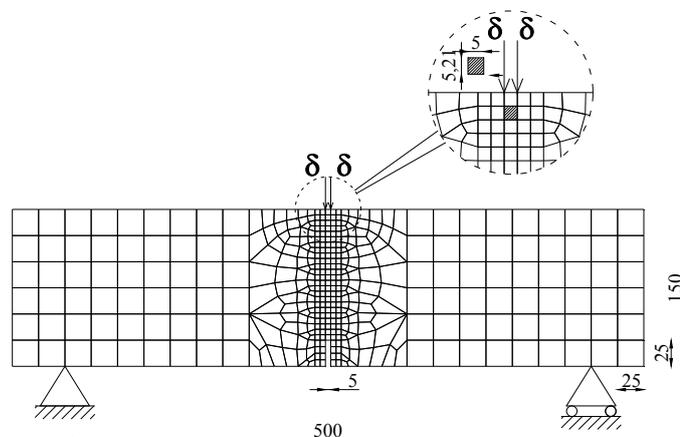


Figura 5.8. Malla Elementos Finitos Flexión ensayo Rilem.

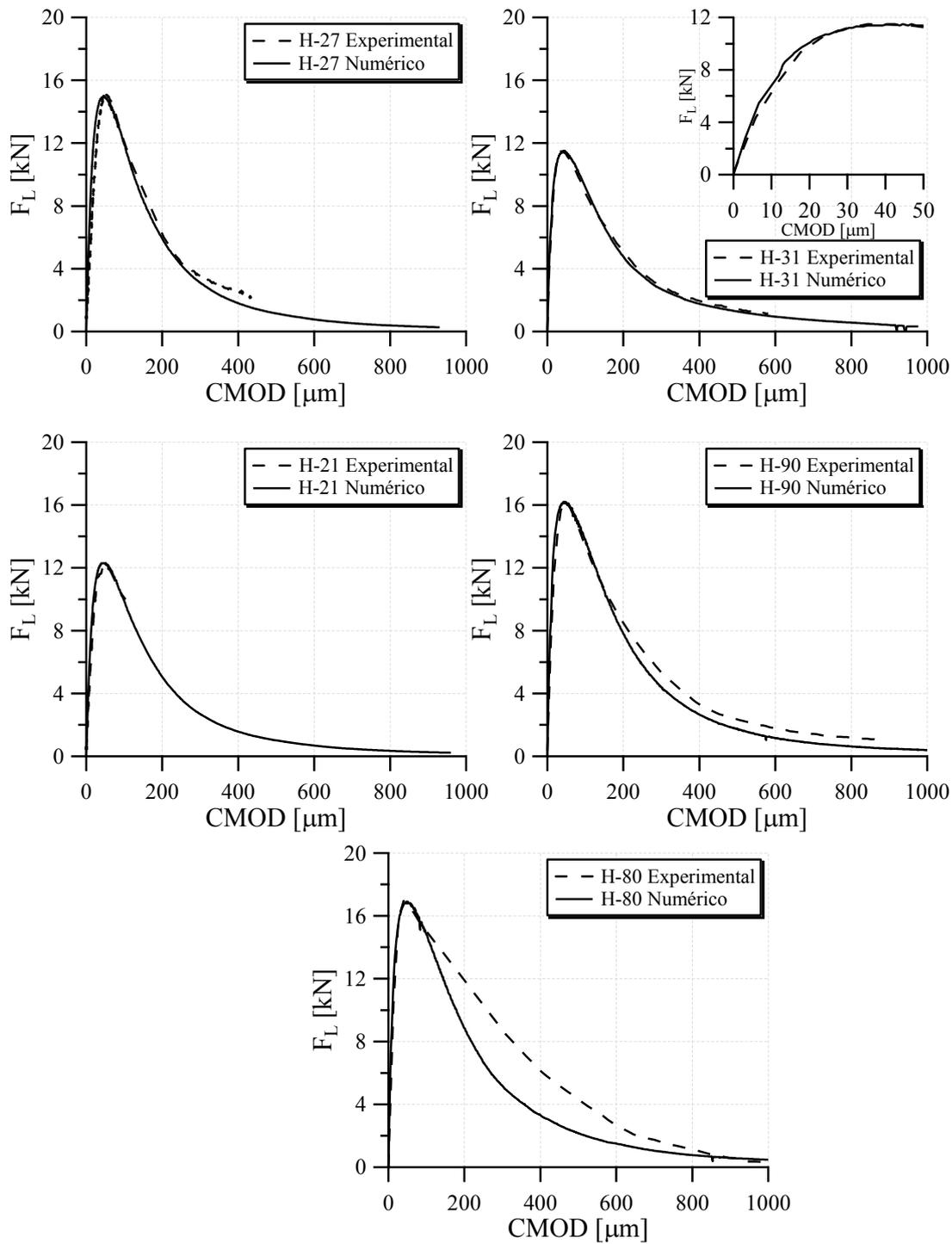


Figura 5.9. Comparación numérica - experimental hormigón simple.

En la simulación numérica de los ensayos de flexión las vigas Rilem del HRF de la campaña experimental se usaron los porcentajes de áreas relevados a partir de conteos de fibras de los especímenes ensayados.

En Tabla 5.3 se muestra el relevamiento de fibras mediante conteo en las vigas Rilem con HRF con 30kg/m^3 . Se realizó el conteo de las fibras luego de separar en mitades las

vigas Rilem. Se muestra en porcentaje el cociente área fibras / área hormigón y como comparación el porcentaje teórico en volumen correspondiente a 30kg/m^3 de fibras y el porcentaje correspondiente a 40% en dirección x (Torrijos, 2008). Las proporciones de fibras activas en áreas y volumen teórico son muy parecidas.

Tabla 5.3. Relevamiento de fibras mediante conteo HRF 30kg/m^3

| Viga | N° Activas | | N° Fibras |
|----------------------------------------------------------------|------------|---------|-----------|
| | Izquierda | Derecha | Totales |
| F1 | 30 | 24 | 54 |
| F2 | 31 | 24 | 55 |
| F3 | 12 | 16 | 28 |
| F4 | 16 | 12 | 28 |
| F5 | 7 | 17 | 24 |
| F6 | 16 | 18 | 34 |
| Promedio | | | 37.2 |
| Sección transversal fibra $d_f=1.0\text{mm}$ [mm^2] | | | 0.7854 |
| Área total fibras [mm^2] | | | 29.2 |
| área fibras / área hormigón [%] | | | 0.156 |
| Teórico en volumen 30kg/m^3 [%] | | | 0.382 |
| Teórico dirección x (40% del total) [%] | | | 0.153 |

En Tabla 5.4 se muestra el relevamiento de fibras mediante conteo en las vigas Rilem con HRF con 60kg/m^3 . En este caso se realizó el conteo en 7 de las 8 vigas ensayadas. Para estas vigas las proporciones de fibras activas en áreas y volumen teórico son próximas entre sí.

Tabla 5.4. Relevamiento de fibras mediante conteo HRF 60kg/m^3

| Viga | N° Activas | | N° Fibras |
|----------------------------------------------------------------|------------|---------|-----------|
| | Izquierda | Derecha | Totales |
| F1 | 24 | 32 | 56 |
| F2 | 24 | 29 | 53 |
| F3 | 31 | 36 | 67 |
| F4 | 23 | 22 | 45 |
| F5 | 34 | 25 | 59 |
| F6 | - | - | - |
| F7 | 37 | 53 | 90 |
| F8 | 32 | 24 | 56 |
| Promedio | | | 60.9 |
| Sección transversal fibra $d_f=1.0\text{mm}$ [mm^2] | | | 0.7854 |
| Área total fibras [mm^2] | | | 47.8 |
| área fibras / área hormigón [%] | | | 0.255 |
| Teórico en volumen 60kg/m^3 [%] | | | 0.764 |
| Teórico dirección x (40% del total) [%] | | | 0.306 |

Para simular el comportamiento de las fibras del HRF en flexión se utilizó la curva de arrancamiento experimental (Figura 5.2 y Figura 5.3). Para las vigas de la etapa piloto se usó la curva de arrancamiento experimental (Figura 5.2); mientras que para las vigas de la campaña experimental se utilizó la curva promedio de las fibras que se rompieron (Figura 5.3) ya que el examen visual y conteo de fibras reveló que ese mecanismo fue frecuente para la calidad de matriz usada.

En Figura 5.10 se ve la comparación de los resultados numéricos y experimentales de las vigas Rilem de la etapa piloto con 40kg/m^3 de fibras. En Figura 5.11 y Figura 5.12 se ve la comparación de los resultados numéricos y experimentales de las vigas Rilem de la campaña experimental con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras respectivamente. Para cada contenido de fibras, se muestra además la comparación de la respuesta numérica con la experimental promedio de los ensayos. Para las vigas con 40kg/m^3 de fibras la respuesta numérica en la parte post-pico queda levemente por debajo de la respuesta experimental. Para el caso de las vigas con 30kg/m^3 de fibras la respuesta numérica logra reproducir acertadamente los ensayos. Para las vigas con 60kg/m^3 de fibras la respuesta numérica está levemente por debajo de los ensayos. Sin embargo, es notorio el cambio en el comportamiento a flexión con el incremento de la proporción de fibras. La respuesta numérica es capaz de reproducir el endurecimiento en flexión medido experimentalmente.

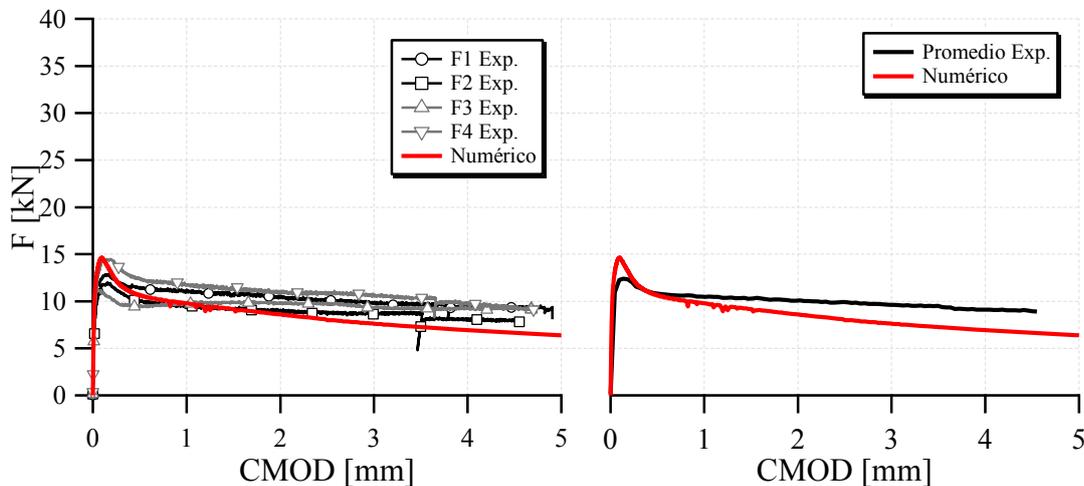


Figura 5.10. Comparación numérica experimental vigas Rilem etapa piloto con 40kg/m^3 de fibras.

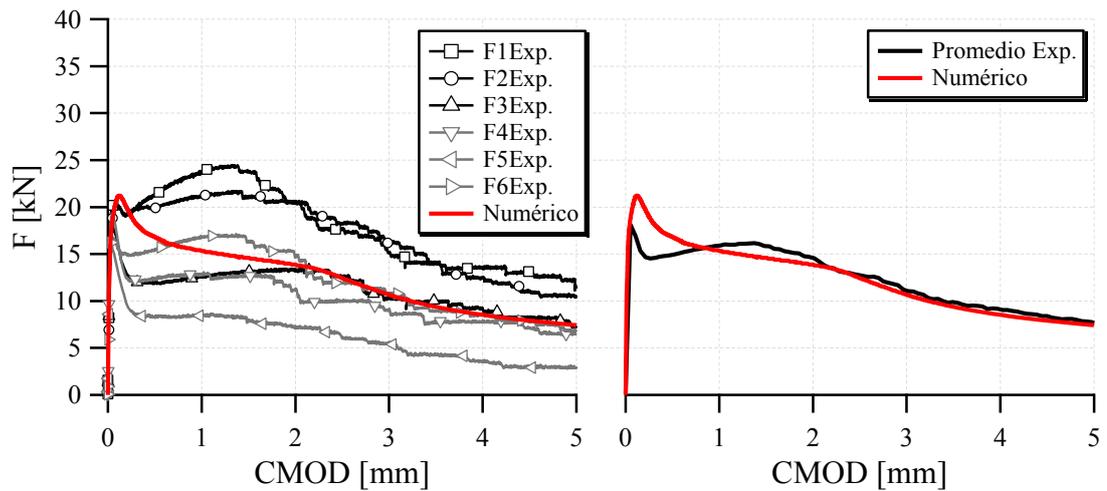


Figura 5.11. Comparación numérica experimental vigas Rilem campaña experimental con 30kg/m^3 de fibras.

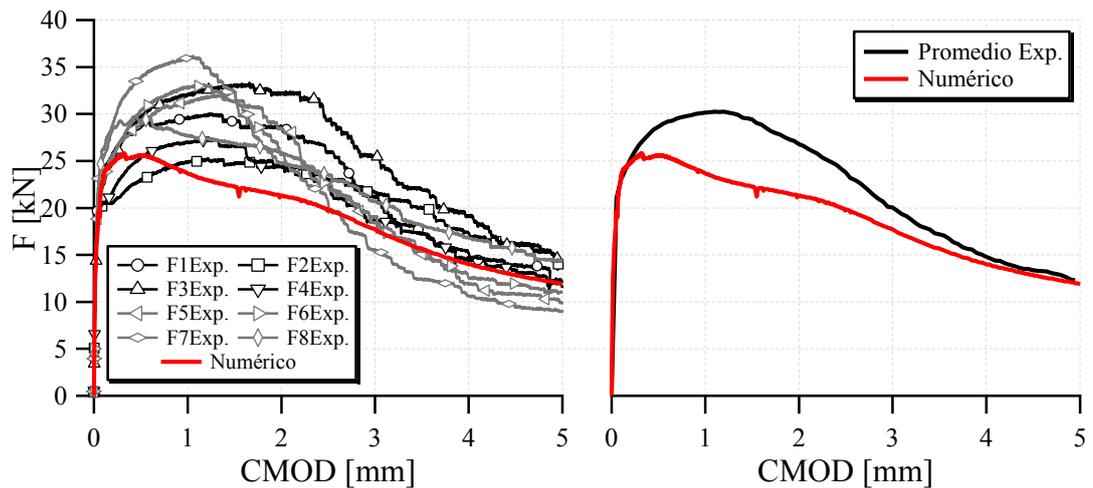


Figura 5.12. Comparación numérica experimental vigas Rilem campaña experimental con 60kg/m^3 de fibras.

En Figura 5.13 y Figura 5.14 se muestra la comparación de los mapas de colores de la variable de endurecimiento plástico del hormigón y de las fibras de las vigas Rilem con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras para CMOD de 0.15mm y 0.5mm respectivamente. Esos valores de CMOD corresponden a los picos de carga de las respuestas numéricas de las vigas Rilem con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras. En Figura 5.13 se ve que la variable de endurecimiento plástico del hormigón para el HRF con 30kg/m^3 de fibras se concentra en la faja central de elementos; mientras que para el HRF con 60kg/m^3 de fibras el avance de esta variable está más distribuido.

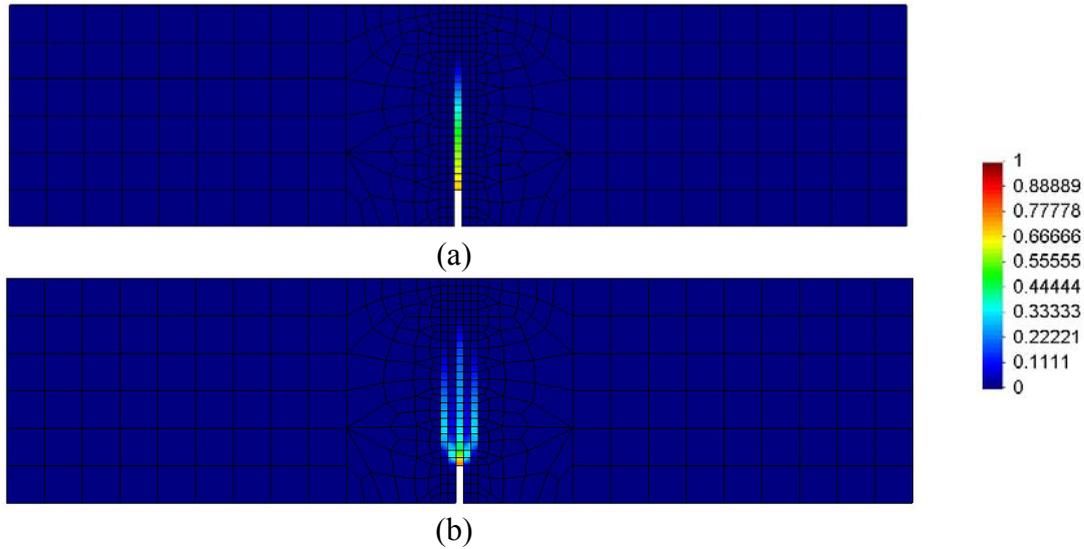


Figura 5.13. Comparación variable de endurecimiento plástico hormigón de vigas Rilem con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras para $\text{CMOD}=0.15\text{mm}$. (a) Hormigón HRF 30kg/m^3 de fibras. (b) Hormigón HRF 60kg/m^3 de fibras.

En Figura 5.14 se ve que para las vigas con los dos contenidos de fibras se pueden observar valores mayores de la variable de endurecimiento plástico del hormigón pues se aumenta CMOD. También se nota la mayor distribución de la variable interna del hormigón en las vigas con mayor contenido de fibras. La variable de endurecimiento plástico de las fibras está más avanzada en posición y magnitud para las vigas con menos cantidad de fibras (Figura 4.15).

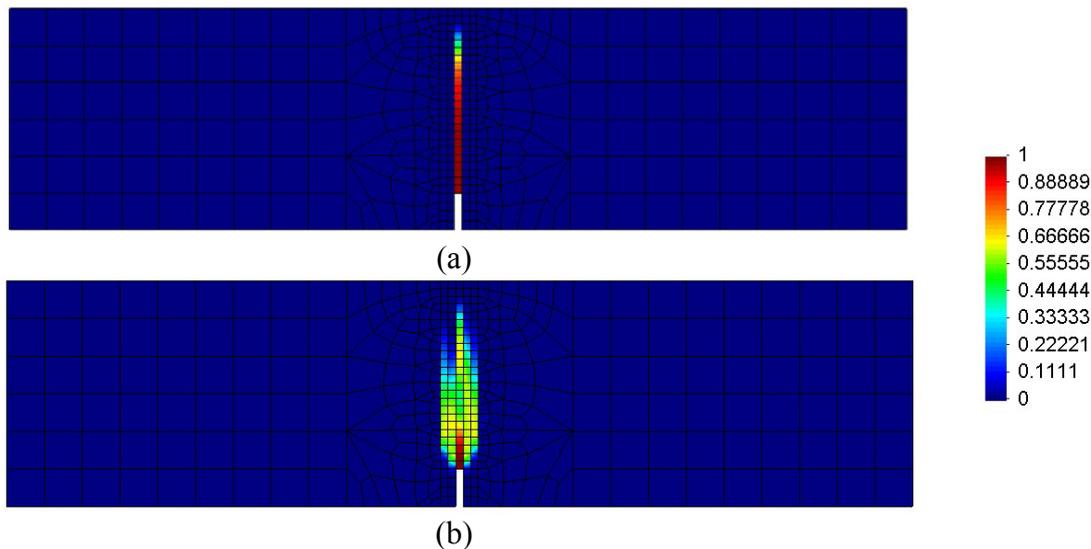


Figura 5.14. Comparación variable de endurecimiento plástico hormigón de vigas Rilem con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras para $\text{CMOD}=0.5\text{mm}$. (a) Hormigón HRF 30kg/m^3 . (b) Hormigón HRF 60kg/m^3 de fibras.

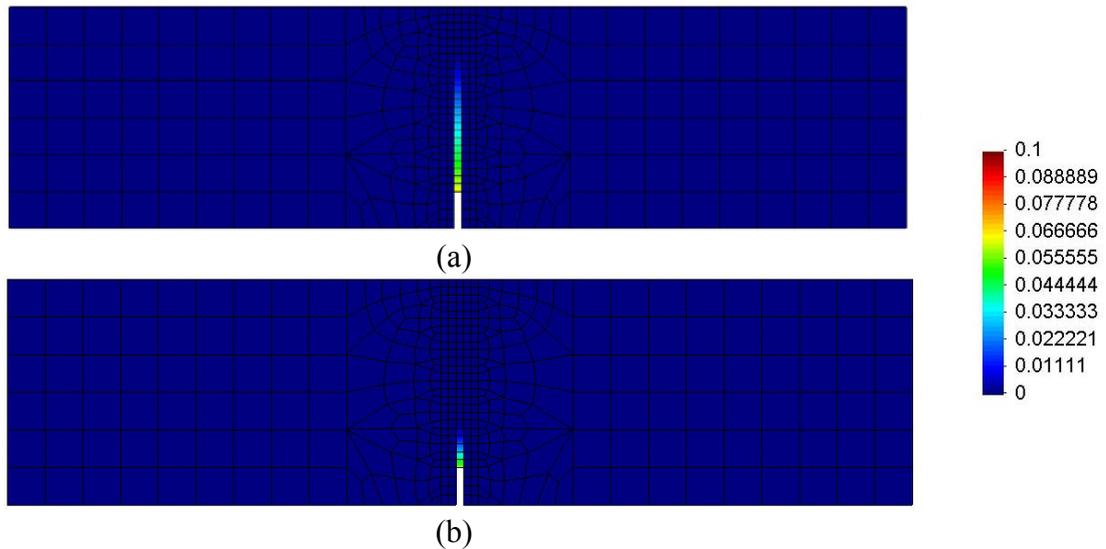


Figura 5.15. Comparación variable de endurecimiento plástico fibras de vigas Rilem con 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras para $\text{CMOD}=0.5\text{mm}$. (a) Fibras HRF 30kg/m^3 de fibras. (b) Fibras HRF 60kg/m^3 de fibras.

De los mapas de colores de las simulaciones mostrados se puede resumir que cuando existe mayor contenido de fibras el hormigón trabaja en una zona más amplia. Las fibras trabajan siempre en los elementos sobre la entalla, y en mayor altura cuando el contenido es menor. La contribución de los elementos de hormigón aledaños a la faja central y el comportamiento de las fibras parecen ser los responsables de la respuesta con endurecimiento en flexión observada en las vigas de HRF con 60kg/m^3 de fibras.

5.5. Simulación numérica de las vigas

Se presentan a continuación los detalles de la simulación numérica de las vigas de hormigón armado y la comparación de resultados numéricos y experimentales. La representación del problema estudiado puede hacerse en forma aproximada en dos dimensiones o en forma más detallada en tres dimensiones. Esta última tiene un costo computacional más grande, sobre todo cuando se quiere simular el proceso completo de daño, reparación y nuevo ensayo. Es por esto que en lo que sigue se distinguen dos modelos. El primero corresponde a una viga en 3D y simula el comportamiento de las vigas sin refuerzo y las vigas reforzadas con HRF. El segundo corresponde a una viga en 2D y simula el ensayo de las vigas sin refuerzo y el comportamiento de las mismas una vez reparadas.

5.5.1. Vigas 3D materiales usados

Para modelar las vigas de hormigón armado y las vigas reforzadas se distinguen distintos materiales:

- Un núcleo de hormigón simple
- Una zona superior, una inferior y ramas horizontales y verticales en correspondencia con los estribos, que son zonas de hormigón armado con distintas cuantías de armadura. En este caso para modelar el hormigón armado

se utiliza teoría de mezclas considerando un compuesto formado por hormigón y barras de acero que se modelan como un material anisótropo con comportamiento elastoplástico perfecto.

- El encamisado de HRF en laterales y fondo de las vigas.

En Figura 5.16 es posible distinguir los diferentes materiales usados en las vigas sin refuerzo según color y ubicación.

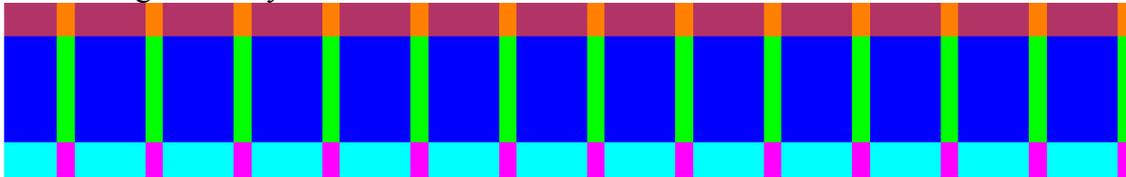


Figura 5.16. Materiales usados en la simulación de vigas sin encamisado.

Los materiales compuestos usados son

- Hormigón Simple
- H°A°: Hormigón + Acero Longitudinal Inferior
- H°A°: Hormigón + Acero Longitudinal Superior
- H°A°: Hormigón + Acero Transversal
- H°A°: Hormigón + Acero Longitudinal Superior + Acero Transversal
- H°A°: Hormigón + Acero Longitudinal Inferior + Acero Transversal
- HRF

Para modelar las vigas reforzadas con un encamisado de hormigón reforzado con fibras se tiene una zona de encamisado de HRF rodeando laterales y fondo de la viga como se muestra en Figura 5.17.

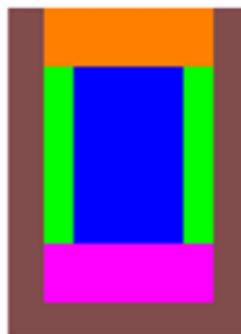


Figura 5.17. Materiales usados en la simulación de vigas con encamisado.

5.5.2. Malla de Elementos Finitos 3D

En Figura 5.18 es posible ver las mallas 3D usadas en la simulación tridimensional. Se distinguen dos casos. Uno correspondiente a las vigas sin refuerzo y otro, basado en el anterior, que además incorpora el encamisado y corresponde a las vigas reforzadas. Gracias a la simetría longitudinal del ensayo es posible modelar solamente la mitad de la viga como se indica en el esquema de Figura 5.18. Se utilizaron elementos hexaédricos de 8 nodos y 8 puntos de integración. En la Figura 5.18 se pueden ver

además las condiciones de apoyo, simetría y los ejes globales. La simulación supone una viga simplemente apoyada con aplicación de incrementos de desplazamientos en el tercio de la luz. Para modelar solo la mitad longitudinal de la viga se colocaron restricciones horizontales en los nodos en coincidencia con el eje de simetría.

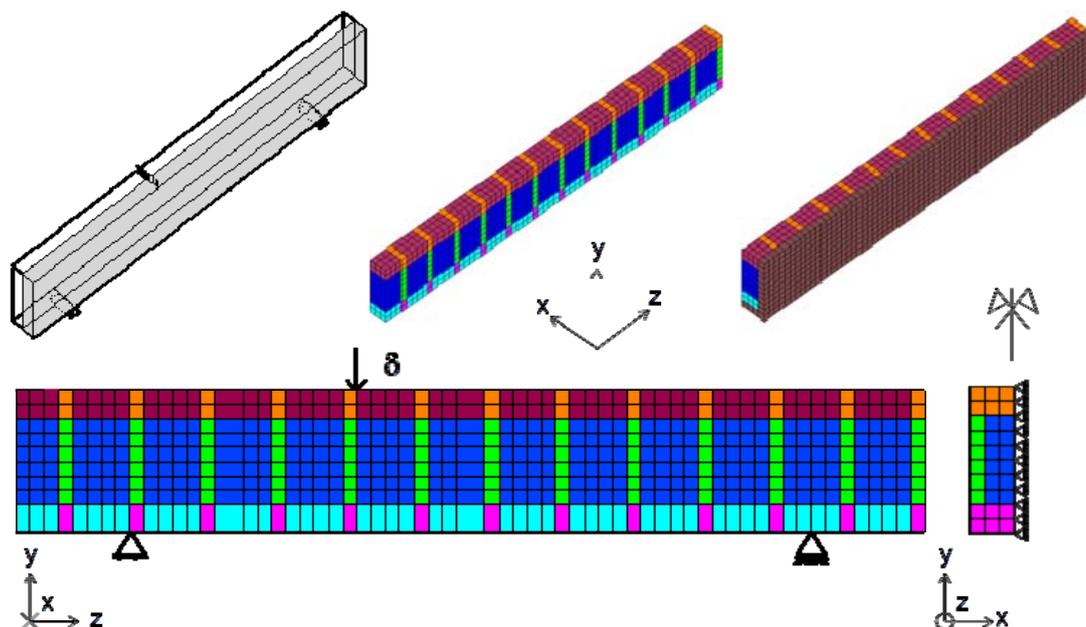


Figura 5.18. Malla de EF usada en la simulación de vigas en 3D

5.5.3. Malla 2D usada en simulación de reparación de vigas

En esta malla (Figura 5.19) se utilizaron elementos cuadrados de 50x50mm en estado plano de tensiones y se pueden distinguir cuatro bandas correspondientes al núcleo de la viga, la armadura inferior, la armadura superior y el recubrimiento inferior de reparación. También se ven las condiciones de apoyo y carga. Cada banda corresponde a un material compuesto. Las tres bandas superiores están formadas por hormigón armado más HRF y la banda inferior, la del recubrimiento, por HRF. La viga está simplemente apoyada. La Figura 5.19 corresponde a una viga reparada, en las vigas sin refuerzo, no existe la banda correspondiente al Material 4 y los apoyos se ubican en los nodos inferiores del Material 2.

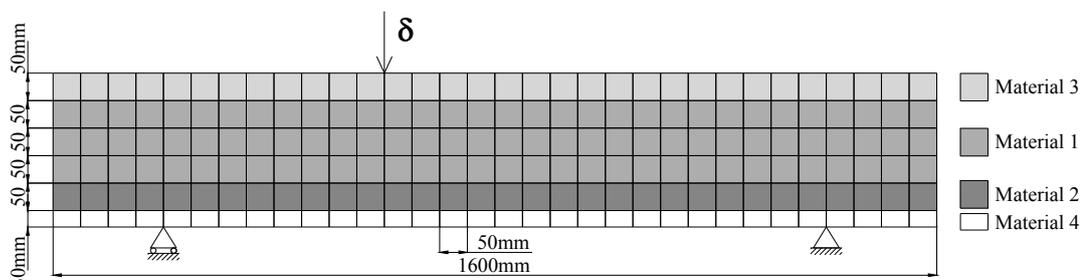


Figura 5.19. Malla de EF y condiciones de borde usada en simulación numérica de reparación de vigas.

5.6. Simulaciones 3D

En Tabla 5.5 se pueden ver las proporciones de materiales usados en la simulación de las vigas sin refuerzo y, para el caso de las vigas reforzadas, la proporción de materiales del encamisado de HRF. Se distinguen los materiales compuestos y las proporciones de cada material simple, esto es hormigón, acero transversal y acero longitudinal. También, entre paréntesis, se especifica la dirección en que trabaja cada acero. En el caso de las fibras, debido al reducido espesor del refuerzo se consideró que en los laterales, no había fibras en la dirección x, la mitad de las fibras estaba dispuesta en la dirección vertical (y) y la otra mitad en la dirección axial de la viga (z) como se indica en la última fila de la Tabla 5.5. En el caso del refuerzo inferior las fibras estaban dispuestas en iguales proporciones pero en las direcciones (x) y (z).

Tabla 5.5. Proporción de materiales usados en simulación de vigas sin refuerzo y reforzadas, malla 3D.

| Material Compuesto | | Materiales Simples | | |
|--------------------|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|
| Nº | Descripción | % Hormigón | % A° Transv. | % A° Long. |
| 1 | As verticales | 0.954784 | 0.045216 (y) | - |
| 2 | Hormigón | 1.0 | - | - |
| 3 | As horiz. inferior | 0.897012 | 0.022608 (y) | 0.08038 (z) |
| 4 | As Inferior | 0.91962 | 0.0 (y) | 0.08038 (z) |
| 5 | As horiz. superior | 0.9639947 | 0.022608 (y) | 0.0133973 (z) |
| 6 | As Superior | 0.9866027 | 0.0 (y) | 0.0133973 (z) |
| 7 | HRF | 0.9923567 | 0.0038217 (fibra y) | 0.0038217 (fibra z) |

5.6.1. Vigas con estribos sin refuerzo

En Figura 5.20 se muestra la curva carga-desplazamiento vertical del punto de aplicación de carga obtenida numéricamente y su comparación con los resultados experimentales de las vigas con estribos sin refuerzo. Se puede ver que la curva numérica ajusta adecuadamente el promedio de los resultados experimentales.

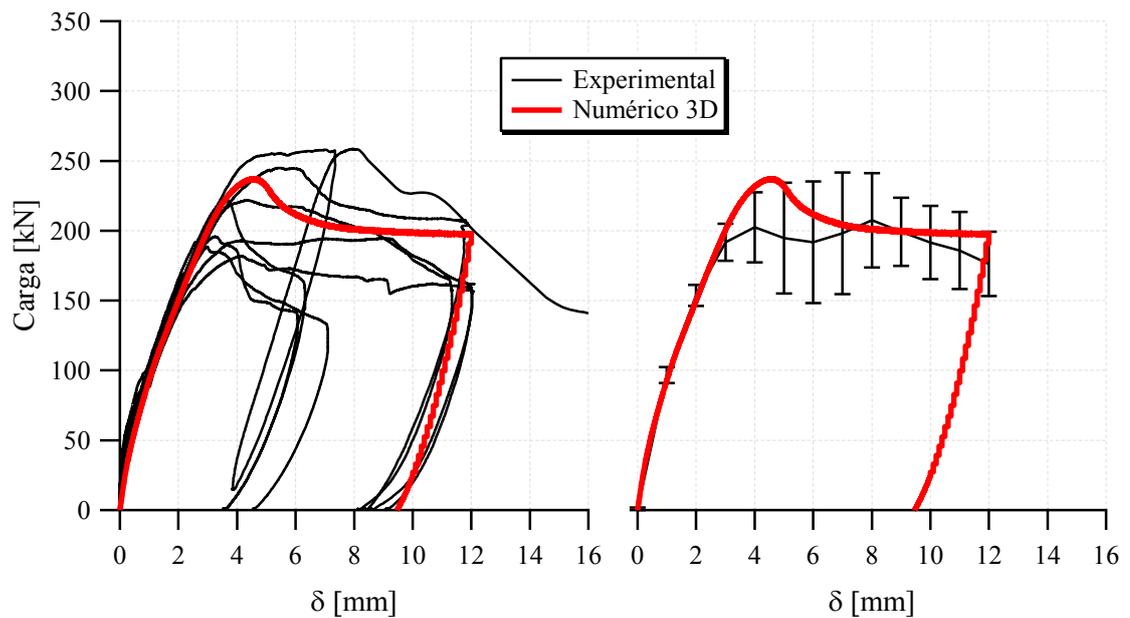


Figura 5.20. Curvas carga-desplazamiento vigas con estribos sin refuerzo. Comparación de resultados numéricos y experimentales.

Entre los investigadores es generalmente aceptado que el mecanismo de corte en estructuras de hormigón armado es complejo y difícil de reproducir numéricamente. Esta dificultad se debe a las muchas contribuciones que están presentes en el mecanismo resistente al corte, el estado multiaxial de tensiones generado y la gran cantidad de no linealidades presentes en el comportamiento de fisuración diagonal del hormigón (Ferreira, et al., 2013).

En Figura 5.21 se puede ver la evolución de la variable de endurecimiento plástico del hormigón de la viga con estribos sin refuerzo. Se muestra un mapa de colores para cada valor de desplazamiento con incrementos de $\delta=1.6\text{mm}$ y el valor $\delta=4.4\text{mm}$ que corresponde al pico de carga mostrado en Figura 5.20. Se observa que esta variable interna se distribuye en la parte inferior de la viga y con el incremento de δ se concentra del lado de menor relación a/d .

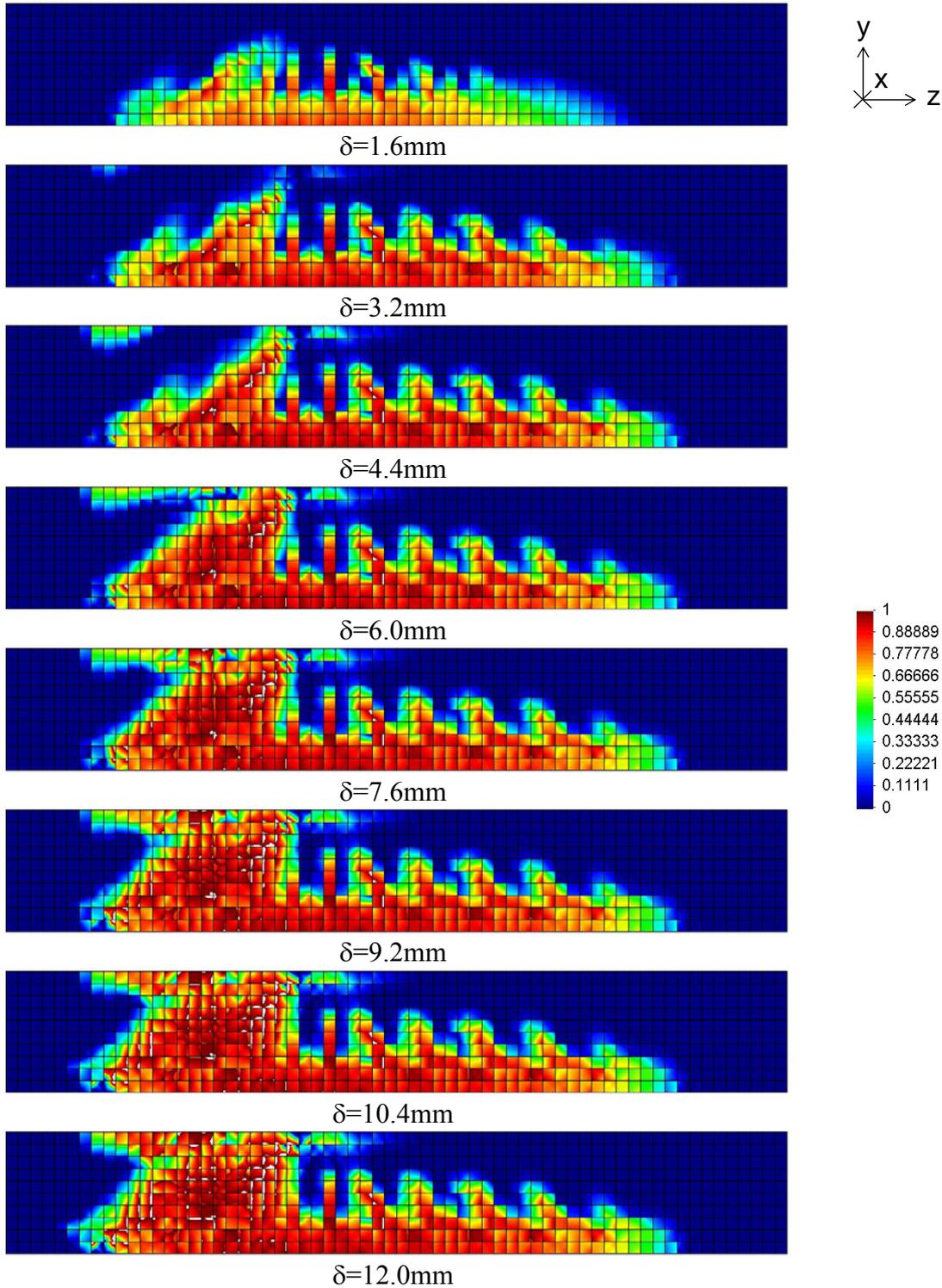


Figura 5.21. Variable de endurecimiento plástico hormigón de viga con estribos sin refuerzo.

En Figura 5.22 se muestra la evolución de la deformación plástica en el hormigón ϵ_{yy} (deformación plástica vertical), en Figura 5.23 la deformación plástica en el hormigón ϵ_{yz} (deformación plástica angular en el plano yz) y en Figura 5.24 la deformación plástica en el hormigón ϵ_{zz} (deformación plástica axial). En estos mapas de colores es

posible ver como las deformaciones plásticas se concentran del lado de menor relación a/d en correspondencia con la fisuración diagonal relevada experimentalmente. También los valores de deformación plástica crecen a medida que se incrementa el desplazamiento impuesto δ .

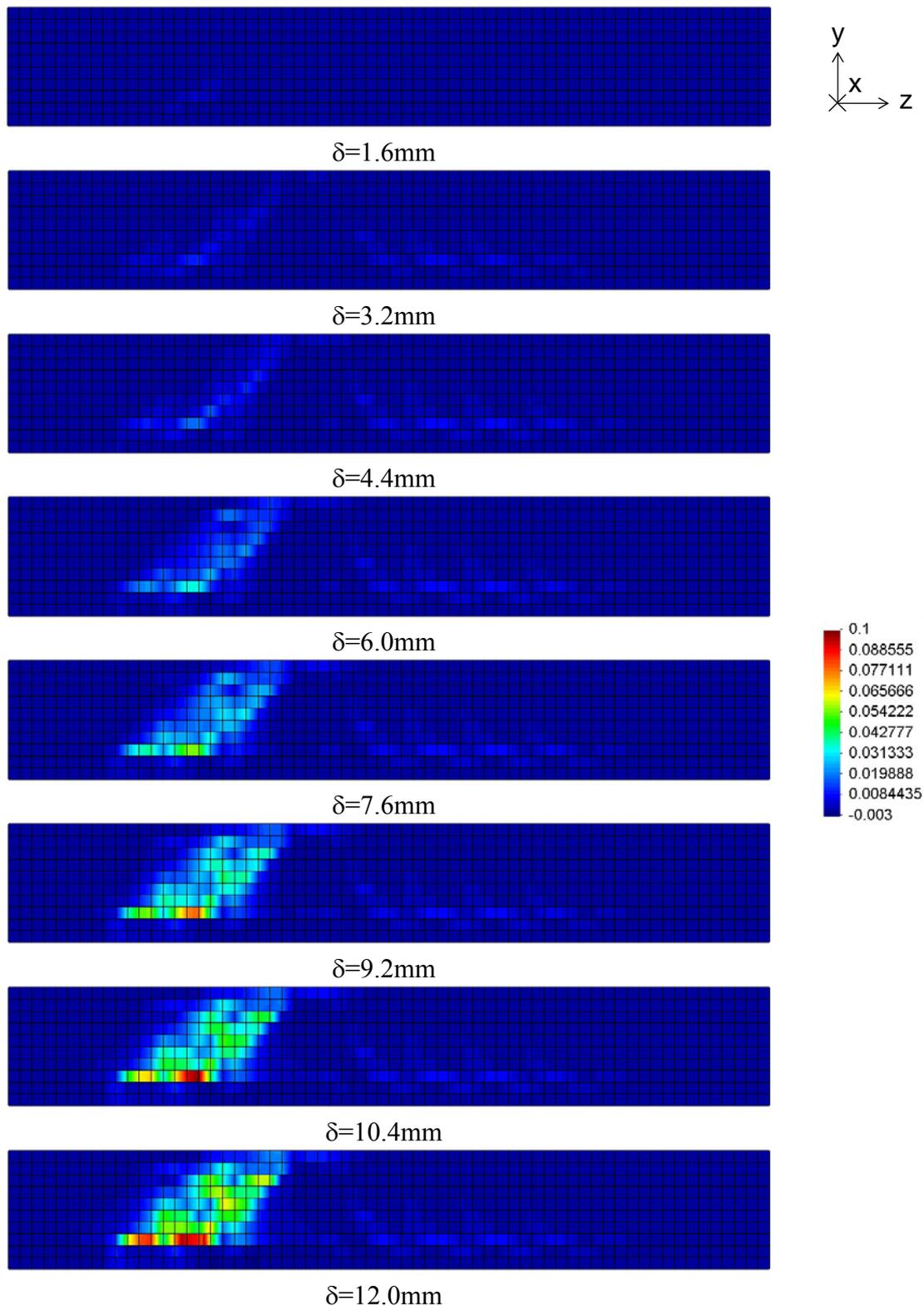


Figura 5.22. Deformación plástica hormigón ϵ_{yy} viga con estribos sin refuerzo.

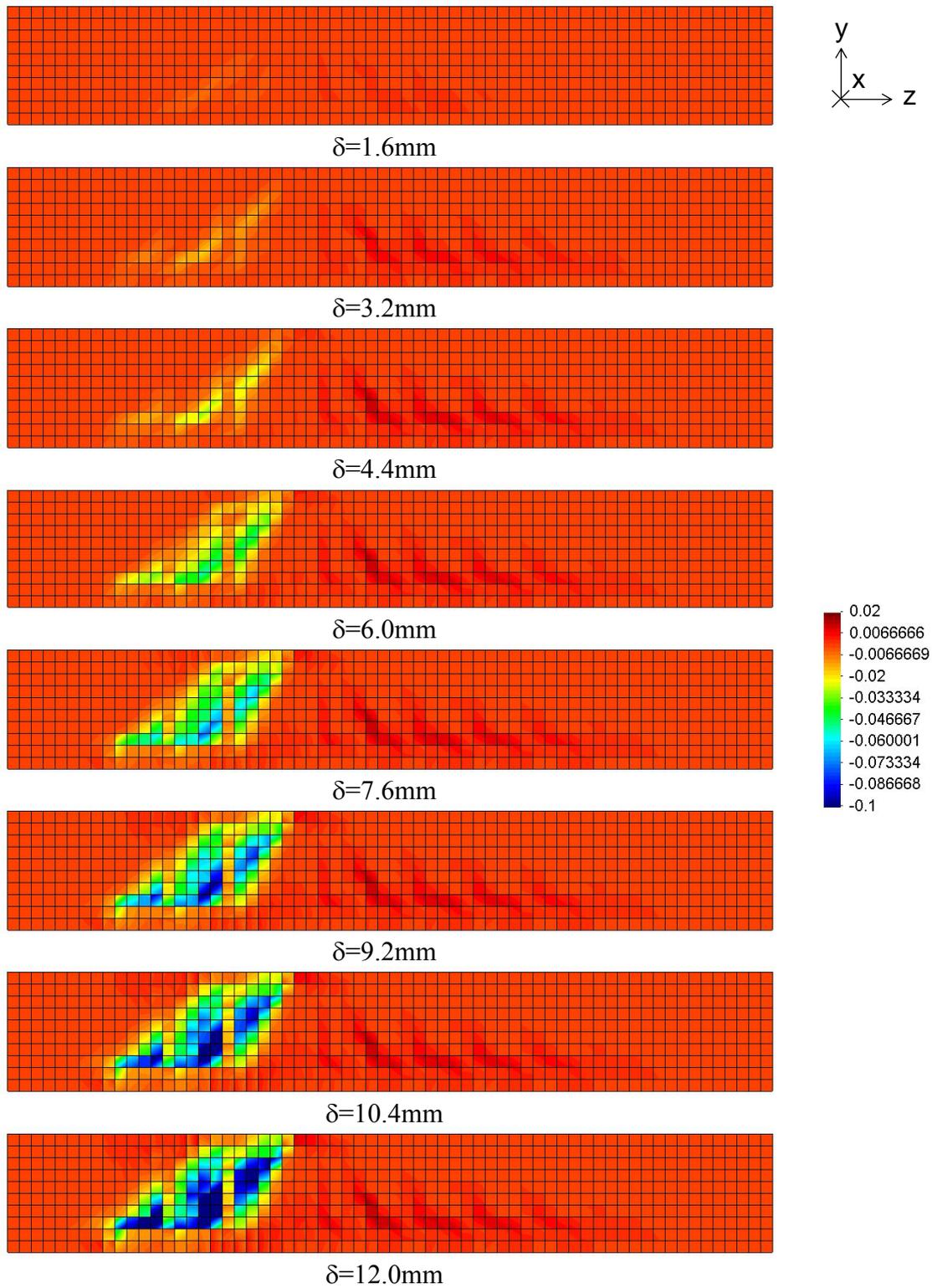


Figura 5.23. Deformación plástica hormigón ϵ_{yz} viga con estribos sin refuerzo.

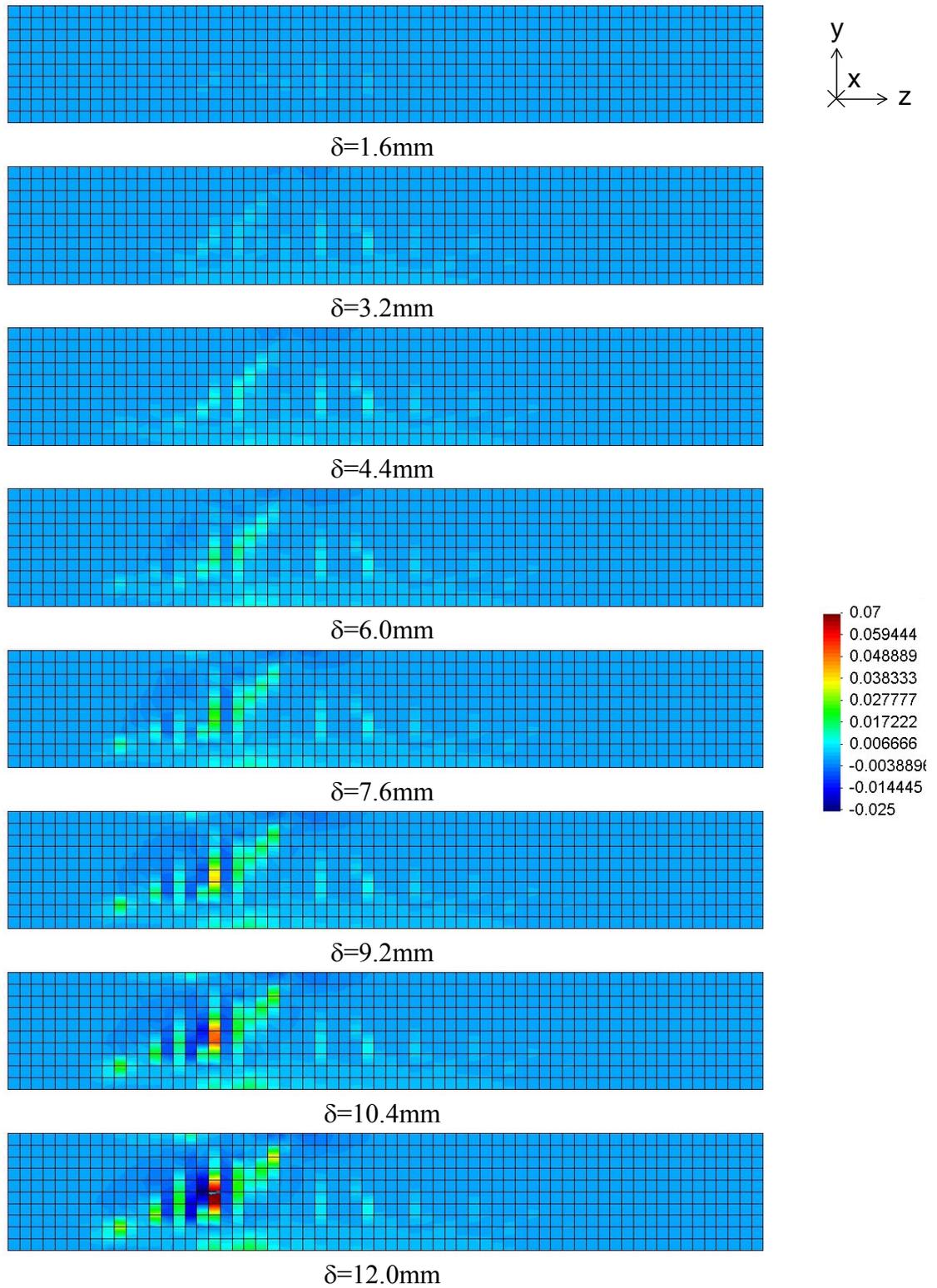


Figura 5.24. Deformación plástica hormigón ε_{zz} viga con estribos sin refuerzo.

5.6.2. Viga sin estribos sin refuerzo

En Figura 5.25 se puede ver la simulación 3D y comparación con resultado experimental de la viga sin estribos y sin refuerzo. Se puede ver que el modelo reproduce bien la rigidez pero sobreestima la carga máxima. El modelo numérico reproduce el pico de carga, este se forma pues el hormigón no es capaz de mantener cargas y se obtiene una rotura frágil ya que ha disipado casi toda la energía disponible. Se recuerda que para desplazamientos mayores a 2mm experimentalmente la viga se había dividido en dos bloques unidos por la armadura inferior y superior que es el que continúa resistiendo la carga. Ese mecanismo no se puede reproducir con el modelo continuo utilizado.

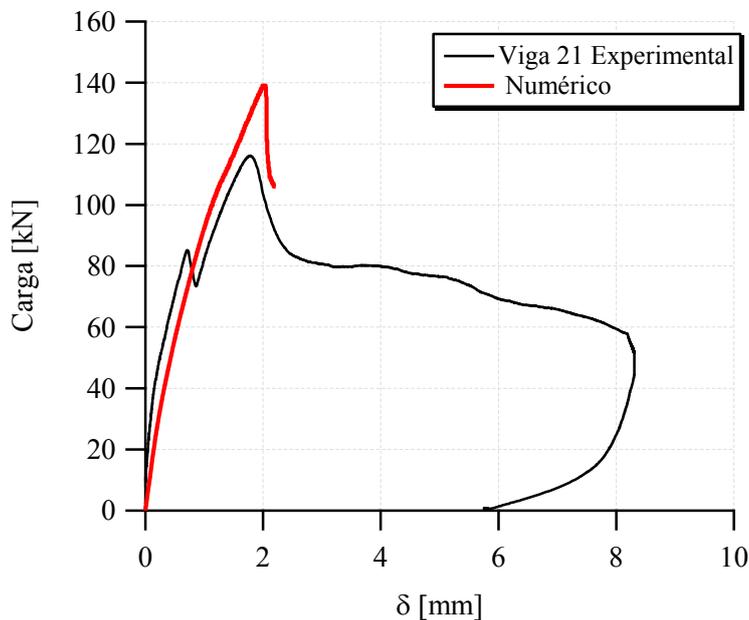


Figura 5.25. Curvas carga-desplazamiento vigas sin estribos sin refuerzo. Comparación de resultados numéricos y experimentales.

En Figura 5.26 se puede ver el mapa de colores de la variable de endurecimiento plástico del hormigón para un desplazamiento de 2mm correspondiente al pico de carga. Se puede observar que los mayores valores de la variable de endurecimiento plástico se encuentran ubicados de forma diagonal e indican que en esa zona se ha disipado casi toda la energía disponible del hormigón. En Figura 5.27 se muestran las deformaciones plásticas ϵ_{zz} , ϵ_{yy} y ϵ_{yz} para $\delta=2\text{mm}$ correspondiente al pico de carga. Se puede observar que las deformaciones plásticas se concentran de manera diagonal y horizontal sobre el apoyo más cercano a la carga. Estas deformaciones plásticas son similares al cuadro de fisuración mostrado en Figura 4.12 donde había fisuración diagonal y también horizontal en coincidencia con la posición de la armadura inferior.

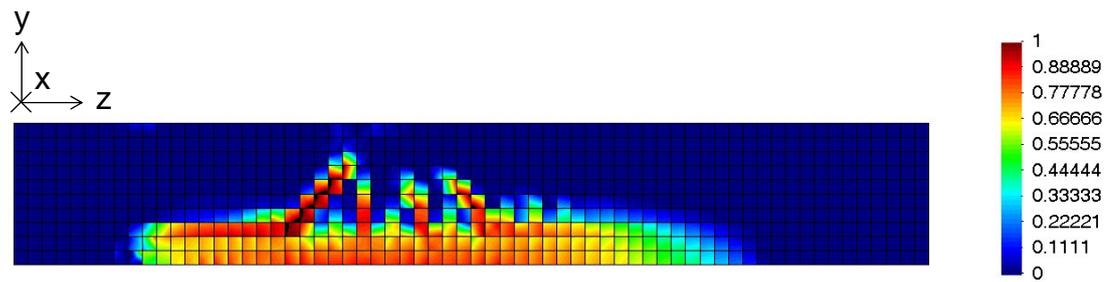


Figura 5.26. Variable de endurecimiento plástico viga sin estribos para $\delta=2\text{mm}$ correspondiente al pico de carga.

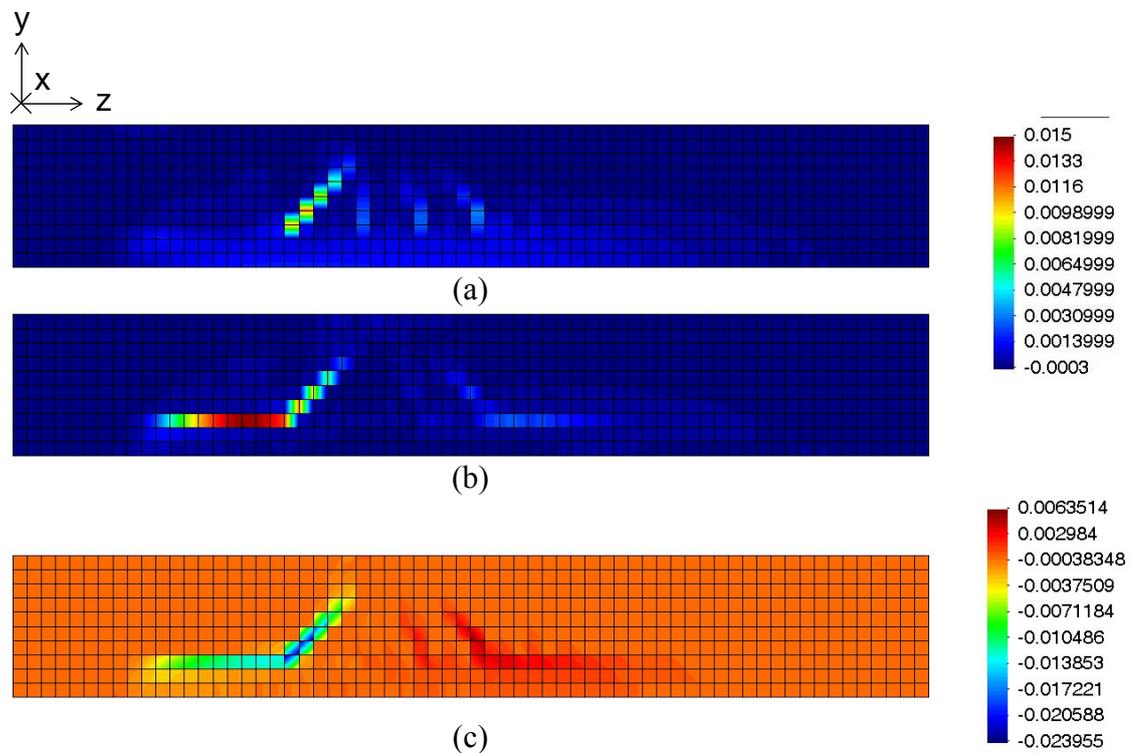


Figura 5.27. Deformaciones plásticas viga sin estribos sin refuerzo en pico de carga $\delta=2\text{mm}$. (a) ε_{zz} , (b) ε_{yy} , (c) ε_{yz} .

5.6.3. Vigas con estribos reforzadas con HRF 60kg/m^3

Esta simulación se realizó para evaluar las tensiones en el plano de unión de los materiales HRF y sustrato de hormigón de las vigas. De hecho esta tarea se realizó antes de realizar la campaña experimental. Debido al costo computacional se obtuvo la respuesta hasta pasar la carga pico.

5.6.3.1. Evaluación de las tensiones en planos de unión hormigón/HRF

Mediante la simulación numérica en 3D de las vigas ensayadas se pueden evidenciar los valores de las tensiones en los planos de contacto entre los materiales de base y de refuerzo. En Figura 5.28 se muestran mapas de colores de las tensiones de corte σ_{yz} (tensiones de corte de la viga) en el hormigón de la viga y en el hormigón de alta resistencia del encamisado. En la misma figura se muestra la posición de elementos tomados como control para los cuales se evaluaron las tensiones de corte en el plano de adherencia. En Figura 5.29 se muestran las tensiones de corte de adherencia y como comparación las de la viga de los materiales hormigón de vigas y hormigón de alta resistencia de encamisado.

Si se compara la máxima resultante de las tensiones tangenciales en el plano de interfaz se puede ver que esta llega a un máximo de 4,5Mpa que es bastante menor que la resistencia al corte especificada por el fabricante del puente de adherencia usado en los ensayos que es de 13Mpa. Esto garantiza, en condiciones ideales, que el refuerzo de HRF no se despegue del sustrato de hormigón existente.

Este cálculo se realizó previo a los ensayos para asegurar que no era necesario usar medios adicionales para fijar el refuerzo de HRF a las vigas como los conectores de corte usados en dos vigas piloto que se habían ensayado previamente.

En la campaña experimental las vigas no poseían conectores y algunas de ellas, con recubrimiento de hormigón sin fibras, mostraron falla de adherencia del recubrimiento debido a pequeñas imperfecciones y la excesiva fisuración del refuerzo. Este último aspecto es controlado cuando se incorporan fibras al refuerzo.

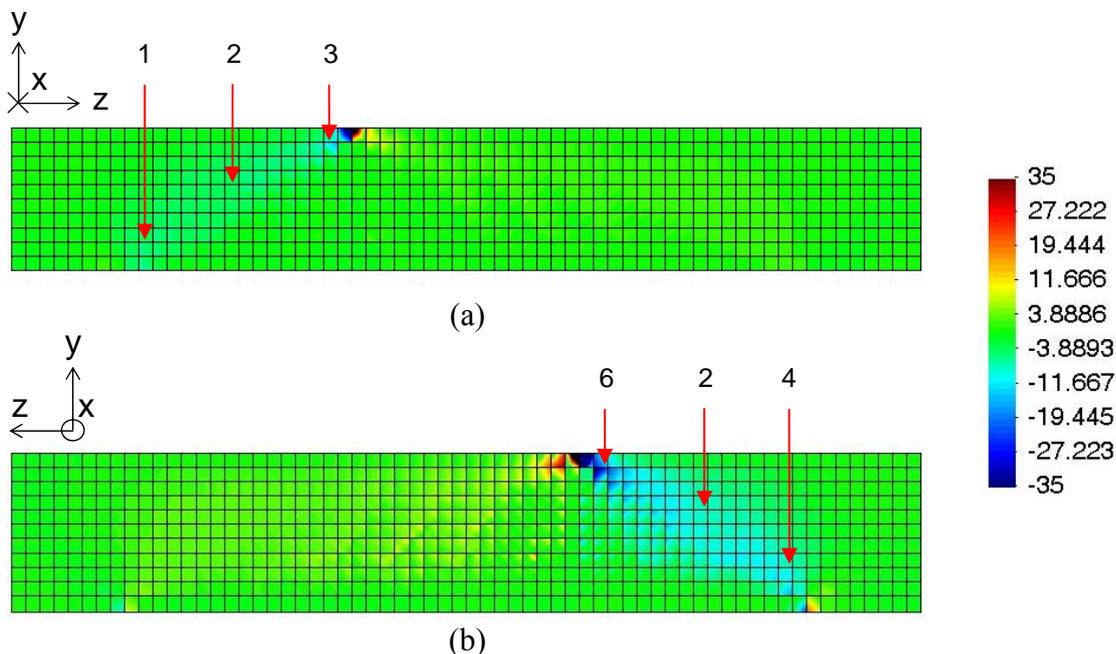


Figura 5.28. Tensiones de corte σ_{yz} viga con estribos reforzada con HRF con 60kg/m^3 de fibras correspondientes a carga máxima. (a) Hormigón H-21 vigas. (b) Hormigón H-90 de HRF encamisado.

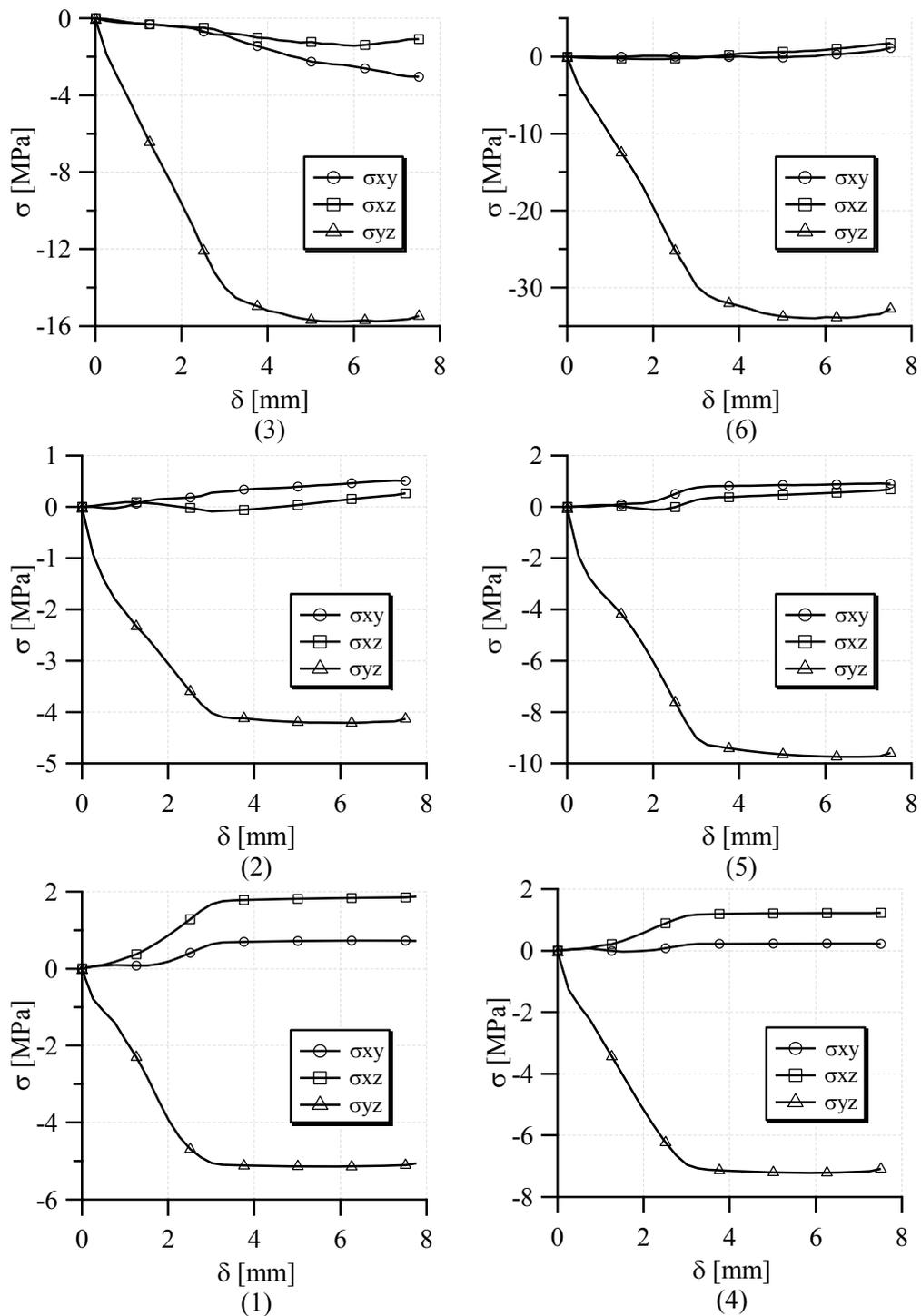


Figura 5.29. Tensiones de corte en viga reforzada con HRF con 60kg/m^3 de fibras. (1), (2) y (3) tensiones en hormigón H-21 de viga de hormigón armado. (4), (5) y (6) tensiones en hormigón H-90 de encamisado de HRF.

5.7. Simulaciones 2D

Las simulaciones en 3D son costosas en tiempo computacional. Por eso se presenta como herramienta aproximada práctica y útil para el estudio y diseño de refuerzos y reparaciones de estructuras de hormigón con HRF las simulaciones en 2D.

5.7.1. Vigas con estribos reforzadas con HRF

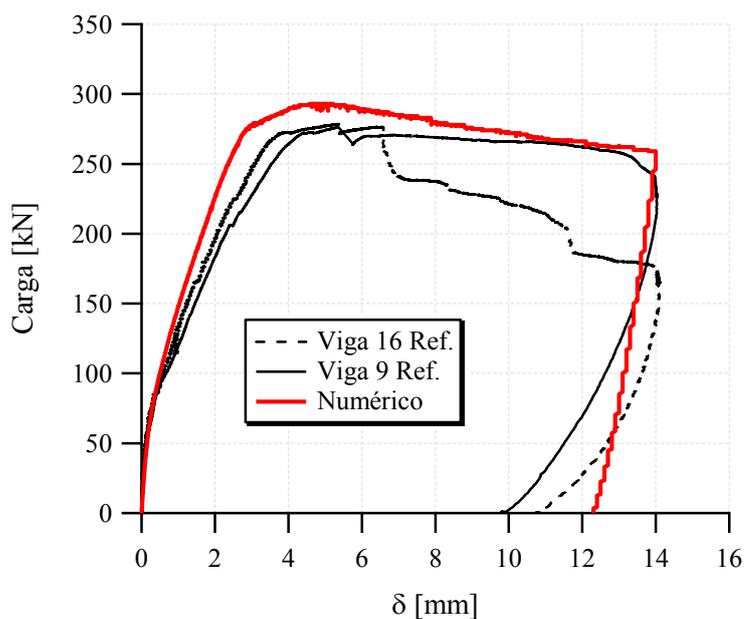
En Tabla 5.6 se presentan las proporciones de materiales usadas para la simulación de las vigas reforzadas. Las proporciones de las fibras y el hormigón del HRF corresponden al material con 60kg/m^3 de fibras.

Tabla 5.6. Proporción de materiales usados en simulación de ensayo de vigas sin refuerzo y reforzadas/reparadas, malla 2D.

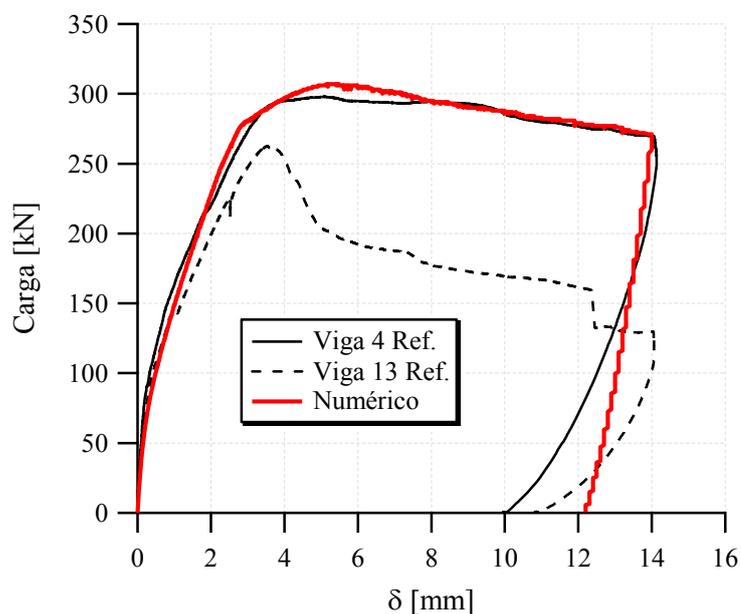
| Material Compuesto | | Materiales Simples | | | | | |
|--------------------|-------------|--------------------|--------------|------------|----------|-----------|-----------|
| Nº | Descripción | Hormigón % | Aº Transv. % | Aº Long. % | Hº HRF % | Fibra x % | Fibra y % |
| 1s/r | Centro | 0.997 | 0.003 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 2s/r | Inferior | 0.917 | 0.003 | 0.08 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 3s/r | Superior | 0.9836 | 0.003 | 0.0134 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 4s/r | Encamisado | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1r | Centro | 0.7121 | 0.0021 | 0.0 | 0.2835 | 0.0011 | 0.0011 |
| 2r | Inferior | 0.6550 | 0.0021 | 0.0571 | 0.2835 | 0.0011 | 0.0011 |
| 3r | Superior | 0.7026 | 0.0021 | 0.0096 | 0.2835 | 0.0011 | 0.0011 |
| 4r | Encamisado | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.9924 | 0.0038 | 0.0038 |

s/r: sin refuerzo, r: refuerzo o reparación

En Figura 5.30 se presenta la curva carga-desplazamiento de las vigas con estribos reforzadas con HRF con 30kg/m^3 de fibras. Se puede ver que la respuesta numérica reproduce adecuadamente los resultados experimentales quedando, para el pico de carga, levemente por encima.

Figura 5.30. Vigas reforzadas con HRF con 30kg/m^3 . Simulación 2D.

En Figura 5.31 se presenta la curva carga-desplazamiento de las vigas con estribos reforzadas con HRF con 60kg/m^3 de fibras. Se puede ver que la respuesta numérica se adecúa muy bien a los resultados experimentales de la viga 4 que, de las reforzadas con este material, fue la que más resistió.

Figura 5.31. Vigas reforzadas con HRF con 60kg/m^3 . Simulación 2D

5.7.2. Vigas sin refuerzo y reparadas

Se utilizó el proceso evolutivo descrito anteriormente compuesto por un primer caso de carga correspondiente a la simulación de las vigas sin refuerzo y un segundo caso correspondiente a la simulación de las vigas reparadas. En ambos casos de carga se

utilizó la misma malla de elementos finitos y se cambia el espesor, pues aumenta en el caso de la reparación y la posición de los apoyos. En el caso de la reparación se asigna a los elementos del recubrimiento inferior los materiales componentes del HRF que no participaban en el caso de carga anterior.

En Tabla 5.6 se muestran las proporciones de los materiales usados en la simulación del ensayo de vigas sin refuerzo y reparadas. Se recuerda que en este caso se usó la malla 2D mostrada en 5.5.3.

5.7.2.1. Vigas sin refuerzo

La Figura 5.32 muestra la comparación de los resultados numéricos con las curvas carga-flecha obtenidas experimentalmente para las dos vigas de hormigón armado sin refuerzo que posteriormente fueron reparadas con HRF 60kg/m^3 . Se puede observar que el modelo reproduce acertadamente el comportamiento elástico pero sobreestima la carga máxima de los ensayos. Se observa también que los resultados numéricos se apartan de los experimentales en la rama descendente (post-pico) de la respuesta. Sin embargo, se debe recordar que del conjunto de vigas similares ensayadas sin refuerzo se obtuvo una gran variabilidad de respuestas (ver Figura 5.20) y los resultados numéricos obtenidos en esta simulación se aproximan bastante al promedio de los experimentales más la desviación estándar.

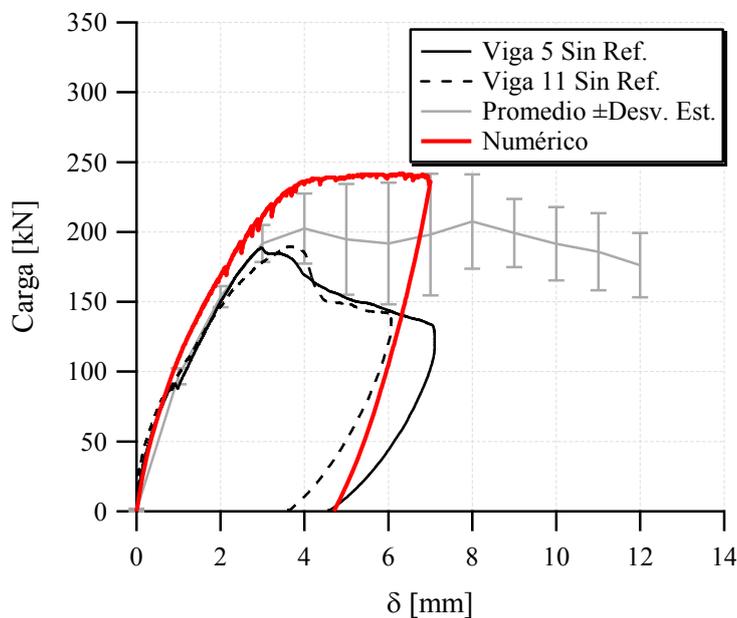


Figura 5.32. Vigas sin refuerzo para reparación con HRF con 60kg/m^3 de fibras. Comparación de resultados numéricos y experimentales.

5.7.2.2. Vigas Reparadas

El segundo caso de carga corresponde a la simulación de las vigas reparadas. En este caso la viga se compone de los materiales hormigón, acero longitudinal y transversal provenientes del caso anterior más el HRF nuevo. El estado final de los materiales componentes de la viga sin refuerzo corresponde al estado inicial del segundo caso de carga.

En Figura 5.33 se presenta la comparación de las curvas carga-flecha obtenida numéricamente con los resultados experimentales para las vigas reparadas con HRF con 60kg/m^3 de fibras. Los resultados numéricos aproximan razonablemente la carga máxima alcanzada en estos ensayos pero se ven diferencias en la rigidez inicial respecto a la de los ensayos y la curva postpico numérica sobreestima los valores de carga.

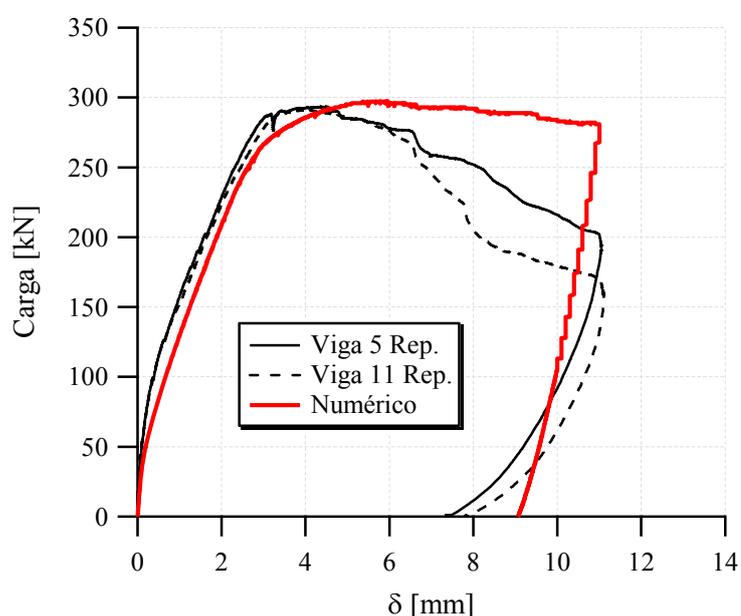


Figura 5.33. Vigas Reparadas con HRF con 60kg/m^3 de fibras. Comparación Numérica - Experimental.

En Figura 5.34 se puede ver la evolución de la variable de endurecimiento plástico del hormigón de resistencia normal de las vigas y del hormigón de alta resistencia del encamisado. La Figura 5.34(a) corresponde al final del primer caso de carga, el de las vigas sin refuerzo y representa el estado inicial de este material al iniciar la simulación del caso de vigas reparadas. La Figura 5.34(b) corresponde al hormigón de resistencia normal de las vigas para $\delta=11\text{mm}$ del caso de reparación. Se puede ver como la variable interna mostrada continúa evolucionando para el segundo caso de carga pues la energía disipada por el hormigón es mayor. La Figura 5.34(c) corresponde al hormigón de alta resistencia para $\delta=11\text{mm}$ del caso de reparación. En este caso de carga el material de alta resistencia inició su trabajo como un material nuevo.

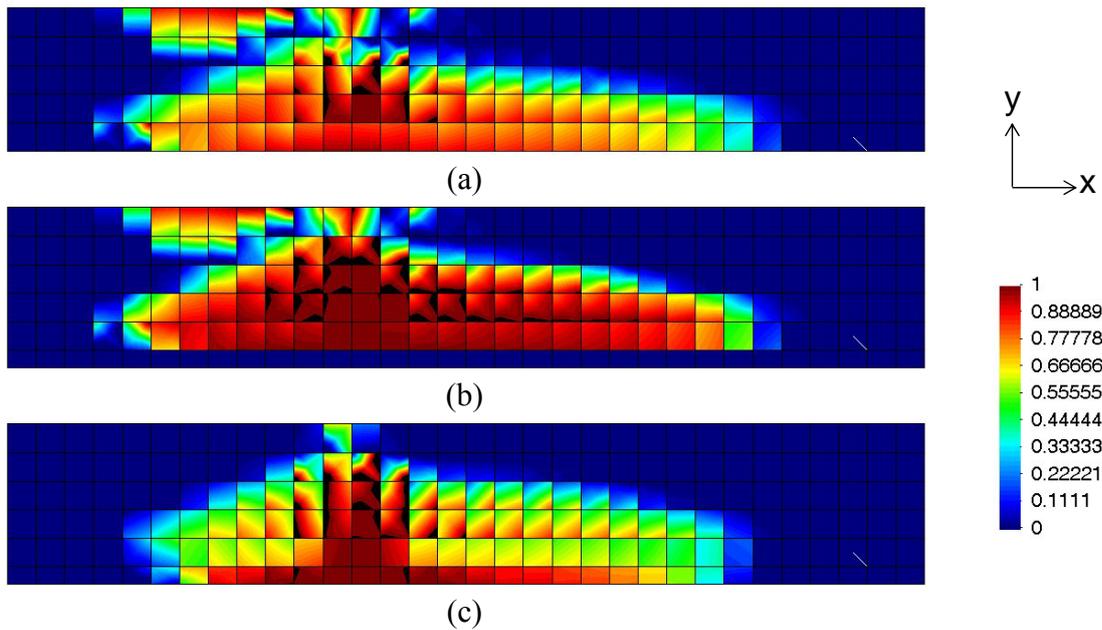


Figura 5.34. Variable de endurecimiento plástico. (a) Hormigón viga fin caso de carga sin refuerzo. (b) Hormigón viga caso reparada $\delta=1$ mm. (c) Hormigón alta resistencia de encamisado caso viga reparada $\delta=1$ mm.

Además como alternativa no ensayada se realizó la simulación numérica de la reparación de la viga con encamisado de HRF con 60kg/m^3 de fibras, pero considerando un encamisado en la mitad de la viga del lado dañado. En este caso la respuesta es prácticamente coincidente con la numérica que considera la reparación en el largo total. Esta alternativa de reparación mostró ser tan efectiva como en el caso de realizar la tarea en la longitud total, se podrían economizar materiales y peso pero quedaría una viga con una mocheta a mitad de la luz.

5.8. Alternativas de refuerzo

Como alternativas de refuerzo de las vigas se estudió numéricamente el cambio de la respuesta variando el espesor del encamisado. Se utilizaron espesores de 20mm, 30mm y 40mm. Las proporciones de fibras usadas corresponden a las de la campaña experimental, es decir 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras.

En Figura 5.35 se puede ver la respuesta de vigas reforzadas con HRF. Con el aumento del espesor del encamisado se obtiene mayor carga máxima. Además para contenido de fibra de 60kg/m^3 se obtuvieron respuestas de mayor carga que las con 30kg/m^3 de fibras.

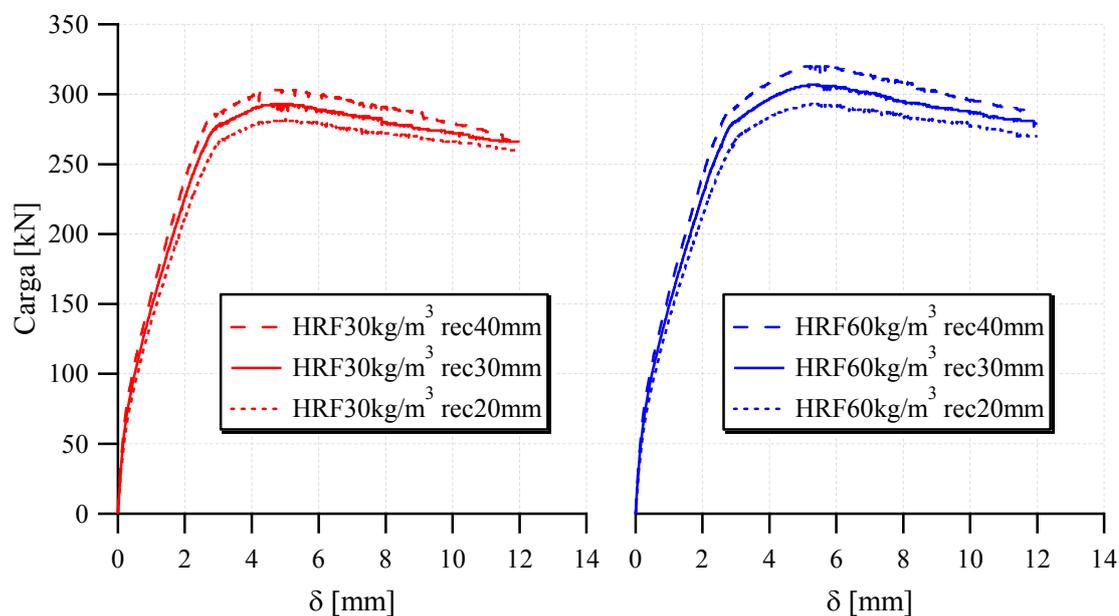


Figura 5.35. Alternativas de refuerzo de vigas. Respuestas carga-desplazamiento para diferentes espesores de encamisado.

Además se estudió numéricamente el cambio de la respuesta variando la calidad del hormigón usado en el encamisado. Se utilizó espesor de 30mm constante y los dos contenidos de fibras usados en la campaña experimental, es decir 30kg/m^3 y 60kg/m^3 de fibras. Con el cambio de resistencia de la matriz se modifican las propiedades del hormigón y la curva de arrancamiento de las fibras.

En Figura 5.36 se puede ver la respuesta de vigas reforzadas con HRF. Con mejora de resistencia del material se obtiene aumento de la carga máxima y para contenido de fibra de 60kg/m^3 se obtuvieron respuestas de mayor carga que las con 30kg/m^3 de fibras.

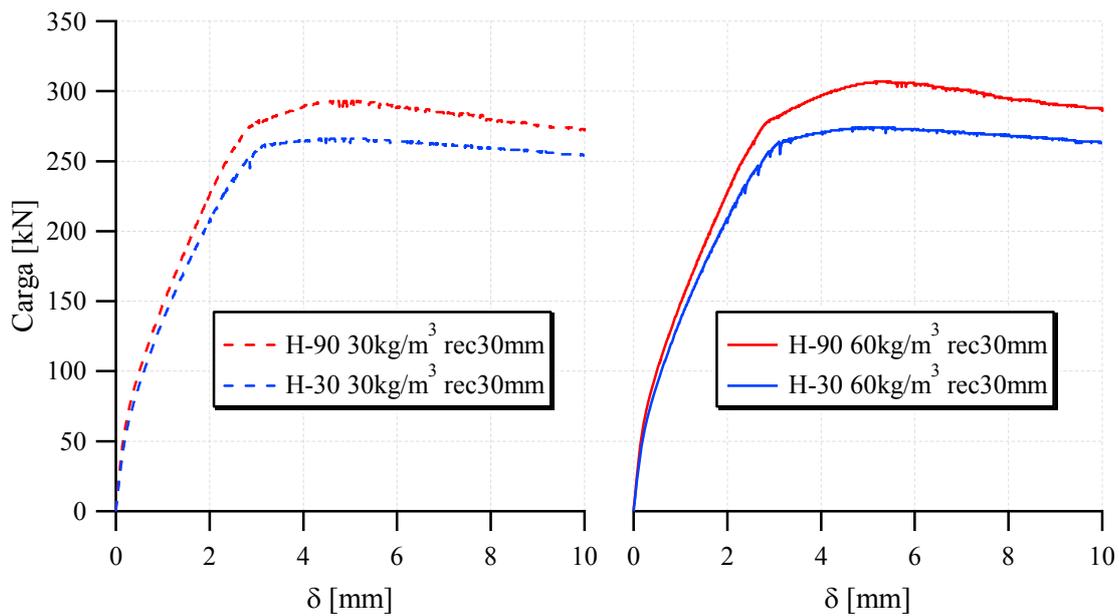


Figura 5.36. Alternativas de refuerzo de vigas. Respuestas carga-desplazamiento para diferente calidad de hormigón.

5.9. Comentarios Finales

El enfoque numérico descrito permite modelar adecuadamente estructuras de HRF o de hormigón armado reforzado con HRF con un costo computacional razonable.

Las propiedades y proporciones de las fibras intervienen directamente en el modelo sin necesidad de realizar gran cantidad de ensayos experimentales.

El modelo permite estudiar el mecanismo de colapso y la evolución de las tensiones en estructuras reforzadas con HRF.

Constituye una herramienta simplificada útil para el diseño de este tipo de sistema de refuerzo.

Permite cuantificar los valores de las tensiones de corte en la zona de contacto entre los hormigones.

ANEXO A5: Mejoras en el programa de elementos finitos

En este anexo se muestra el método de implementación de las mejoras introducidas al código de elementos finitos.

A5.1. Endurecimiento isótropo mediante curva por puntos

Se considera una curva discreta, representada por un conjunto de puntos cuyas coordenadas definen el endurecimiento material. Primeramente se definen los fundamentos de la metodología y luego se presentará el algoritmo utilizado.

A5.1.1 Metodología

Se trabaja con κ^P que es la variable de daño plástico o variable de endurecimiento isótropo. Esta variable se deduce a partir de curvas uniaxiales de tensión-deformación plástica para tracción y compresión ($\sigma_T - \epsilon_T^P, \sigma_C - \epsilon_C^P$), que se obtienen de curvas uniaxiales de tensión-deformación total ($\sigma_T - \epsilon_T, \sigma_C - \epsilon_T$) o tensión-desplazamiento que pueden ser obtenidas experimentalmente. La variable de endurecimiento plástico se define para un proceso cuasi-estático de tracción como (Oller, 1988):

$$\kappa^P = \frac{1}{g_T^P} \int_{t=0}^t \sigma_T \dot{\epsilon}_T^P dt \quad (\text{A5.1})$$

Y en un proceso cuasi-estático de compresión como:

$$\kappa^P = \frac{1}{g_C^P} \int_{t=0}^t \sigma_C \dot{\epsilon}_C^P dt \quad (\text{A5.2})$$

La idea de poder definir un comportamiento de manera discreta mediante un conjunto de puntos ($\sigma - \epsilon^P$) trabaja haciendo la suposición que entre dos puntos consecutivos el comportamiento tiene una variación lineal. Es decir el comportamiento pasado el límite elástico del material se compone de varias curvas lineales consecutivas.

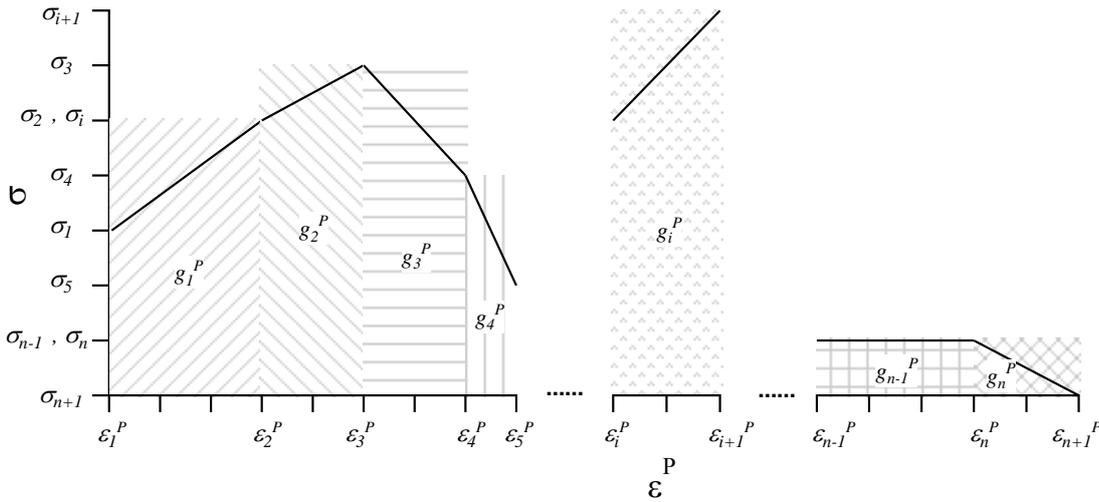


Figura A5.1. Esquema de comportamiento de endurecimiento cualquiera.

Suponiendo un comportamiento cualquiera como el de Figura A5.1 se tendrá para un par de puntos consecutivos cualquiera una variación lineal que responde a:

$$\sigma(\epsilon^P) = \sigma_i + \frac{\sigma_{i+1} - \sigma_i}{\epsilon_{i+1}^P - \epsilon_i^P} (\epsilon^P - \epsilon_i^P) \text{ para } \epsilon_i^P \leq \epsilon^P < \epsilon_{i+1}^P \quad (\text{A5.3})$$

$$\sigma(\epsilon^P) = \sigma_i + m_i (\epsilon^P - \epsilon_i^P) \text{ con } m_i = \frac{\sigma_{i+1} - \sigma_i}{\epsilon_{i+1}^P - \epsilon_i^P} \quad (\text{A5.4})$$

Se hace notar que la pendiente m_i se calcula con los valores de deformación plástica y no con los de la variable de endurecimiento plástico.

La energía específica plástica que se disipará en un punto del sólido durante el proceso de carga cuasi-estático será para este caso:

$$g_{Total}^P = \int_{t=0}^{\infty} \sigma \dot{\epsilon}^P dt = \int_{t=0}^{t_1} \sigma \dot{\epsilon}^P dt + \int_{t_1}^{t_2} \sigma \dot{\epsilon}^P dt + \dots + \int_{t_{n-1}}^{t_n} \sigma \dot{\epsilon}^P dt \quad (\text{A5.5})$$

$$g_{Total}^P = g_1^P + g_2^P + \dots + g_n^P = \sum_{i=1}^n g_i^P \quad (\text{A5.6})$$

Y usando la regla del trapecio

$$g_{Total}^P = \sum_{i=1}^n g_i^P \text{ con } g_i^P = \frac{(\sigma_i + \sigma_{i+1})(\epsilon_{i+1}^P - \epsilon_i^P)}{2} \quad (\text{A5.7})$$

Volviendo a la definición de κ^P será para cada intervalo:

$$\kappa^P - \kappa_i^P = \frac{1}{g_{Total}^P} \int_{t_i}^{t_{i+1}} \sigma \dot{\epsilon}^P dt = \frac{1}{g_{Total}^P} \int_{t_i}^{t_{i+1}} \{ \sigma_i + m_i (\epsilon^P - \epsilon_i^P) \} \dot{\epsilon}^P dt \quad (\text{A5.8})$$

$$\kappa^P - \kappa_i^P = \frac{1}{g_{Total}^P} \left\{ \int_{t_i}^{t_{i+1}} \sigma_i \dot{\epsilon}^P dt + \int_{t_i}^{t_{i+1}} m_i (\epsilon^P - \epsilon_i^P) \dot{\epsilon}^P dt \right\} \quad (\text{A5.9})$$

$$\kappa^P - \kappa_i^P = \frac{1}{g_{Total}^P} \left\{ \sigma_i (\epsilon^P - \epsilon_i^P) + m_i \frac{(\epsilon^P - \epsilon_i^P)^2}{2} \right\} \quad (\text{A5.10})$$

Y trabajando esta última expresión:

$$(\kappa^P - \kappa_i^P)g_{Total}^P \frac{2}{m_i} = \frac{2}{m_i} \sigma_i (\epsilon^P - \epsilon_i^P) + (\epsilon^P - \epsilon_i^P)^2 \quad (A5.11)$$

$$(\kappa^P - \kappa_i^P)g_{Total}^P \frac{2}{m_i} + \left(\frac{\sigma_i}{m_i}\right)^2 = \left(\frac{\sigma_i}{m_i}\right)^2 + \frac{2}{m_i} \sigma_i (\epsilon^P - \epsilon_i^P) + (\epsilon^P - \epsilon_i^P)^2 \quad (A5.12)$$

$$(\kappa^P - \kappa_i^P)g_{Total}^P \frac{2}{m_i} + \left(\frac{\sigma_i}{m_i}\right)^2 = \left\{ \frac{\sigma_i}{m_i} + (\epsilon^P - \epsilon_i^P) \right\}^2 \quad (A5.13)$$

Y como:

$$\sigma = \sigma_i + m_i(\epsilon^P - \epsilon_i^P) \rightarrow \frac{\sigma}{m_i} = \frac{\sigma_i}{m_i} + \epsilon^P - \epsilon_i^P \quad (A5.14)$$

Se puede expresar:

$$(\kappa^P - \kappa_i^P)g_{Total}^P \frac{2}{m_i} + \left(\frac{\sigma_i}{m_i}\right)^2 = \left(\frac{\sigma}{m_i}\right)^2 \quad (A5.15)$$

De donde:

$$(\kappa^P - \kappa_i^P)g_{Total}^P 2m_i + m_i^2 \left(\frac{\sigma_i}{m_i}\right)^2 = \sigma^2 \quad (A5.16)$$

$$\sigma = \sigma(\kappa^P) = \sqrt{(\kappa^P - \kappa_i^P)g_{Total}^P 2m_i + \sigma_i^2} \text{ para } \kappa_i^P \leq \kappa^P < \kappa_{i+1}^P \quad (A5.17)$$

Y además:

$$\frac{d\sigma}{d\kappa^P} = \frac{d\sigma(\kappa^P)}{d\kappa^P} = \frac{g_{Total}^P m_i}{\sqrt{(\kappa^P - \kappa_i^P)g_{Total}^P 2m_i + \sigma_i^2}} \text{ para } \kappa_i^P \leq \kappa^P < \kappa_{i+1}^P \quad (A5.18)$$

Como aclaración se destaca que los valores de tensión deben ser siempre del mismo signo para no calcular una raíz negativa y tampoco se podrán tener saltos en tensión, es decir para una misma abscisa tener dos valores de tensión.

A5.1.2 Algoritmo utilizado:

Leer la tabla (ϵ^P, σ) , transformar en (κ^P, σ) y almacenar.

| ϵ^P | σ | Área Parcial | Área Acumuada | κ^P |
|--------------------|------------|--------------|---------------------------|------------------|
| $\epsilon_1^P = 0$ | σ_1 | $A_1 = 0$ | $A_1 = 0$ | $\kappa_1^P = 0$ |
| ϵ_2^P | σ_2 | A_2 | $A_1 + A_2$ | κ_2^P |
| ϵ_3^P | σ_3 | A_3 | $A_1 + A_2 + A_3$ | κ_3^P |
| ... | ... | ... | ... | ... |
| ϵ_n^P | σ_n | A_n | $A_{Total} = g_{Total}^P$ | $\kappa_n^P = 1$ |

Con el valor de κ_{Actual}^P , valor de la variable independiente para el cual se quiere calcular la tensión σ , buscar en la tabla el intervalo al cual pertenece e identificar $\kappa_i^P, \kappa_{i+1}^P, \epsilon_i^P, \epsilon_{i+1}^P, \sigma_i$ y σ_{i+1} .

Calcular

$$m_i = \frac{\sigma_{i+1} - \sigma_i}{\epsilon_{i+1}^P - \epsilon_i^P} \quad (A5.19)$$

$$\sigma = \sqrt{(\kappa_{Actual}^P - \kappa_i^P) g_{Total}^P 2m_i + \sigma_i^2} \quad (A5.20)$$

$$\frac{d\sigma}{d\kappa^P} = \frac{g_{Total}^P m_i}{\sqrt{(\kappa_{Actual}^P - \kappa_i^P) g_{Total}^P 2m_i + \sigma_i^2}} \quad (A5.21)$$

Fin

A5.2. Esquema de cálculo para modelar la reparación

1. Inicio 1^{er} Caso de Carga (Viga Original).
 Espesor = Espesor viga original
 k_{orig} : % volumétrico correspondiente a materiales de las Vigas Originales
 $k_{reparación}$: 0
 $\Sigma (k_{orig} + k_{reparación}) = 1.0$
2. Resolución del problema vía MEF.
 Se realizan n incrementos de desplazamiento en el punto de aplicación de la carga.
3. Inicio 2^{do} Caso de Carga (Viga Reparada).

Espesor = Espesor viga original + reparación

k_{orig} : Corrección de % de participación volumétrico de materiales originales

$k_{reparación}$: Activación de % de participación de los materiales de reparación

$\Sigma (k_{orig} + k_{reparación}) = 1.0$

Reset de Tensiones y Variables Internas de los materiales de Reparación.

Reset de los Desplazamiento de la malla de EF.

4. Resolución del problema vía MEF.

Se realizan n incrementos de desplazamiento en el punto de aplicación de la carga.

5. Fin.

CAPÍTULO 6: Conclusiones y Recomendaciones

En esta tesis se estudia experimental y numéricamente la técnica de refuerzo y reparación de vigas solicitadas a corte por flexión con encamisado de hormigón autocompactante de alta resistencia reforzado con fibras de acero con ganchos.

Del análisis y discusión de los resultados de los ensayos y también de la comparación de los resultados numéricos y experimentales se pueden extraer las conclusiones que se presentan a continuación.

6.1. Ensayos de caracterización material

Se puede lograr un hormigón de alta resistencia autocompactante reforzado con fibras con los materiales disponibles en el medio local.

La incorporación de fibras a la matriz cementícea no provoca cambios significativos en resistencia a compresión y módulo de elasticidad. En compresión uniaxial, la incorporación de fibras aumenta la capacidad para mantener carga y permite tener mejor control del ensayo en la etapa postpico.

Los ensayos de caracterización de flexión evidencian mejor las diferencias entre hormigón simple y hormigón reforzado con fibras. Es notoria la mejora en la tenacidad y la capacidad de mantener carga gracias a la incorporación de fibras. Cuanto mayor porcentaje de fibras menor es la variabilidad de resultados.

El comportamiento de los hormigones reforzados con fibras depende no sólo del contenido y tipo de fibras sino también de la calidad de la matriz. Esta última no solo define el comportamiento de la matriz sino que también condiciona la interacción entre ambos componentes e influye en el proceso de arrancamiento de fibras, responsable de las diferencias observadas en los ensayos de flexión.

6.2. Ensayos en vigas

La técnica de refuerzo/reparación de vigas de hormigón armado con hormigón autocompactante reforzado con fibras es una alternativa factible de realizar en obra. El uso de un hormigón autocompactante como matriz permite el colado en pequeños espesores. El hormigón reforzado con fibras aporta propiedades estructurales. Esto, sumado a la compatibilidad entre material base y de refuerzo y la fisuración más dispersa y de menor ancho, aporta propiedades de durabilidad al refuerzo. Esto es importante si se tiene en cuenta que en el caso de reparaciones es fundamental que el elemento estructural se vea íntegro y brinde sensación de seguridad a los usuarios. Además el sistema de reparación debe impedir el ingreso de agentes agresivos dentro de la estructura de hormigón armado. Adicionalmente, el uso de hormigón autocompactante permite lograr una buena terminación superficial. No es necesaria

entonces una capa de revoque para el acabado y se compensa, en parte, el peso adicional de la capa de refuerzo.

En las vigas piloto la reparación con hormigón reforzado con fibras de una matriz de hormigón de características similares al hormigón original mostró buena restitución de la capacidad portante y las vigas reparadas, ensayadas hasta desplazamiento mayor al del primer ensayo, presentaron integridad.

Los ensayos de las vigas con estribos sin refuerzo mostraron una elevada dispersión de resultados. Esta dispersión es atribuible a la fragilidad de la falla por corte pero comparable con la obtenida por otros autores en este tipo de ensayos.

Las vigas con encamisado de hormigón sin fibras (con 0 kg/m^3) fueron propensas a despegue y desprendimiento severos de trozos de hormigón del encamisado y cuadros de fisuras atípicos. En aquellas con encamisado de hormigón reforzado con fibras con 30 kg/m^3 y 60 kg/m^3 de fibras el despegue y los desprendimientos fueron poco frecuentes y las vigas presentaron integridad al ser ensayadas. Esto resulta en una ventaja desde el punto de vista de la durabilidad, pero además es particularmente importante si se tiene en cuenta que, cuando el material de refuerzo se desprende totalmente del material base, deja de colaborar en resistencia.

En general, las vigas reforzadas y reparadas con encamisado presentaron mayor rigidez a flexión que aquellas tomadas como referencia debido al aumento de la sección transversal.

Los especímenes con estribos reforzados con hormigón reforzado con 30 kg/m^3 y 60 kg/m^3 de fibras estadísticamente presentaron mayor resistencia que aquellos usados como referencia. Para los reforzados con hormigón sin fibras no se encontraron diferencias estadísticamente significativas. En conclusión, para las vigas de hormigón armado con estribos ensayadas, el encamisado con hormigón reforzado con fibras con contenido mayor o igual a 30 kg/m^3 de fibras se comporta como un método eficiente para el refuerzo.

Todos los especímenes sin estribos reforzados con hormigón reforzado con fibras presentaron más rigidez y resistencia al corte mayor que la de la viga sin estribos sin refuerzo tomada como referencia. Pero la falla de estas vigas sin estribos reforzadas fue repentina y se produjo del lado de mayor relación a/d a diferencia de la falla obtenida en la viga tomada como referencia. Se observó también en estas vigas que si la apertura de fisura es muy grande las fibras son incapaces de coser la misma. El método de encamisado con hormigón reforzado con fibras no es suficiente para reemplazar la armadura transversal y tampoco evita el pandeo de la armadura longitudinal.

Para el caso de las vigas reparadas la mayoría resistió cargas mayores a las resistidas en el primer ensayo y el resto de las vigas resistió cargas comparables a las del primer ensayo. Estadísticamente las vigas reparadas con hormigón reforzado con 30 kg/m^3 y 60 kg/m^3 de fibras resistieron más que las usadas como control. Se observó también que cuando la viga ha sido dañada excesivamente durante la primera carga es difícil restituir la capacidad resistente inicial. Las vigas reparadas con hormigón reforzado con 60 kg/m^3 de fibras fueron solicitadas a desplazamientos menores durante el primer ensayo y el aumento de resistencia obtenido puede deberse en parte a este hecho. En conclusión, para las vigas de hormigón armado con estribos ensayadas, el encamisado con hormigón reforzado con contenido de fibra mayor o igual a 30 kg/m^3 de fibras se comporta como un método eficiente para la reparación, dependiendo el porcentaje de restitución de la capacidad de carga del grado de daño previo.

6.3. Simulación numérica

La forma de modelar la contribución de las fibras en el hormigón reforzado con fibras es sencilla y posibilita reproducir los ensayos de caracterización con buen ajuste.

Mediante el algoritmo planteado para reproducir el proceso de daño y reparación es posible conservar las variables internas de los materiales constituyentes del primer ciclo, que son las que describen los cambios sufridos por los materiales, y gracias a esto se puede representar objetivamente el comportamiento de los materiales originales durante el ensayo reparado.

La simulación de las vigas muestra que el comportamiento en la etapa post-pico está gobernado por el comportamiento del hormigón ya que el acero de las armaduras tiene mucha capacidad de disipación de energía.

En las simulaciones de vigas reforzadas el modelo usado logra mostrar los cambios en respuesta postpico, y presenta sensibilidad a las variaciones de las proporciones de las fibras.

Para poder reproducir adecuadamente la curva carga-desplazamiento completa de las vigas ensayadas (rigidez, curva post-pico, resistencia residual) es necesario trabajar con modelos que tengan en cuenta fenómenos como la degradación de rigidez y el deslizamiento de las armaduras.

La herramienta numérica desarrollada resulta útil en la reproducción numérica del comportamiento de vigas reforzadas y reparadas, permitiendo entender el trabajo de la estructura compuesta resultante y brindando estimaciones acertadas de la carga máxima esperada. Representa, por lo tanto, una herramienta numérica útil para el diseño de este tipo de intervención y para la predicción del comportamiento de elementos reparados.

Las simulaciones numéricas realizadas con distintos espesores de encamisado muestran que el comportamiento del conjunto no cambia significativamente por lo que en la práctica sería recomendable definir el espesor del encamisado teniendo en cuenta además condiciones de ejecución, costo y masa adicional agregada a la estructura.

6.4. Sugerencias para trabajos futuros

El desarrollo tanto experimental como numérico realizado en esta tesis muestra que el tema en estudio presenta muchos aspectos en los que aún se debe profundizar. A continuación se sugieren algunos de ellos.

- Caracterización material cuasiestática cíclica y dinámica de hormigón reforzado con fibras para evaluar los aportes y las propiedades que se puede transferir a las estructuras nuevas, reforzadas y reparadas bajo este tipo de sollicitaciones.
- Estudio de la eficiencia de la técnica de encamisados de hormigón reforzado con fibras en otros elementos estructurales de hormigón armado sollicitados a combinación de esfuerzos de flexión y axial como lo son las columnas.
- Estudio de otros materiales cementicios reforzados con fibras, combinando propiedades de la matriz y proporciones de distintos tipos de fibras para lograr comportamiento uniaxial con endurecimiento.

- Estudio de la retracción, respuesta térmica y durabilidad de las capas de refuerzo de hormigón reforzado con fibras.
- Estudio de combinación de la técnica desarrollada con otras técnicas de refuerzo/reparación de estructuras de hormigón armado.

Bibliografía

- ACI 544.1R, 1996-2002. Report on fiber reinforced concrete.
- ACI 544.1R, 1996-2002. Report on Fiber Reinforced Concrete.
- ACI 544.3R, 1993-1998. Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing, and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete. *ACI*.
- ACI 544.4R, 1999. Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete.
- Adhikary, B. B. & Mutsuyoshi, H., 2006. Shear strengthening of reinforced concrete beams using various techniques. *Construction and Building Materials*, Volume 20, p. 366–373.
- Altun, F., Haktanir, T. & Ari, K., 2007. Effects of steel fiber addition on mechanical properties of concrete and RC beams. *Construction and Building Materials*, Volume 21, pp. 654-661.
- Ardeshana, A. & Desai, A. K., 2012. Durability of fiber reinforced concrete of marine structures. *International Journal of Engineering Research and Applications*, 4 August, Volume 2, pp. 215-219.
- Ardeshana, A. & Desai, A. K., 2012. Durability of fiber reinforced concrete of marine structures. *International Journal of Engineering Research and Applications*, 4 August, Volume 2, pp. 215-219.
- ASTM C 1018, 2002. Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber-reinforced concrete (Using beam with third point loading). *ASTM Annual Book of Standards*, Volumen 04.02, pp. 546-553.

ASTM C 1550, 2005. Standard test method for flexural toughness of fiber reinforced concrete (using centrally loaded round panel).. *American Society for Testing and Materials*.

ASTM C 39, 86. Test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. *Annual book of ASTM standards*, Volume 04.02 Concrete and Agegates(Section 4 Construction).

ASTM C 469, 1987. Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson`s ratio of concrete in compression. . *Annual book of ASTM standards*, Volume 04.02 Concrete and Agegates.(Section 4 Construction).

Ayan, E., Saatcioglu, O. & Turanli, L., 2011. Parameter optimization on compressive strength of steel fiber reinforced high strength concrete. *Construction and Building Materials*, Volume 25, p. 2837–2844.

Barragán, B. E., Gettu, R., Martín, M. A. & Zerbino, R. L., 2003. Uniaxial tension test for steel fibre reinforced concrete – a parametric study. *Cement & Concrete Composites*, Volume 25, p. 767–777.

Barragán, B., Gettu, R., Agulló, L. & Zerbino, R., 2006. Shear Failure of Steel Fiber-Reinforced Concrete Based on Push-Off Tests. *ACI Material Journal*, August.pp. 251-257.

Barragán, B., Gettu, R. & Zalochi, R., 2000. A comparative study of the toughness of steel fiber reinforced concrete in tension, flexure and shear. *Fifth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC)*, September.pp. 441-450.

Betten, J., 1988. Application of tensor functions to the formulation of yield criteria for anisotropic materials. *International Journal of Plasticity*, Issue 4, pp. 29-46.

- Bonaldo, E., Barros, J. A. O. & Lourenço, P. B., 2005. On bonding repairing steel fibre reinforced concrete to hardened concrete.
- Boscato, G. & Russo, S., 2009. Experimental investigation on repair of RC pavements with SFRC. *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II*, pp. 1285-1289.
- Boulekbache, B., Hamrat, M., Chemrouk, M. & Amziane, S., 2012. Influence of yield stress and compressive strength on direct shear behaviour of steel fibre-reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, Volume 27, pp. 6-14.
- Brühwiler, E. & Denarié, E., 2008. Rehabilitation of concrete structures using Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete. *The second International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, 05-07 March.
- Campione, G. & Mangiavillano, M. L., 2008. Fibrous reinforced concrete beams in flexure: Experimental investigation, analytical modelling and design considerations. *Engineering Structures*, Volume 30, p. 2970–2980.
- Car, E., Oller, S. & Oñate, E., 1999. A large strain plasticity model for anisotropic composite material application. *Int. J. Plast.*, 17(11), p. 1437–1463 .
- Carmona Malatesta, S. & Cabrera Contreras, M., 2009. Comportamiento al corte de hormigones reforzados con fibras de acero. *Ingeniería de Construcción*, Volumen 24.
- Caverzan, A., Cadoni, E. & di Prisco, M., 2012. Tensile behaviour of high performance fibre-reinforced cementitious composites at high strain rates. *International Journal of Impact Engineering* , Volume 45, pp. 28-38.
- Chalioris, C. E., 2013. Steel fibrous RC beams subjected to cyclic deformations under predominant shear. *Engineering Structures*, Volume 49, p. 104–118.

- Chalioris, C. E. & Karayannis, C. G., 2009. Effectiveness of the use of steel fibres on the torsional behaviour of flanged concrete beams. *Cement & Concrete Composites*, Volume 31, p. 331–341.
- Chanvillard, G., 1999. Modeling the pullout of wire-drawn steel fibers. *Cement and Concrete Research*, Issue 29, p. 1027–1037.
- CIRSOC 201, 2005. Reglamento argentino para estructuras de hormigón.
- Claderas, A., 2002. Shear Design of Reinforced High-Strength Concrete Beams.
- Corinaldesi, V. & Moriconi, G., 2012. Mechanical and thermal evaluation of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concretes for engineering applications. *Construction and Building Materials*, Volume 26, p. 289–294.
- Cunha, V., Barros, J. & Sena-Cruz, J., 2010. An integrated approach for modelling the tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete. *Cem. Concr. Res.*, p. doi:10.1016/j.cemconres.2010.09.007.
- Deeb, R., Ghanbari, A. & Karihaloo, B. L., 2012. Development of self-compacting high and ultra high performance concretes with and without steel fibres. *Cement & Concrete Composites*, Volume 34, p. 185–190.
- Denarié, E. & Brühwiler, E., 2011. Strain-hardening Ultra-high Performance Fibre Reinforced Concrete: Deformability versus Strength Optimization. *Basic Research on Concrete and Applications. Proceedings of an ASMES International Workshop*, pp. 255-276.
- di Prisco, M., Plizzari, G. & Vandewalle, L., 2009. Fibre reinforced concrete: new design perspectives. *Materials and Structures*, Volume 42, p. 261–281.
- Ding, Y., Azevedo, C., Aguiar, J. B. & Jalali, S., 2012. Study on residual behaviour and flexural toughness of fibre cocktail reinforced self compacting high

- performance concrete after exposure to high temperature. *Construction and Building Materials*, Volume 26, p. 21–31.
- EFNARC, 2011. EFNARC three point bending test on square panel with notch. Flexural tensile strength of fibre concrete on sprayed test specimen.. *ENC 371*, 18 June.
- El-Dieb, A. S., 2009. Mechanical, durability and microstructural characteristics of ultra-high-strength self-compacting concrete incorporating steel fibers. *Materials and Design*, Volume 30, p. 4286–4292.
- EN 14651, 2005. Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual). *European Standard*, June. pp. 1-17.
- Farhat, F., Nicolaidis, D., Kanellopoulos, A. & Karihaloo, K. L., 2007. High performance fibre-reinforced cementitious composite (CARDIFRC) – Performance and application to retrofitting. *Engineering Fracture Mechanics*, Volume 74, p. 151–167.
- Ferreira, D., Bairán, J. & Marí, A., 2013. Numerical simulation of shear-strengthened RC beams. *Engineering Structures*, Volume 46, p. 359–374.
- Fischer, G. & Li, V., 2007. Effect of fiber reinforcement on the response of structural members. *Engineering Fracture Mechanics*, Volume 74, p. 258–272.
- Gallovich Sarzalejo, A. y otros, 2005. Fibras como elemento estructural para el refuerzo del hormigón. *Manual Técnico Maccaferri*.
- Goel, S., Singh, S. & Singh, P., 2012. Flexural fatigue strength and failure probability of Self Compacting Fibre Reinforced Concrete beams. *Engineering Structures*, Volumen 40, pp. 131-140.

- Hadi, M., 2003. Retrofitting of shear failed reinforced concrete beams. *Composite Structures*, Volume 62, p. 1–6.
- Hadi, M. N., 2009. Behaviour of eccentric loading of FRP confined fibre steel reinforced concrete columns. *Construction and Building Materials*, Volume 23, p. 1102–1108.
- Hassan, A., Jones, S. & Mahmud, G., 2012. Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behaviour of ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC). *Constr Build Mater*, p. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.030>.
- Irassar, E., 2004. Hormigón: Naturaleza y propiedades. En: E. Irassar, ed. *Hormigones Especiales*. Santa Fe(Santa Fe): Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, pp. 1-16.
- Iskhakov, I., Ribakov, Y., Holschemacher, K. & Mueller, T., 2013. High performance repairing of reinforced concrete structures. *Materials and Design*, Volume 44, p. 216–222.
- Isla Calderón, A. & Luccioni, B., 2008. Modelo para hormigones reforzados con fibras. *ENIEF 2008*.
- Isla, F. A. & Luccioni, B., 2009. Arrancamiento de fibras en hormigones reforzados con fibras. *Mecánica Computacional*, 3-6 Noviembre, Volumen XXVIII, pp. 2175-2198.
- Isla, F. A., Luccioni, B., Isas Pedraza, R. D. & Sfer, D., 2010. Arrancamiento de fibra de acero en matriz de hormigon. *XXXIV Jornadas sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Septiembre-Octubre.

- Isla, F., Isas, R., Ruano, G. & Luccioni, B., 2012. Efecto de la orientación y del confinamiento en el ensayo de extracción de fibras. *XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural*.
- JSCE, 1999. Guidelines for retrofit of concrete structures - Draft - (Translation from the concrete library No.95). September.pp. 1-61.
- JSCE, 1999. Guidelines for retrofit of concrete structures - Draft - (Translation from the concrete library No.95). September.pp. 1-61.
- Juárez, C., Valdez, P., Durán, A. & Sobolev, K., 2006. The diagonal tension behavior of fiber reinforced concrete beams. *doi:10.1016/j.cemconcomp*, 9 12.
- Khalaj, G. & Nazari, A., 2012. Modeling split tensile strength of high strength self compacting concrete incorporating randomly oriented steel fibers and SiO₂ nanoparticles. *Composites: Part B*, Volume 43, p. 1887–1892.
- Kim, J.-H.J. et al., 2007. Shear capacity and failure behavior of DFRCC repaired RC beams at tensile region. *Engineering Structures*, Volume 29, p. 121–131.
- Kobayashi, K. & Rokugo, K., 2012. Mechanical performance of corroded RC member repaired by HPRCC patching. *Construction and Building Materials*, p. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.05.013>.
- Kotsovos, M. D. & Pavlovic, M. N., 1995. Structural Concrete. Finite-element analysis for limit-state design.
- Landa Avilés, G., 2002. Estudio experimental sobre el refuerzo a cortante de estructuras de hormigón mediante materiales compuestos. Febrero.
- Landa Avilés, G., 2002. Estudio experimental sobre el refuerzo a cortante de estructuras de hormigón mediante materiales compuestos. Febrero.

- Lappa, E., Braam, C. & Walraven, J., 2006. Bending performance of high strength steel fibre reinforced concrete. Static and fatigue loading conditions. *Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties*, p. 133–138.
- Lee, H.-H., 2006. Shear strength and behavior of steel fiber reinforced concrete columns under seismic loading. *doi:10.1016/j.engstruct*, 16 8.
- Lim, D. & Oh, B., 1999. Experimental and theoretical investigation on the shear of steel fibre reinforced concrete beams. *Engineering Structures*, Volume 21, pp. 937-944.
- Liu, H., Xiang, T. & Zhao, R., 2009. Research on non-linear structural behaviors of prestressed concrete beams made of high strength and steel fiber reinforced concretes. *Construction and Building Materials*, Volume 23, p. 85–95.
- Li, V. C., 2004. High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites as Durable Material for Concrete Structure Repair. *International Journal for Restoration. Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen.*, 10(2), pp. 163-180.
- Li, V. C. et al., 2000. Repair and retrofit with engineered cementitious composites. *Engineering Fracture Mechanics*, Volume 65, pp. 317-334.
- Llopiz, C. R., 2008. Hormigón I Unidad 6: Análisis y diseño al corte. *Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo*.
- Lubliner, J., 1972. On the Thermodynamic Foundations of Non-Linear Mechanics. *Int. Journal Non Linear Mechanics*, Volume 7, pp. 237-254.
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S. & Oñate, E., 1989. A plastic damage model for concrete. *Int. J. Solids Struct.*, 3(25), pp. 299-326.

- Luccioni, B. & López, D. E., 2002. Modelo para materiales compuestos con deslizamiento de fibras. *Análisis y cálculo de estructuras de materiales compuestos*, Junio.pp. 411-431.
- Luccioni, B. M., López, D. E. & Danesi, R. F., 2005. Bond-Slip in Reinforced Concrete Elements. *Journal of structural engineering*, november, 131(11), pp. 1690-1698.
- Luccioni, B., Oller, S. & Danesi, R., 1996. Coupled plastic damage model. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, Issue 129, pp. 81-89.
- Luccioni, B. & Rougier, V., 2005. A plastic damage approach for confined concrete. *Computer & Structures*, Issue 83, pp. 2238-2256.
- Luccioni, B. et al., 2012. A simple approach to model SFRC. *Construction & Building Materials*, p. En Evaluación.
- Mallat, A. & Alliche, A., 2011. Mechanical investigation of two fiber-reinforced repair mortars and the repaired system. *Construction and Building Materials*, Volume 25, p. 1587–1595.
- Marini, A., Zanotti, C. & Plizzari, G., 2008. Seismic strengthening of existing structures by means of fibre reinforced concret floor diaphragms. *BEFIB*.
- Martinola, G., Meda, A., Plizzari, G. A. & Rinaldi, Z., 2010. Strengthening and repair os RC beams with fiber reinforced concrete. *Cement & Concrete Composites*, 6 July.Issue doi: 10.1016/j.cemconcomp.2010.07.001.
- Massicotte, B. & Boucher-Proulx, G., 2008. Seismic retrofitting of rectangular bridge piers with UHPFRC jackets. *BEFIB*.

- Mesbah, H. A., Kassimi, F., Yahia, A. & Khayat, H., 2000. Flexural performance of reinforced concrete beams repaired with fiber-reinforced SCC. *Fifth Intl. RILEM Symp. On Self Compacting Concrete*.
- Mora, J. y otros, 2000. Effect of the incorporation of fibers on the plastic shrinkage of concrete. *RILEM PRO15*, pp. 705-714.
- Mora, J., Martín, M. A., Gettu, R. & Aguado, A., 2001. Study of plastic shrinkage cracking in concrete and the influence of fibers and a shrinkage reducing admixture. *L'industria italiana del Cemento*, Novembre, Volume 770, pp. 827-837.
- Naaman, A., 2003. Engineered Steel Fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites. *Journal of Advanced Concrete Technology Japan Concrete Institut*, 1(3), pp. 241-252.
- Naaman, A., 2007. Tensile strain-hardening FRC composites: Historical evolution since the 1960. *Advances in Construction Materials*, Volume II, pp. 181 - 202.
- Naaman, A. & Reinhardt, H., 2004. Fiber reinforced concrete: Current needs for successful implementation. *Fiber reinforced concrete from theory to practice, International workshop on advantages in fiber reinforced concrete*, pp. 151-155.
- Nanni, A., 2012. A New Tool for Concrete and Masonry Repair: Strengthening with fiber-reinforced cementitious matrix composites.. *Concrete international*, April, 34(4), pp. 43-49.
- NBN B 15-238, 1992. Test on fiber reinforced concrete - Bending test on prismatic simples. *Norme Belge, Institut Belge de Normalisation*.
- Obaidat, Y. T. y otros, 2011. Retrofitting of reinforced concrete beams using composite laminates. *Construction and Building Materials*, Volumen 25, p. 591–597.

- Olivito, R. & Zuccarello, F., 2010. An experimental study on the tensile strength of steel fiber reinforced concrete. *Composites: Part B*, Volume 41, p. 246–255.
- Oller, S., 1988. Un modelo de Daño Continuo para materiales Friccionales, Ph.D. Thesis. *Universitat Politecnica de Catalunya, Escola Técnica Superior D'Enginyers de Camins, Canals I Ports*.
- Oller, S., Botello, S., Miquel, M. & Oñate, E., 1995. Anisotropic elasto-plastic model based on an isotropic formulation. *Eng. Comput.*, Volume 12, p. 245–262.
- Oller, S., Car, E. & Lubliner, J., 2003. Definition of a general implicit orthotropic yield criterion. *Comput Method Appl Mechanics*, Volume 192, p. 895–912.
- Özcan, D. M. et al., 2009. Experimental and finite element analysis on the steel fiber-reinforced concrete (SFRC) beams ultimate behavior. *Construction and Building Materials*, Volume 23, p. 1064–1077.
- Park, R. & Paulay, T., 1975. Reinforced concrete structures.
- Park, S. H., Kim, D. J., Ryu, G. S. & Koh, K. T., 2012. Tensile behavior of Ultra High Performance Hybrid Fiber Reinforced Concrete. *Cement & Concrete Composites*, Volume 34, pp. 172-184.
- Parmentier, B., De Grove, E., Vandewalle, L. & Van Rickstal, F., 2008. Dispersion of the mechanical properties of FRC investigated by different bending tests. *Taylor Made Concrete Structures*.
- Rao, G. A. & Rao, A. S., 2009. Toughness indices of steel fiber reinforced concrete under mode II loading. *Materials and Structures*, Volume 42, pp. 1173-1184.
- Rilem TC 162-TDF, 2002. Test and design methods for stel fibre reinforced concrete. *Materials and Structures*, November, Volume 35, pp. 579-582.

- RILEM, 2001. Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete. Recommendations. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, January-Februar, Volume 34, pp. 3-6.
- Rosignoli, D., Simonelli, F., Meda, A. & Rosignoli, R., 2012. High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Jacketing in a Seismic Retrofitting Application. *Concrete Repair Bulletin*, september/october. pp. 26-31.
- Rougier, V., 2007. Refuerzo de muros de mampostería con materiales compuestos. Diciembre.
- Rougier, V. C. & Luccioni, B. M., 2007. Numerical assessment of frp retrofitting systems for reinforced concrete elements. *Engineering Structures*, Issue 29, pp. 1664-1675.
- Salaverría Reyes, J. H., 2003. Estudio experimental sobre la reparación y refuerzo de puentes utilizando fibras sintéticas y pretensado exterior. Enero.
- Santos, S. P., Barros, J. A. & Lourenço, L. A., 2008. Steel Fibers for the shear resistance on high strength concrete beams. *BEFIB*.
- Shah, A. A. & Ribakov, Y., 2011. Recent trends in steel fibered high-strength concrete. *Materials and Design*, Volumen 32, p. 4122–4151.
- Sika AnchorFix-2, 2009. Adhesivo de altas prestaciones para anclajes. Octubre.
- Sikadur-32 Gel, 2009. Agente de unión epoxídico, tixotrópico, sin solventes, para la construcción. Octubre.
- Swaddiwudhipong, S. & Seow, P. E. C., 2006. Modelling of steel fiber-reinforced concrete under multi-axial loads. *Cement and Concrete Research*, Volume 36, p. 1354–1361.

- Tayeh, B. A., Abu Bakar, B., Megat Johari, M. & Voo, Y. L., 2012. Mechanical and permeability properties of the interface between normal concrete substrate and ultra high performance fiber concrete overlay. *Construction and Building Materials*, Volume 36, p. 538–548.
- Tokgoz, S. & Dundar, C., 2010. Experimental study on steel tubular columns in-filled with plain and steel fiber reinforced concrete. *Thin Walled Struct* , p. doi:10.1016/j.tws.2010.01.009.
- Torrijos, M. C., 2008. Mesoestructura, comportamiento mecánico y propiedades de transporte en hormigón. *Tesis presentada para el grado de doctor en ingeniería*, Septiembre.
- Truesdell, C. & Toupin, R., 1960. The classical field theories. *Handbuch der Physik*.
- Turmo, J., Banthia, N., Gettu, R. & Barragán, B., 2008. Estudio del comportamiento a cortante de vigas de hormigón reforzado con fibras. *Materiales de Construcción*, Volumen 58, pp. 5-13.
- UNI 11039-2, 2003. Calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio - Metodo di prova per la determinazione della resistenza di prima fessurazione e degli indici di duttilità..
- Uysal, M. & Tanyildizi, H., 2012. Estimation of compressive strength of self compacting concrete containing polypropylene fiber and mineral additives exposed to high temperature using artificial neural network. *Construction and Building Materials*, Volume 27, pp. 404-414.
- van Mier, J. G. M., 1997. Fracture Processes of Concrete: assessment of material parameters for fracture models..
- Vandewalle, L., 2006. Hybrid fiber reinforced concrete. *Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties*, p. 77–82.

- Walpole, R. E., Myers & Myers, 1999. Probabilidad y estadística para ingenieros. Sexta edición..
- Walraven, J. C., 2009. High performance fiber reinforced concrete: progress in knowledge and design codes. *Materials and Structures*, Volume 42, pp. 1247-1260.
- Wang, S., Zhang, M.-H. & Quek, S. T., 2012. Mechanical behavior of fiber-reinforced high-strength concrete subjected to high strain-rate compressive loading. *Construction and Building Materials*, Volumen 31, p. 1–11.
- Wang, Y.-C. & Lee, M.-G., 2007. Ultra-high strength steel fiber reinforced concrete for strengthening of rc frames. *Journal of Marine Science and Technology*, 15(3), pp. 210-218.
- Wang, Z.-L., Liu, Y.-S. & Shen, R. F., 2008. Stress–strain relationship of steel fiber-reinforced concrete under dynamic compression. *Construction and Building Materials*, Volume 22, p. 811–819.
- Watanabe, K., Kimura, T. & Niwa, J., 2010. Synergetic effect of steel fibers and shear-reinforcing bars on the shear-resistance mechanisms of RC linear members. *Construction and Building Materials*, Volume 24, p. 2369–2375.
- Yi, N.-H. et al., 2012. Blast-resistant characteristics of ultra-high strength concrete and reactive powder concrete. *Construction and Building Materials* , Volume 28, p. 694–707.
- Yun, H.-D., 2012. Flexural behavior and crack-damage mitigation of plain concrete beam with a strain-hardening cement composite (SHCC) layer at tensile region. *Composites: Part B*, p. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2012.05.053>.

Zerbino, R., 2004. Hormigón reforzado con fibras: Propiedades y aplicaciones estructurales. En: E. Irassar, ed. *Hormigones Especiales*. Santa Fe(Santa Fe): Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, pp. 143-181.