

Aplicaciones avanzadas de los materiales compuestos en la obra civil y la edificación

Editor: Marco A. Pérez

 OmniaScience



Monographs

Aplicaciones avanzadas de los materiales compuestos en la obra civil y la edificación

Editado por:
Marco A. Pérez

1ª edición © 2014 OmniaScience (Omnia Publisher SL)

www.omniascience.com



DOI: <http://dx.doi.org/10.3926/oms.210>

ISBN: 978-84-941872-9-2

DL: B-12444-2014

Diseño cubierta: OmniaScience

Fotografía cubierta: © arsdigital - Fotolia.com

Prólogo

Este libro presenta una panorámica del estado actual de los materiales compuestos y sus aplicaciones más relevantes en la obra civil y la edificación.

Ciertamente los materiales compuestos han tenido un desarrollo extraordinario en los últimos años, motivado principalmente por la necesidad de fabricar elementos estructurales más ligeros y con buena capacidad resistente en el sector aeronáutico, así como en vehículos terrestres y en las industrias del automóvil y del ferrocarril.

Las aplicaciones de los materiales compuestos en la ingeniería civil y la edificación son más recientes, aunque su utilización crece rápidamente debido a sus excelentes propiedades mecánicas, su resistencia a la corrosión, su menor peso y la flexibilidad de su uso para proyectar nuevas tipologías estructurales y para reparación de estructuras deterioradas.

Pese a esa evidencia, es paradójico que la formación de ingenieros especialistas en el cálculo y proyecto de estructuras con materiales compuestos es baja. La mayor parte de los contenidos de mecánica estructural en cursos de grado se focalizan en materiales más clásicos, como el hormigón y el acero, dejando las materias que tratan los materiales compuestos para cursos de postgrado, tipo Máster o similares. Claramente este déficit formativo tiene que corregirse en los próximos años, con el objetivo de que los graduados en ingeniería civil y en el ámbito de la edificación tengan al menos un conocimiento general y claro de las características básicas de los materiales compuestos, de sus excelentes propiedades mecánicas, de los métodos generales de cálculo y del potencial de su aplicación en el proyecto de nuevas construcciones y edificios, así como en reparación de estructuras.

Por todo lo anterior considero este libro particularmente útil y oportuno. En los diversos capítulos, escritos por especialistas en cada tema, se expone una visión general de las características fundamentales y el potencial de los materiales compuestos más usuales en la obra civil y la edificación.

El texto se inicia con un capítulo sobre la evolución del hormigón, el material compuesto más antiguo y popular de la historia de la construcción, para seguidamente tratar diferentes aspectos de los *Fiber Reinforced Polymers (FRP)* y del *Textile Reinforced Mortar (TRM)*, ambos de gran utilidad para el refuerzo de elementos estructurales (vigas, placas, láminas) y muros de obra de fábrica. Tras ello se presentan dos capítulos en los que se estudia de forma experimental y analítica el comportamiento adherente de los materiales *FRP* como refuerzo estructural del hormigón, y los sistemas de anclaje para tendones de pretensado de *FRP*.

Otro capítulo estudia el comportamiento de vigas híbridas de *Pultruded Fiber Reinforced Polymer (PFRP)*. Finalmente los dos últimos capítulos presentan, respectivamente, una panorámica del cálculo de estructuras de materiales compuestos utilizando la teoría de mezclas y el método de elementos finitos, y un procedimiento para predecir el deterioro en estructuras reforzadas con *FRP* sometidas a acciones estáticas y dinámicas.

El contenido del libro es un balance equilibrado de los aspectos fenomenológicos del comportamiento y propiedades de los materiales compuestos (en particular los basados en *FRP* y *TRM*), de sus aplicaciones en la ingeniería civil y la edificación y de los métodos de cálculo para evaluar la capacidad resistente y el fallo de las estructuras de materiales compuestos.

Felicito al Dr. Marco Antonio Pérez, también autor de un excelente capítulo, por la iniciativa de compilar este libro, que indudablemente será muy bien recibido por estudiantes de grado y postgrado en el ámbito del análisis estructural, así como por los profesionales que trabajan en el proyecto, construcción y mantenimiento de estructuras.

Eugenio Oñate

Catedrático de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Universidad Politécnica de Cataluña

Barcelona, Junio de 2014

Prefacio

La tecnología de los materiales compuestos se ha desarrollado extensamente durante las últimas cinco décadas, y su uso ha experimentado un incesante incremento en diversos sectores, entre los que destacan más recientemente la obra civil y la edificación. Las excelentes propiedades mecánicas, como la alta rigidez y resistencia específica, unidas a la resistencia a la corrosión, la trabajabilidad, y, sobretodo, la posibilidad de adaptarlos para satisfacer requerimientos específicos de diseño, los han situado en una posición ventajosa frente a los materiales estructurales convencionales. Los materiales compuestos, en concreto los *Fiber Reinforced Polymers (FRP)*, se están utilizando con éxito tanto en la construcción de nuevas estructuras –generalmente en combinación con el hormigón–, como en el refuerzo o la reparación de construcciones preexistentes. No obstante, el actual marco normativo que regula el uso de la tecnología es ciertamente limitado. Con las nuevas aplicaciones han emergido nuevos problemas. Por consiguiente, se requieren estudios que aporten nuevos conocimientos que permitan estandarizar las metodologías de cálculo, diseño y ejecución, garantizando así un uso apropiado de esta tecnología en constante desarrollo.

El propósito de esta obra es aportar una visión global del estado actual de la técnica y los recientes desarrollos sobre la aplicabilidad de los materiales compuestos en la obra civil y la edificación. El libro recoge una colección de trabajos de investigación de expertos nacionales e internacionales, que abordan los retos actuales y futuros en este campo, proporcionando, a través de una amplia variedad de casos de estudio, una hoja de ruta con las habilidades técnicas y los conocimientos prácticos necesarios para el empleo de materiales compuestos en nuevas aplicaciones. Escrito por profesionales e investigadores con experiencia en este campo, este libro pretende ser un texto de referencia para los no iniciados en la temática y una herramienta de estudio e investigación para lectores de niveles más avanzados.

Los textos son –en la medida de lo posible– autocontenidos en sus partes, permitiendo una lectura acorde al interés particular de cada lector. En ellos se presentan fundamentos técnicos, resultados de investigaciones, y se revisan y compilan referencias bibliográficas actualizadas que complementan y permiten al lector adquirir un conocimiento más profundo de los temas expuestos, encaminándolo hacia posibles futuras líneas de investigación.

El libro está compuesto por once capítulos. Los tres primeros constituyen una introducción en la que inicialmente se presenta una breve reseña histórica acerca de la evolución del hormigón, a continuación se exponen los fundamentos de la mecánica de los materiales com-

puestos y finalmente se introducen los criterios de diseño básicos para el refuerzo en flexión y cortante con *FRP* de acuerdo a los planteamientos de la *FIB (International Federation for Structural Concrete)*. Los siguientes tres capítulos abordan el estudio del uso del *TRM (Textile Reinforced Mortar)* para el refuerzo a flexión y cortante de vigas de hormigón armado, y para el refuerzo de muros de obra de fábrica, respectivamente. En el séptimo capítulo se evalúa experimentalmente el comportamiento adherente del refuerzo de estructuras de hormigón mediante materiales *FRP* insertados en el recubrimiento (*Near-Surface Mounted* o *NSM*). El octavo capítulo se centra en el análisis experimental y analítico de los sistemas de anclaje para tendones de pretensado de *FRP*. En el capítulo nueve se analiza el comportamiento a flexión y cizalladura de vigas híbridas de *PFRP (Pultruded Fiber Reinforced Polymer)* y hormigón armado. Finalmente, los dos últimos capítulos cubren aspectos relacionados con la simulación numérica, como son el análisis no-lineal del material mediante la teoría de mezclas serie-paralelo, y el análisis numérico de la reparación y el refuerzo de estructuras con *FRP*.

Los trabajos de investigación que han dado lugar a los diferentes capítulos que conforman este libro, son fruto del interés mutuo universidad-empresa en el desarrollo de la tecnología y la transferencia del conocimiento a la industria. Por ello, se quiere dejar constancia del agradecimiento por el apoyo recibido de las instituciones públicas y privadas para el desarrollo de los diferentes proyectos de investigación.

Marco A. Pérez

Barcelona, Mayo de 2014

Listado de autores y colaboradores

Alex H. Barbat	Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE) Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, España
Ernest Bernat-Maso	Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria Laboratori per a la Innovació Tecnològica d'Estructures i Materials (LITEM) Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, España
Christian Escrig	Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria Laboratori per a la Innovació Tecnològica d'Estructures i Materials (LITEM) Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, España
Lluís Gil	Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria Laboratori per a la Innovació Tecnològica d'Estructures i Materials (LITEM) Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, España
Pello Larrinaga	Departamento de Construcción Sostenible TECNALIA, Parque Científico y Tecnológico de Bizkaia, España
Ignacio Marcos	Departamento de Ingeniería Mecánica Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Industrial de Bilbao Universidad del País Vasco, España
Xavier Martínez	Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE) Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, España
Maritzabel Molina	Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola Universidad Nacional de Colombia
Liz Nallim	Universidad Nacional de Salta, Argentina
Catalin Andrei Neagoe	Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria Laboratori per a la Innovació Tecnològica d'Estructures i Materials (LITEM) Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, España Technical University of Civil Engineering Bucarest, Rumanía
Sergio Oller	Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE) Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, España

Marco A. Pérez	Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria Laboratori per a la Innovació Tecnològica d'Estructures i Materials (LITEM) Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, España
Francesc Puigvert	Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria Laboratori per a la Innovació Tecnològica d'Estructures i Materials (LITEM) Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, España
Fernando Rastellini	Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE) Quantech ATZ, Barcelona, España
Carles Romea	Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, España
Montserrat Sánchez	Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria Laboratori per a la Innovació Tecnològica d'Estructures i Materials (LITEM) Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, España
José T. San-José	Departamento de Ingeniería Minera y Metalúrgica y Ciencia de los Materiales Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Bilbao Universidad del País Vasco, España
Ibrahim Sharaky	Anàlisi i Materials Avançats per al Disseny Estructural (AMADE) Escola Politècnica Superior, Universitat de Girona, España Materials Engineering Department, Zagazig University, Egipto
Lluís Torres	Anàlisi i Materials Avançats per al Disseny Estructural (AMADE) Escola Politècnica Superior, Universitat de Girona, España
Juan Carlos Vielma	Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Venezuela

Índice general

1. El hormigón: breve reseña histórica de un material milenario	1
1.1. El yeso, un antecedente Mediterráneo	1
1.2. La romanización	2
1.3. El declive medieval	5
1.4. El cemento Portland entra en acción	5
1.5. El hormigón armado comienza su marcha	7
1.6. Época clásica del hormigón: 1910-1940	10
1.7. El hormigón se tensa	12
1.8. Los nuevos hormigones: larga vida al hormigón	13
1.9. Conclusiones	16
1.10. Líneas futuras	17
Bibliografía seleccionada	17
Referencias	18
2. Fundamentos de la mecánica de los materiales compuestos	19
2.1. Introducción	19
2.2. Generalidades sobre las relaciones tensión-deformación	21
2.3. Análisis en la microescala	23
2.4. Análisis en la mesoescala	28
2.4.1. Evaluación de la rigidez de la lámina	29
2.4.2. Efectos higrotérmicos en la lámina	34
2.4.3. Evaluación de la resistencia de la lámina	34
2.5. Análisis en la macroescala	38
2.5.1. Evaluación de la rigidez del laminado	39
2.5.2. Efectos higrotérmicos en el laminado	45
2.5.3. Evaluación de la resistencia del laminado	46
2.6. Conclusiones	47
2.7. Líneas futuras	47
Bibliografía seleccionada	48
Referencias	49
3. El refuerzo de estructuras de hormigón con laminados de FRP según la FIB	51
3.1. Introducción	51

Índice general

3.2. Sistemas de refuerzo <i>FRP</i>	53
3.2.1. Refuerzo con laminados preconformados	53
3.2.2. Refuerzo con tejidos de fibras	54
3.2.3. Refuerzo con perfiles	54
3.2.4. Comparativa de los sistemas de aplicación del refuerzo	54
3.3. Campos de aplicación del refuerzo <i>FRP</i>	55
3.3.1. Refuerzo a flexión	56
3.3.2. Refuerzo a cortante	57
3.4. Ventajas y desventajas del refuerzo <i>FRP</i>	57
3.5. Modos de colapso del refuerzo	59
3.6. Decisión estratégica en el refuerzo de una estructura	60
3.7. Bases de diseño de refuerzo <i>FRP</i> a flexión	62
3.7.1. Generalidades	62
3.7.2. Modos de colapso - Estados Límites Últimos	63
3.7.2.1. Acción compuesta completa	63
3.7.2.2. Pérdida de la acción compuesta	63
3.8. Análisis en Estado Límite Último de flexión	67
3.8.1. Situación inicial	67
3.8.2. Acción compuesta completa	68
3.8.3. Pérdida de la acción compuesta	70
3.9. Análisis en Estado Límite Último de cortante	73
3.10. Conclusiones	76
3.11. Líneas futuras de desarrollo	76
Bibliografía seleccionada	78
Referencias	78
4. Refuerzo a flexión de hormigones de bajas prestaciones con <i>TRM</i>	81
4.1. Introducción	81
4.2. Breve estado de la técnica	83
4.3. Hormigón antiguo, de baja calidad o "pobre"	85
4.4. Soluciones tradicionales y novedosas del refuerzo estructural	86
4.5. Caracterización del <i>TRM</i>	88
4.5.1. Mortero y tejido	89
4.5.2. <i>TRM</i> sometido a tracción pura	91
4.6. Ensayo del refuerzo a flexión con <i>TRM</i>	93
4.6.1. Construcción de las vigas de hormigón armado	93
4.6.2. Refuerzo con <i>TRM</i> de las vigas de hormigón armado	93
4.6.3. Ensayo de las vigas reforzadas	94
4.7. Estudio analítico-numérico del hormigón reforzado	96
4.7.1. Modelización a tracción del <i>TRM</i>	96
4.7.2. Modelo numérico de vigas de hormigón armado reforzadas a flexión	100
4.8. Correspondencia analítico-experimental	101
4.9. Conclusiones	102
4.10. Líneas futuras	103
Bibliografía seleccionada	104

Referencias	104
5. Refuerzo a cortante de vigas de hormigón armado mediante TRM	107
5.1. Introducción	107
5.2. Breve estado de la técnica	108
5.2.1. Contextualización histórica	108
5.2.2. Necesidad de reforzar	109
5.2.3. Soluciones tradicionales de refuerzo a cortante	110
5.2.4. <i>Textile-Reinforced Mortar</i>	115
5.3. Campaña experimental	117
5.3.1. Construcción de las vigas	117
5.3.2. Materiales de refuerzo	118
5.3.3. Aplicación del refuerzo en las vigas de hormigón	120
5.3.4. Ensayos	123
5.3.5. Resultados	124
5.4. Estudio analítico	129
5.5. Conclusiones	132
5.6. Líneas futuras	133
Bibliografía seleccionada	134
Referencias	134
6. Comportamiento estructural de muros de obra de fábrica reforzados con TRM	137
6.1. Introducción	137
6.2. Estado de la técnica	138
6.2.1. ¿Qué es y cómo funciona el TRM?	140
6.2.2. Comparación del TRM con otros métodos de refuerzo	142
6.2.3. Aplicación del TRM en la obra de fábrica, consideraciones y variables de diseño	143
6.3. Aplicaciones del TRM en muros de carga de obra de fábrica	147
6.3.1. Estudio bibliográfico	147
6.3.2. Estudio de muros reforzados con TRM en el CER-LITEM	148
6.4. Conclusiones de aplicabilidad práctica	160
6.5. Líneas futuras de desarrollo	162
Bibliografía seleccionada	163
Referencias	164
7. Estudio de la adherencia de barras NSM FRP como refuerzo de estructuras de hormigón	165
7.1. Introducción	165
7.2. Estado de la técnica	167
7.3. Estudio experimental	167
7.4. Resultados y discusión	169
7.4.1. Barras NSM CFRP	170
7.4.2. Barras NSM GFRP	173
7.4.3. Comparación de resultados	175

Índice general

7.5. Conclusiones	176
7.6. Líneas futuras	179
Bibliografía seleccionada	179
Referencias	180
8. Estructuras pretensadas con tendones de material compuesto	183
8.1. Introducción	183
8.2. Estado de la técnica	185
8.2.1. Anclaje de sujeción mecánica	187
8.2.2. Anclaje de sujeción adhesiva	190
8.3. Estudio de anclajes para tendones de material compuesto	193
8.3.1. Anclajes de sujeción mecánica	193
8.3.2. Anclajes de sujeción adhesiva	196
8.4. Conclusiones	200
8.5. Líneas futuras	202
Bibliografía seleccionada	202
Referencias	203
9. Diseño y análisis de vigas híbridas de PFRP y hormigón	205
9.1. Introducción	205
9.2. Estado de la técnica	206
9.2.1. Perfiles estructurales de PFRP	207
9.2.2. Aplicaciones de perfiles PFRP en ingeniería civil	209
9.3. Estudios experimentales	211
9.3.1. Ensayos preliminares con vigas híbridas a pequeña escala	212
9.3.2. Ensayos con vigas híbridas a escala real	216
9.4. Formulación analítica para el diseño de vigas híbridas	223
9.4.1. Estado límite de servicio	224
9.4.2. Estado límite último	230
9.5. Conclusiones	233
9.6. Líneas futuras	234
Bibliografía seleccionada	234
Referencias	235
10. Análisis no-lineal de materiales compuestos mediante la teoría de mezclas serie-paralelo	237
10.1. Introducción	237
10.2. Breve estado de la técnica	239
10.2.1. Cálculo lineal hasta rotura del compuesto	239
10.2.1.1. Propiedades elásticas del compuesto	239
10.2.1.2. Rotura del material compuesto	240
10.2.2. Breve reseña sobre homogenización	241
10.3. Teoría de mezclas serie-paralelo	243
10.3.1. Condiciones de compatibilidad de la teoría de mezclas SP	245
10.3.2. Algoritmo de resolución	246

10.3.2.1. Cálculo no lineal del material compuesto	248
10.3.3. Implementación en un código de elementos finitos	248
10.4. Ejemplos de aplicación	249
10.4.1. Simulación de un compuesto de resinas	250
10.4.2. Delaminación de materiales compuestos	252
10.4.2.1. Descripción del ensayo y del modelo de cálculo	253
10.4.2.2. Comparación de los resultados numéricos y experimentales	254
10.5. Conclusiones	256
10.6. Líneas futuras	257
Bibliografía seleccionada	258
Referencias	259
11. Análisis numérico de la reparación y refuerzo de estructuras con <i>FRP</i>	261
11.1. Introducción al comportamiento no lineal de las estructuras y valoración del estado de daño	261
11.2. Introducción a la simulación numérica de estructuras de hormigón armado. Enfoque conceptual	262
11.3. Ecuación de equilibrio dinámico y linealización del problema no lineal	265
11.4. Problemas estáticos y dinámicos no lineales	268
11.5. Daño estructural. Caso sísmico teniendo en cuenta las curvas de capacidad y la demanda estructural	272
11.5.1. Daño global en función de la rigidez estructural	274
11.5.2. Daño estructural objetivo	275
11.6. Simulación numérica de estructuras reforzadas con <i>FRP</i> y valoración del daño	278
11.6.1. Simulación del comportamiento de los materiales compuestos	279
11.6.2. Simulación numérica de un pórtico de hormigón armado reforzado con <i>CFRP</i>	280
11.6.2.1. Geometría y configuraciones del refuerzo	280
11.6.2.2. Descripción de los modelos constitutivos aplicados a los materiales	282
11.6.2.3. Análisis del comportamiento de los modelos de hormigón en masa y de hormigón armado reforzado	282
11.7. Conclusiones	287
11.8. Líneas futuras	288
Bibliografía seleccionada	289
Referencias	289

1

El hormigón: breve reseña histórica de un material milenario

Carles Romea

Resumen La ingeniería civil, desde la revolución industrial hasta nuestros días, se ha basado en dos materiales básicos: el acero, que llena todo el siglo XIX con sus estructuras deslumbrantes cuyo paradigma es la torre Eiffel, y más modernamente el hormigón armado. Fue en el siglo XVIII, cuando se sentaron las bases teóricas de la revolución industrial, que muchos ingenieros civiles pusieron su interés en el hormigón romano, cuyas glorias, aun hoy en día se tienen en pie. Tiene pues el hormigón un antecedente romano, lo cual lo inscribe dentro de la tradición constructiva Mediterránea, que a su vez bebe sin solución de continuidad de las construcciones cohesivas de la antigüedad, teniendo como antecedente el yeso, que en la península Ibérica ya explotaron las civilizaciones Íberas y Celtas. Modernamente, la combinación del acero con el hormigón ha generado un nuevo material compuesto que conocemos por hormigón armado. El hormigón armado, visto desde el punto de vista contemporáneo, pasa por ser, pues, un precursor de los materiales compuestos, que nos abre el camino a las combinaciones, tecnológicamente más avanzadas, actuales, y que nos permiten vislumbrar, con esperanza, un gran futuro a los nuevos materiales. Un breve resumen histórico nos permitirá conocer mejor su trayectoria.

1.1. El yeso, un antecedente Mediterráneo

De acuerdo con las teorías de la antigua Grecia, según Empédocles de Agrigento (c. 495/490 - c. 435/430 a.C.), todos los materiales de la naturaleza están compuestos por cuatro elementos básicos juntando el agua de Tales de Mileto, el fuego de Heráclito de Éfeso,

Carles Romea

Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria
Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, Colon 11, TR45, Terrassa, 08222 Barcelona, España
e-mail: carles.romea@upc.edu

DOI: [10.3926/oms.199](https://doi.org/10.3926/oms.199) • Omnia Publisher, 2014

el aire de Anaxímenes de Mileto y la tierra de Jenófanes de Colofón, los cuales se mezclan en los distintos entes sobre la Tierra.

Nos llega noticia del geógrafo e historiador griego Estrabón (c. 64/63 a.C. - c. 19/24 d.C.) de que en la península Ibérica, mucho antes de la llegada de los romanos, las civilizaciones anteriores ya conocían la utilización de los materiales aglomerantes¹. Así, la fabricación de yeso era una práctica corriente y la gran cantidad de restos hallados así lo corroboran. Las piedras de origen calcáreo tienen la propiedad notable de que al ser calcinadas, es decir, cocidas a gran temperatura durante largo tiempo, se deshidratan por completo, dando lugar a un nuevo material, que, una vez reducido a polvo, presenta unas nuevas propiedades. Es dable señalar que las piedras calcáreas no son otra cosa que la tierra de Jenófanes, que una vez calcinada con el fuego de Heráclito i el aire de Anaxímenes, es tratada con el agua de Tales de Mileto. Este material purulento de color blanco es conocido por yeso común y procede del sulfato cálcico CaSO_4 . Una vez rehidratada con agua se convierte en sulfato cálcico hemihidrato $\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2}\text{H}_2\text{O}$ [20].

Este material cohesivo que tiene la propiedad de endurecerse con el tiempo y actuar como agente aglutinador de los áridos, grava y arena, y que, por ser amorfo, puede modelarse a voluntad, ha sido ampliamente utilizado en la construcción. Antiguamente se utilizaba la cal apagada $\text{Ca}(\text{OH})_2$, que se obtenía hidratando en exceso el óxido de calcio (cal viva). Según el testimonio de Gayo Plinio Segundo² (23-79 d.C.), conocido como Plinio el Viejo, esta tradición venía de los egipcios, que la traspasaron a los griegos, y éstos la legaron a los romanos quienes aportarían la arena a la mezcla, proporcionando una consistencia y resistencia mucho mayor al conjunto formado [4, 20].

1.2. La romanización

Con la expansión de la romanización, los modos constructivos evolucionan y llegan las nuevas técnicas que, con gran fortuna, los romanos –excelentes ingenieros y mejores administradores– nos legaron. Los hornos de cal se perfeccionaron, y Roma, con un gran sentido práctico, introdujo el principio de agregación allí donde las culturas anteriores, más primitivas, como Grecia, Persia o Egipto, sólo acertaron a mover inmensas moles pétreas. Los grandes volúmenes de sus templos y de sus construcciones civiles y militares demandaban gran cantidad de fuerza animal. Las moles de piedra eran extraídas de canteras, conformadas y trasladadas penosamente, hasta llegar al lugar de la construcción. Elevarlas y colocarlas en su lugar correcto era obra de titanes.

Cabe distinguir –como nos han enseñado los historiadores– tres períodos claramente diferenciadas en la historia de Roma: la Monarquía (753-509 a.C.), el período Republicano que en el año 27 a.C. dio paso al Imperio Romano (27 a.C. - 476 d.C.). Y es en el segundo período en el que aparece uno de los materiales más revolucionarios –por su importancia– en la historia de la construcción. El *opus caementicium*³ u hormigón romano, aún lejos de nuestros

¹*Geographiké*. Libro III.

²Historia Natural. Libro V.

³Tal y como lo entendemos a día de hoy, el *opus caementitium* es el hormigón, constituido de grava mezclada con cal, arena y agua.

hormigones modernos, presentaba unas características notables: si se añadía la tierra volcánica de la zona de Pozzuoli, en las faldas del Vesubio, en proporciones adecuadas, juntamente con la arena y las piedras, y se amasaba con la cal, se obtenía una mezcla que endurecía incluso bajo el agua y confería características hidráulicas al producto obtenido, pudiéndose utilizar en la construcción de depósitos, obras portuarias, cimentaciones en zonas húmedas y revestimiento de acueductos. Que la mezcla era de excelente calidad lo prueba el hecho que más de dos mil años después muchas de sus construcciones siguen en pie. Es notable, a título de ejemplo, el Panteón de Agripa (véase Figura 1.1) [4, 18, 20].

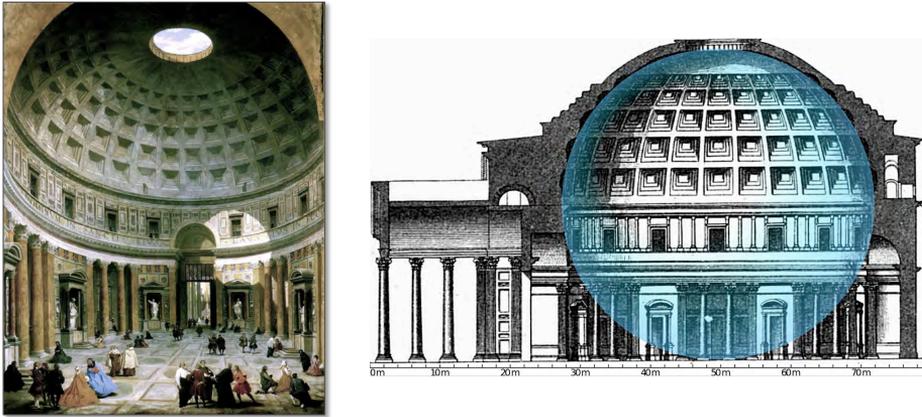


Figura 1.1: Interior del Panteón de Agripa por Giovanni Paolo Panini (1691-1765) (izquierda). Sección transversal del Panteón en la que se haya superpuesta una esfera de 43,3 metros de diámetro (derecha).

La documentación más antigua que se ha encontrado del *opus caementicium*⁴ se debe a una cita de Marco Porcio Catón (234-149 a.C.). Aunque la técnica de utilización del mortero no se conoce con exactitud, ya a finales de la época Republicana (siglo II y I a.C.) el *opus caementicium* sustituyó otras formas de construir, como el *opus quadratum* hecho con bloques de piedra seca, o el *opus latericium* y *crudus* hecho con material cerámico en seco. Pero es con Julio César (100-44 a.C.) cuando se puede empezar a hablar de auténticos hormigones. Los escritos de Marco Vitruvio Polión (c. 80/70 - c. 15 a.C.) son la principal fuente de información sobre la construcción romana [18, 20].

La capacidad del hormigón romano de cal puzolana de ser resistente a la entrada de aire, pero sobre todo de ser resistente al agua, era bien conocida por Vitruvio. Según indica en uno de sus diez libros *De architectura*, el polvo de Puzol convertía en sobresaliente cualquier tipo de construcciones, pero particularmente aquellas que se hacen en el mar bajo el agua⁵ [20]. De las correctas proporciones de la mezcla del mortero, Vitruvio, sugería lo siguiente:

Una vez que la cal esté apagada, se mezclará con arena, poniendo tres partes de arena por una de cal. Si fuera arena marina o fluvial, con dos partes será suficiente y se mezclará con ladrillos molidos, obteniendo un material aún mejor por su uso⁶.

⁴*Ex calce et caementis.*

⁵Capítulo VI del segundo libro.

⁶Capítulo V del segundo libro.

1 | El hormigón: breve reseña histórica de un material milenario

El descubrimiento del comportamiento hidráulico que proporciona la mezcla de cal y el polvo de Puzol, dio lugar a la construcción a gran escala del hormigón propiamente dicho, mezclando cal, arena, puzolana, agua, trozos de ladrillo⁷ o más frecuentemente piedra. Con una visión moderna, se puede decir que el hormigón es el primer material compuesto hecho con técnicas industriales.

Queda claro que Roma tuvo una gran preocupación por construir bien, y el éxito del hormigón puzolánico permitió construcciones con cotas cada vez mayores. De acuerdo siempre con lo que nos expone el ingeniero e historiador François Auguste Choisy (1841-1909) en su cuidado y acertado estudio de la construcción romana, el uso del hormigón les llevó a ejecutar todo tipo de arcos y bóvedas [4]. De hecho, el sistema constructivo romano se basa en la profusión de la utilización del arco y la bóveda de medio punto. En contraposición con las arquitecturas griegas o egipcias, basadas en la utilización del dintel recto y donde las bóvedas siempre eran aproximaciones a partir de falsas estructuras en voladizos sucesivos, los romanos supieron resolver de forma magnífica el cubrimiento de grandes espacios con materiales sólidos y duraderos [4, 20].

Con la caída del Imperio Romano de Occidente (476 d.C.), sobre todo lejos de la capital, se inició un lento pero inexorable declive de la calidad de la construcción, y se discutió mucho –hasta finales del siglo XIX– cuál era el secreto que tenían los romanos para asegurar la durabilidad de su hormigón. En realidad, el supuesto secreto queda bien explicado en las reglas constructivas que recoge Vitruvio. Ya ha quedado manifestada la importancia que tenía la utilización de la puzolana, pero vale la pena citar otros apartados extraídos de sus libros, dedicado a las características de los materiales para tener éxito en la construcción. A propósito de la arena escribe [20]:

En las construcciones hechas con hormigón, lo primero que hay que hacer es encontrar una arena que sea apta para la mezcla, y que no tenga restos de tierra [...] Será óptima aquella que frotada con las manos, se escurre, aquella que a pesar de tener tierra no es áspera. La arena marina además, después de hecho el muro y colocado el enlucido, exuda sacando el salitre y se disuelve⁸.

En referencia a la cal escribe:

[...] habiendo explicado los diversos tipos de arena, tendremos que poner toda la atención en el tipo de cal proveniente de la cocción de piedra blanca, aquella que provenga de una roca más compacta y más dura será útil para la fabricación del hormigón, aquella que sea más porosa se utilizará para los enlucidos⁹.

Véase pues que, éstos y no otros eran los procedimientos que aseguraban la durabilidad de las construcciones romanas, más allá de los secretos que otros han querido ver, donde sólo había sentido común y un excelente conocimiento de los materiales empleados.

⁷Según la tradición latina, Marco Tulio Cicerón (106-43 a.C.) y Tito Livio (59-17 d.C.) llamaban *caementum* a las piedras que utilizaban para hacer el hormigón romano, palabra que derivaba del verbo latino *caedo*, que significa cortar en pequeñas piezas.

⁸Capítulo IV del segundo libro.

⁹Capítulo V del segundo libro.

1.3. El declive medieval

La caída del Imperio Romano Occidental conlleva un inexorable cambio del sistema social y consecuentemente un cambio radical en las necesidades estructurales entre el imperialismo romano y la posterior ruralización del territorio. El sistema de construcción heredado se nutría por un lado de un dominio de la técnica, y por otro de la mano de obra esclava. El alejamiento de las pautas y la tradición romana, deriva en un empobrecimiento de la calidad de los cementos¹⁰ en comparación con la época imperial, y por ende en un paulatino decaimiento de las construcciones de tipo cohesivas, que son substituidas en los edificios emblemáticos por la antigua piedra [19].

La construcción de la cúpula (1420-1436) de la Basílica de Santa Maria del Fiore (Catedral de Florencia Il Duomo) por parte del arquitecto renacentista Filippo Brunelleschi (1377-1446), supone un hito en la historia de la construcción. La concepción original del autor de utilizar material cerámico, requería de un material cohesivo como el empleado por los romanos. Así pues, el autor toma conciencia del legado técnico y constructivo de la época romana. No obstante, a pesar del éxito y reconocimiento por la esplendorosa demostración de su técnica, más de un siglo después, el polifacético artista renacentista Michelangelo Buonarroti (1475-1564), encargado de la construcción de la cúpula central de la Basílica papal de San Pedro del Vaticano, inspirada en la del Panteón de Agripa y en la planta ortogonal de la Catedral de Florencia, optó por la piedra [16].

1.4. El cemento Portland entra en acción

Es a partir de finales del siglo XVIII cuando se entra en el período definitivo en la recuperación del hormigón, con el descubrimiento de lo que se conocen como los aglomerantes modernos. La influencia de la tradición romana pesó muy probablemente en el descubrimiento de los nuevos aglomerantes, ya que se insistía mucho –de acuerdo con los escritos de Vitruvio– en la pureza de la cal.

El ingeniero inglés John Smeaton (1724-1792) descubrió en la obra de reconstrucción del faro de Eddystone (Inglaterra), el buen comportamiento hidráulico de una mezcla de cal y arcilla que resistía la acción del agua del mar. Este faro (véase Figura 1.2), construido en un accidente rocoso en el canal de la Manga, es uno de los más famosos. El primer faro fue construido por Henry Winstanley (1664-1703), y fue trágicamente arrastrado cinco años después. Fue reemplazado por la torre de John Ruyard (1650- c.1718), construida en roble y devorada por un incendio en 1755 [16].

¹⁰Vale la pena señalar la curiosa etimología de la palabra "cemento", que se ha convertido en *caementum* al pasar del latín clásico al vulgar, conservando originalmente el significado de piedra pequeña para asumir más adelante por el típico proceso de sinécdoque, el sentido de todo conglomerado formado por agua, ligante y piedras. En la Edad Media, cemento era sinónimo de hormigón. Sólo a finales del siglo XVIII empieza a hacerse la diferenciación, pasando el cemento a ser el ligante y hormigón el conglomerado resultante. En italiano, por ejemplo, el hormigón se conoce como *calcestruzzo*, que deriva directamente del latín de *calces structio*, esto es, estructura hecha de cal. Aún así el inglés llama *concret* al hormigón, apropiándose del latín la palabra *concretum*. Cicerón escribía en latín: *concretum corpus ex elementis*, es decir, cuerpo compuesto de elementos diversos, que incluye el concepto de conglomerado, bien propio del hormigón.

1 | El hormigón: breve reseña histórica de un material milenario

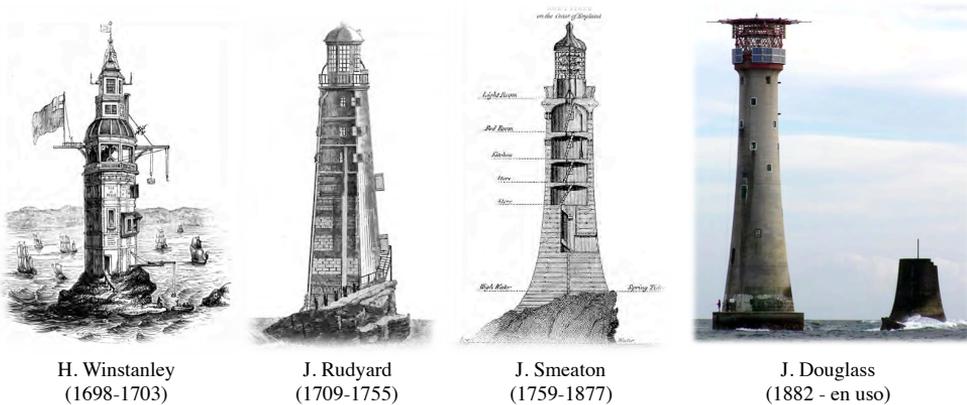


Figura 1.2: Ilustraciones e imagen de los cuatro faros de Eddystone, Reino Unido, ordenados de izquierda a derecha indicando el autor de la construcción y el período de servicio del faro. Las alturas no son representativas.

Fue entonces cuando Smeaton emprendió uno de sus más destacados trabajos: la construcción en piedra del faro, y que puede considerarse una de las obras precursoras de la moderna ingeniería de la construcción. No sólo estudió la geología de la roca sobre la que debía asentarse y de la cantera donde debía obtener la piedra, sino que, además, estudió muy cuidadosamente la historia de la ingeniería romana. Copió la práctica de los romanos del uso de cuñas de madera para asegurar el correcto asentamiento con que se conectaban las sucesivas hiladas de bloques de piedra y, posiblemente más significativo en la historia que nos ocupa, el uso del hormigón puzolánico. Smeaton se hizo traer de Italia los ingredientes del cemento para asegurarse de que utilizaba el mismo material que tan buen resultado dio a los antiguos romanos. Comenzada en 1756, la torre se incendió por primera vez en 1759 y permaneció en servicio hasta el 1882 cuando fue reemplazada por el faro actual. Éste fue construido por James N. Douglass (1826-1898) y se sitúa a 36 m al sudeste de la torre de Smeaton. La razón para cambiarla de lugar fue que la base de la construcción de la de Smeaton había sido socavada por el mar. Los análisis químicos demostraron que la presencia, precisamente de arcilla en la cal, era determinante para darle –a la mezcla obtenida– su capacidad hidráulica [2].

El científico francés Louis Vicat (1786-1861) es considerado el inventor del cemento artificial. Comenzó su carrera buscando un material capaz de endurecerse bajo el agua para sustituir el mortero de fraguado lento. Fue un gran admirador del cemento romano, viendo que era un material que desafiaba el paso del tiempo con una durabilidad a toda prueba. Estudió en profundidad el comportamiento de las mezclas de piedra caliza con arcilla, demostrando de forma definitiva que el carácter hidráulico provenía del resultado de cocer la cal arcilla. Los primeros aglomerantes así elaborados se parecían a los cementos conocidos como rápidos, muy ricos en aglutinantes y de rápida compactación. Vicat estudió con detalle todas las reacciones químicas y estableció, con gran rigor científico, las reglas de fabricación y utilización de la cal hidráulica. En 1818 publicó el tratado sobre la fabricación del cemento: *Recherches expérimentales sur les chaux de construction, les bétons et les mortiers ordinaires*. En él explica cómo obtener cal hidráulica a partir de cualquier piedra caliza; el procedimiento consistía en apagar la cal y mezclarla con arcilla pura y agua, convirtiéndola en una masa

pegajosa de la que se formaban unas bolas, que, una vez secadas al sol, se introducían en un horno obteniéndose un nuevo material de cualidades completamente diferentes [3, 16, 18].

El albañil inglés Joseph Aspdin (1778-1855), patentó en 1824 un cemento que él mismo producía, cemento que afirmaba era tan duro como la piedra de Portland. Lo que más tarde se conoció como cemento Portland, era una mezcla de clinker molido obtenido por calcinación entre 1350-1450 °C con una cierta adición de yeso. Esta mezcla de materia calcárea-arcillosa convenientemente tratada se conoce como clinker, y su proceso como "clinkerización", que no es más que la cristalización del cemento. Este clinker se obtiene con una mezcla química de 80 % de material calcáreo y un 20 % de material arcilloso. Las operaciones de trituración de las materias primas en crudo, la mezcla y homogeneización, su cocción, y el enfriamiento del clinker, son las operaciones habituales de la fabricación del cemento artificial. Para Aspdin, era pues una masa sólida que no era ya necesario cocer más y que una vez reducida a polvo y mezclada con agua se convertía en el cemento conocido como Portland. Este término es pues sinónimo desde que se fabrica por vía artificial [2, 3].

Aunque ahora los cementos artificiales son de uso corriente, no son más que una adaptación de materiales naturales que imitan un material preexistente en la naturaleza. Si una piedra caliza contiene una proporción de arcilla y alguna otra impureza, puede dar un cemento natural si se calcina a una temperatura superior que la utilizada para fabricar la cal. Los cementos naturales se adormecen más rápidamente que el Portland, pero suelen tener una resistencia más baja. Por ello se les conocía impropriamente como "cementos romanos". El cemento Portland, ya desde su aparición, se extiende y generaliza su uso convirtiéndose en poco años en un material indispensable para todo tipo de construcciones [3, 18].

1.5. El hormigón armado comienza su marcha

Durante todo el siglo XIX, sobre todo en Inglaterra y Francia, se dan varios estudios encaminados a descubrir el secreto de los hormigones romanos. Alemania, aunque se incorpora de forma más tardía, entra en la época pionera del hormigón aportando –ya a finales de siglo– un gran contenido teórico y técnico. Para fijar los límites de este período temprano propio de los pioneros, se establece el año 1910 como el final de la época a partir de la cual se entra de pleno derecho en la denominada etapa clásica del hormigón armado [18].

El hormigón, según se ha visto, puede asimilarse a una piedra, aunque de origen artificial. Como ella, es capaz de soportar grandes cargas de compresión; pero si bien tiene esta remarkable virtud, su resistencia a la tracción es en cambio muy limitada. Los valores y las direcciones de las tensiones son hoy previsibles por su diseño y cálculo. No obstante, es necesario compensar los esfuerzos destructores colocando –allí donde hay– piezas de un material que sea resistente a la tracción. Este es el caso del hierro que se utilizó desde hacía tiempo en las construcciones de mampostería (p.e. cúpulas bizantinas, arquitectura gótica, pasadores en los muros Griegos, piedra armada) y para la realización de elementos de enlace (encadenado y anclaje de edificios, tirantes de las vueltas, etc.). La unión del hormigón y el hierro, además de permitir la puesta en común de las características específicas de los dos materiales, beneficia a las ventajas ligadas a sus propiedades físicas respectivas. El hormigón y el acero tienen

1 | El hormigón: breve reseña histórica de un material milenario

—casualmente y por fortuna— un coeficiente de dilatación similar en el rango de las temperaturas ordinarias de trabajo. Además, el hormigón liga muy bien con el acero y lo protege de la oxidación [6, 12].

La primera utilización del hormigón armado (ferrocemento) se atribuye al ingeniero francés Joseph-Louis Lambot (1814-1887) quien en 1848 fabricó una barca que navegó largamente por el lago de Miraval. En 1849 el jardinero e "inventor del hormigón armado" Joseph Monier (1823-1906) —como él mismo se atribuye—, construye las no menos famosas macetas (sistema móvil de hierro y cemento aplicable en la horticultura) utilizando, como Lambot, una malla metálica. En 1853 François Coignet (1814-1888) edificó el primer inmueble con estructura de hormigón reforzada con varillas de hierro. En años posteriores patentó sus métodos de: hormigón económico, hormigón hidráulico y hormigón plástico; construye más de 300 km de alcantarillas y promueve el tipo de construcción conocida como monolítica, colaborando, a su vez, con muchos arquitectos [3, 6, 18].

Es cierto que todas estas innovaciones tienen un principio ciertamente empírico, pero tienen como punto de partida una fe inquebrantable en el futuro del "hierro con cemento" como así lo conocían sus pioneros. Prueba de ello son las diversas patentes, que sentaron las bases del hormigón armado. El estado de conocimientos en los países desarrollados hizo que iniciativas como las anteriormente comentadas fueran muy frecuentes. La importancia que este material ha tenido posteriormente hace que su invención, su descubrimiento, sea casi una cuestión de estado. Si bien parece indiscutible que fueron ciudadanos franceses quienes iniciaron la nueva era del hormigón armado.

Monier, tras patentar varios de sus sistemas, fue quien definitivamente explicó con detalle cuál era el papel de los "hierros" que se dejaban dentro de la masa del hormigón. Así, en una viga armada, el hierro que se coloca en su interior sirve para resistir las tracciones que aparecen por efecto de la flexión, pero por contra no soporta bien los esfuerzos cortantes que se manifiestan en los extremos de la pieza cerca de los puntos de apoyo. También comprobó que las zonas que están fuertemente comprimidas resisten con dificultad. Se da cuenta, por tanto, que hay que conformar el hierro siguiendo la distribución de los esfuerzos, y adapta la armadura de acuerdo con estas sollicitaciones. En cuanto a los pilares —que también patentó—, los esfuerzos ocasionados por el descentramiento de las cargas, hace necesario armarlos con barras verticales en toda su altura, pero debido al pandeo que esto ocasiona en la pieza, provoca que el hormigón se hinche y se aplaste, lo que se corrige con unos aros perimetrales a modo de cinturón transversal que controlan esta deformación [3, 6, 16].

Al tiempo que ingeniero y constructor, el belga François Hennebique (1842-1921) fue también pionero en la industrialización a gran escala del hormigón, creando varias filiales en numerosos países Europeos. Él fue quien dio el empujón definitivo que necesitaba el hormigón armado para internacionalizarse. La internacionalización del hormigón se asocia con él gracias ya que, en 1892, una vez patentado su sistema¹¹, aplica el prefabricado a gran escala frente a la construcción *in situ* más limitada [16, 18].

Según Hennebique se formula el principio fundamental del hormigón [16]:

¹¹ *Combinaison Particulière du Métal et du Ciment en Vue de la Création de Poutraisons Très Légères et de Haute Résistance. Brevet n° 223546. F. Hennebique, 1982.*

Los elementos asociados en la estructura tienden a ayudarse recíprocamente para aliviar sus respectivos esfuerzos.

Es decir, no se concibe el hormigón únicamente como la unión de dos materiales, sino que son dos materiales unidos que trabajan conjuntamente. A Hennebique se debe el primer forjado de gran luz (patentando la sección en "T"), la construcción en 1880 de la primera losa armada con armaduras de sección circular, o la patente en 1892 de la primera viga con estribos (es decir, con cercos perimetrales a lo largo de toda ella). El puente del Risorgimento con una luz de 100 m y 10 m de flecha (véase Figura 1.3), representa el cenit de su carrera, construyendo con hormigón armado una estructura de una esbeltez impensable para la época.



Figura 1.3: Puente de Risorgimento sobre el río Tiber, Roma. Diseñado por Giovanni Antonio Porcheddu y construido por la empresa Hennebique en 1911 con hormigón armado.

El hormigón, que como todo nuevo material empieza de una manera dudosa, entra con fuerza en el mundo de la construcción, y una vez resueltos los problemas técnicos más elementales es utilizado con gran profusión. Fruto de ello, el ingeniero y profesor Charles Rabut (1852-1925) recoge parte del conocimiento presente en la industria y lo traslada a la universidad, impartiendo a partir de 1897 el primer curso de hormigón armado, material que dice ha sido inventado por "amateurs", y por tanto se encuentra bajo sospecha por los cuerpos oficiales de ingenieros, quienes no lo validan hasta que no demuestra su bondad y resistencia [16].

El curso de Rabut, que no contiene ninguna fórmula, hace una apuesta por ofrecer una alternativa a la albañilería clásica: la separación clara entre el trabajo que hace el hormigón y el acero, la supresión del pandeo, su versatilidad en la utilización (facilidad de ejecución y montaje), su resistencia a las cargas dinámicas y su gran resistencia al fuego y a la intemperie. A pesar de que el curso impartido estaba muy alejado formalmente de lo que entendemos hoy en día por un curso técnico, consagra, aun y así, todo un capítulo a la historia de esta técnica aún naciente.

En sus exposiciones, Rabut insiste en una evolución epistemológica muy particular: desde el invento de Lambot hasta el 1906, en que se redacta la circular ministerial¹² [6], la intuición

¹²El 20 de Octubre de 1906 se publica el primer Reglamento Oficial Francés: *Circulaire du ministre des travaux Publics de Postes et des Télégraphes aux Ingenieurs en-chef des Ponts et Chaussées*, que contenía unas *Instructions Relatives à l'emploi du béton armé*.

y la experimentación van por delante del desarrollo teórico. Según Rabut, casi todas las mejoras sucesivas en el hormigón aportadas por Coignet (padre e hijo¹³) y Hennebique, vienen dictadas por el azar, y él las expone bajo un repertorio de "sistemas". Entre ellos destacan los sistemas Bona, Golding, Mahai, Cottancin, entre otros. A pesar de las ventajas constructivas que aportan los diferentes sistemas, Rabut entiende que la falta de tradición constructiva en hormigón armado se deriva un problema estético, ya que lo considera feo (aunque no sea este un argumento técnico) [3, 16].

Durante décadas el hormigón armado es utilizado exitosamente en construcciones civiles, pero la entrada definitiva del hormigón en la historia de la construcción se produce cuando el arquitecto francés Anatole de Baudot (1834-1915), siguiendo las corrientes neogóticas imperantes, construye la emblemática iglesia de Saint-Jean de Montmartre (1897-1904), que no deja de ser una estructura de hormigón armado. Los arquitectos adoptan el hormigón armado y le otorgan carga de naturaleza a la construcción. Un gran campo de posibilidades se abre ante los creadores; las estructuras y las formas sólo están limitadas por las nuevas tensiones que el nuevo material de forma autónoma pueda soportar a condición, eso sí, de estar fuertemente armado. El hormigón armado permite disociar los sistemas constructivos: desaparece de esta manera el muro de carga, se eliminan todos los elementos de apoyo y es permitida la construcción de ménsulas y voladizos, ampliando así el catálogo de las soluciones estructurales. El hormigón armado libera al arquitecto de los antiguos imperativos técnicos. Sólo queda por resolver el programa que se beneficiará de la libertad de la innovación [2, 16, 18].

1.6. Época clásica del hormigón: 1910-1940

Puede fijarse el período de entre guerras, como el momento de máxima expansión del hormigón armado, quedando superado a finales de los años treinta por un nuevo material, el hormigón pretensado, que supone un nuevo impulso en la carrera futura de la construcción. Son muchas –y de gran calidad– las construcciones, edificios, puentes y todo tipo de infraestructuras las que se construyen en Europa, América y Australia. Aparece la figura del ingeniero consultor y proyectista, un verdadero especialista en el campo del diseño y el cálculo de estructuras. Lo que caracteriza esta etapa es la aceptación del nuevo material como un elemento constructivo con pleno derecho dentro de todo tipo de construcciones. La etapa inicial, que corresponde a los pioneros, deja paso a una etapa esplendorosa que en pocos años logra imponer su práctica. El primer paso sin duda es la aceptación del hormigón en construcciones más convencionales, como los edificios de viviendas, en manos de los arquitectos, que ven en él un material apto y muy versátil [1, 7, 11].

A pesar de su gran aplicación en edificios de tipo industrial, aún queda un largo camino a recorrer. Es un material con unas propiedades resistentes singulares, lejos de la nobleza del acero, con un comportamiento mecánico que presenta no pocas particularidades. Nuevamente el método de prueba y error, en construcciones cada vez más atrevidas, permite un conocimiento más profundo. Es un material resistente a la compresión, pero que bajo tracciones, fisura. Es un material económico, pero su dosificación y la utilización de cementos varios le

¹³Edmond Coignet (1856-1915).

dan propiedades a menudo diferentes. Pide un control de obra exigente, y la necesidad de mano de obra especializada hacen que sea un material todavía muy artesano. La etapa de entre guerras convierte al hormigón armado en un material apto e ideal para la expansión de las infraestructuras en Europa: puentes, viaductos, autopistas, carreteras, fábricas, naves industriales, hangares para dirigibles, hangares de aviación, depósitos de agua, presas, mercados, estaciones de tren, aparcamientos, terminales marítimas, torres de comunicaciones, faros, y un largo etcétera. En definitiva, el hormigón armado se impone en el viejo y el nuevo continente [7, 12, 13].

Una de las características técnicas, sobre todo en la construcción de puentes, era su casi dependencia del diseño de los arcos, que aún se construyeron como en la etapa anterior en que se hacían de piedra, pero ahora de hormigón. El diseño poco a poco se va acomodando a la nueva manera de trabajar con este material, hasta que se supera esta etapa inicial. De hecho, uno de los avances más notables es la transición de entre lo que el arquitecto e ingeniero catalán Felix Cardellach (1875-1919) llamó la construcción compresiva, por una nueva que podemos llamar flexiva. Eugène Freyssinet (1879-1962), afirmó que la única novedad importante de esta época es la construcción de vigas rectas tal como hoy las conocemos (véase Figura 1.4). Ciertamente la viga recta, que hoy consideramos como habitual y normal, es una estructura que trabaja a flexión, lo que supone tracciones en las zonas a las que se confía la armadura. El hormigón armado permite la absorción de tracciones. De todas las formas estructurales, la viga recta es, quizás, la forma estructural más reciente de todas [9-11].

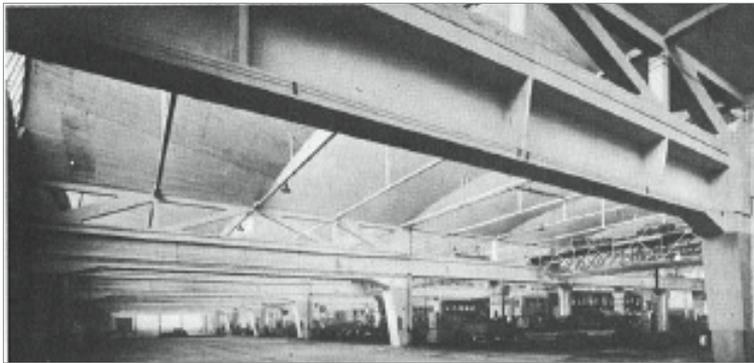


Figura 1.4: Vista de una viga recta de hormigón armado construida por Freyssinet en la fábrica nacional de radiadores en París.

Los arcos de hormigón que trabajan básicamente a compresión, son meros sustitutos de la piedra, pero con el paso del tiempo se hacen cada vez más estilizados. Las secciones más delgadas y las tensiones de trabajo mayores. Se optimiza el uso del material, se aligera el peso y se aumenta la seguridad de las estructuras. Aparecen nuevos métodos de cálculo pero, a pesar de todo, más de un disgusto –a veces con consecuencias nefastas–, hace que los ingenieros deban aplicarse a fondo en el trabajo [14, 15, 18].

El teórico de la arquitectura e ingeniero suizo Charles Édouard Jeanneret-Gris (1887-1965), más conocido como Le Corbusier, publica en 1923 su manifiesto *Vers une Architecture* [11], una recopilación de artículos publicados en la revista *L'Esprit Nouveau* en los

que hace una apología de los ingenieros. Ilustra sus tesis con fotografías de silos y fábricas americanas de hormigón. Sobre estas construcciones afirma [7, 11]:

[...] magníficos principios de los nuevos tiempos, ejemplos de la abstracción de la arquitectura que tiene como particularidad y de magnífico, que, arraigando en el hecho brutal, se espiritualiza, porque el hecho brutal no es otra cosa que la materialización, el símbolo de la idea posible.

Para él el reconocimiento de la armonía que demuestran las nuevas estructuras de hormigón armado son prueba, no del arte, pues no se trata de la Capilla Sixtina ni del templo griego *Erechtheion*, son obras cotidianas de todo un universo que trabaja con conciencia, inteligencia, precisión, imaginación, decisión y rigor. El uso del hormigón se internacionaliza.

1.7. El hormigón se tensa

Ya desde los comienzos de la práctica constructiva en hormigón armado, se detectaron los comportamientos específicos del nuevo material. De hecho, la retracción, que puede ser la más evidente, implica en el hormigón fresco una merma de volumen por pérdida de agua. Su consecuencia más inmediata es la práctica de la construcción de juntas de retracción y la colocación de armados específicos para controlar la fisuración que provoca. Otro fenómeno que quedó rápidamente evidenciado fue su falta de resistencia a la tracción, y la consiguiente fisuración. Por último, su comportamiento a esfuerzos prolongados a la compresión, hacen que el hormigón fluya. Esta deformación diferida en el tiempo, y que Freyssinet comprobó de manera alarmante en la construcción del puente de Veudre sobre el río Allier (1911-1912), junto con los fenómenos mencionados anteriormente, llevaron a muchos técnicos del hormigón a intentar superarlos [10].

Es dable señalar que la idea del pretensado revolucionó completamente la manera de tratar el hormigón. Son muchos los que se arrogan su invención, y según la bibliografía publicada –y su nacionalidad–, escriben la historia según sus "legítimos" intereses. Son varios los países que manifiestan su paternidad, los Estados Unidos de América, Alemania, Francia... Lo cierto es que la idea se maduró durante muchos años, pero sólo Freyssinet desarrolló con acierto la tecnología necesaria para poder otorgarle, con toda justicia, su paternidad. Él lo define como "una verdadera revolución en la construcción" [13, 14].

La idea del hormigón precomprimido, o pretensado, nace de hecho a finales del siglo XIX, cuando los ingenieros comprenden la forma de funcionar del hormigón armado, fisurando bajo el efecto de las tracciones. Es justo en este punto donde hay que precomprimir el hormigón, porque bajo el efecto de las cargas que deberá soportar en el momento de construirlo, habrá que añadir, con juicio, fuerzas en sentido contrario. En otro orden de cosas, pensemos en las barricas de vino que se rodean con aros metálicos que ejercen de compresores de la madera. La rueda de bicicleta también es un ejemplo clásico de un mecanismo pretensado. La propuesta del precomprimido del hormigón es pues muy antigua. En 1886 Henry Jackson patentó un sistema de tirantes de acero para el pretensado del hormigón. En 1888 W. Döring solicita la patente del banco de tensado. Matthias Koenen en 1906 realizó los primeros ensayos con armado, colocado y hormigonado con tensiones previas. K. Weststein en 1919

fabricó unas tablas muy delgadas bajo el nombre de Wettstein-Bretten, utilizando cuerdas de piano fuertemente tensadas. Tal vez fue el primero en utilizar acero de alta resistencia sin darse cuenta de que ésta era una de las premisas para que el pretensado pudiera triunfar. En 1923 R.H. Dill teorizó sobre la necesidad de que el acero debería ser de alta resistencia [12].

Pero la patente definitiva del pretensado la presentó Freyssinet en 1928. Hizo presentar a su nombre un acero que diera tensiones de 400 N/mm^2 . El mérito de Freyssinet fue entender el mecanismo de la fluencia –deformación diferida en el tiempo– del hormigón. Fue él quien investigó la fluencia lenta del hormigón, extrayendo las conclusiones correctas para el diseño del pretensado. Su primera aplicación, con un éxito notable, la pudo aplicar en la consolidación de las cimentaciones profundas de la terminal de Le Havre del transatlántico Normandie, máximo exponente de la construcción naval francesa de la época. Otro ejemplo de su legado es el puente de Luzancy sobre el río Marne (véase Figura 1.5). Su éxito se debió principalmente a la implementación práctica del concepto [8, 9].

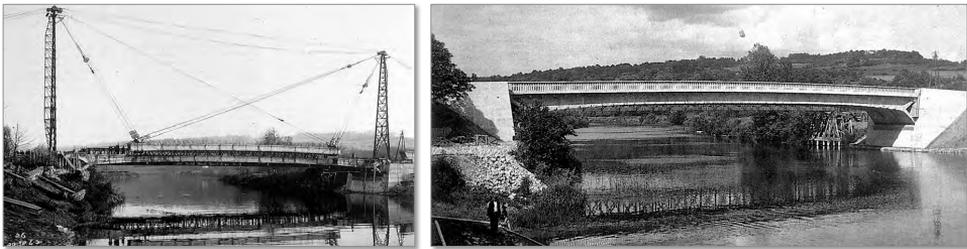


Figura 1.5: Puente de Luzancy de 54 m de luz sobre el río Marne, durante y después de su construcción. Se emplearon dovelas prefabricadas montadas por pretensado formando las vigas que se colocan entre los pilares triangulares.

1.8. Los nuevos hormigones: larga vida al hormigón

Desde el principio del siglo XX hasta bien entrados los años ochenta, el hormigón que se ha utilizado ha sido un material muy similar en todas partes. Ciertamente existían diferencias de dosificación con pequeñas variantes, pero las propiedades intrínsecas del hormigón puesto en obra eran muy cercanas y sobre todo muy constantes. La gran revolución, porque de una revolución se trata, se está librando actualmente, y comenzó en la década de 1980 [16, 17].

En la actualidad el hormigón es un material con sus propiedades gobernables, puede decirse que programables. Es posible actuar sobre cuatro parámetros que conforman la familia de las cualidades de un hormigón: la consistencia y la trabajabilidad, la durabilidad, sus propiedades mecánicas y finalmente su aspecto exterior. Sobre la consistencia y la trabajabilidad se han conseguido hormigones autocompactables (HAC) y autonivelantes. La durabilidad del hormigón es hoy en día uno de los factores más importantes a modificar. La durabilidad viene afectada por dos tendencias que trabajan al mismo tiempo. En primer lugar la durabilidad respecto al ambiente de trabajo y las agresiones exteriores, y en segundo lugar la durabilidad según la evolución interna del propio material. Sobre las propiedades mecánicas, que quizás son las que en principio más llaman la atención, no debe olvidarse que actualmente se ha

1 | El hormigón: breve reseña histórica de un material milenario

llegado a la fabricación de hormigones de hasta 100 MPa. No obstante, en el campo de la construcción y de la obra civil, tampoco son necesarias resistencias tan grandes, pero ello abre otros campos de aplicación. Véase que, de forma paradójica, las propiedades mecánicas del hormigón no parecen ser las más interesantes. Sin embargo en esta primera fase de mejora de sus condiciones se constata que la resistencia se ha multiplicado por tres, se ha reducido considerablemente su coeficiente de fluencia, se ha reducido la retracción y finalmente se ha controlado su capacidad de fisuración [1, 5].

En los hormigones de alta resistencia y los autocompactantes, se consigue –mediante la utilización de los fluidificantes– una gran fluidez, y gracias a su acelerado endurecimiento se pueden reducir considerablemente los ciclos constructivos, lo que hace vislumbrar un futuro prometedor en el campo del prefabricado. En referencia de las innovaciones producidas sobre las propiedades mecánicas, parece evidente que volverán con fuerza un nuevo desarrollo de las estructuras en arco, explotando las altas resistencias de compresión. Incluso puede pensarse en estructuras trianguladas de hormigón solamente, o la solución mixta acero-hormigón, si somos capaces de renovar los conceptos que tuvieron aplicación en los años 60. Se puede pensar también en el hormigón como si de acero se tratase, pero sin parte de sus limitaciones. Se pueden retomar pues las antiguas formas estructurales, pero en otras nuevas que pondrán en valor las nuevas capacidades mecánicas del material. Las luces también se verán incrementadas. También en la prefabricación, hoy se sabe que los elementos corrientes de tipo económico –de inercia constante–, tienen una vida de corto recorrido, tanto por sus limitaciones en cuanto a luces como desde el punto de vista arquitectónico. La utilización de los nuevos hormigones, en definitiva, abre una nueva perspectiva en nuevas aplicaciones y mercados [8, 16].

El nuevo material también induce a nuevas tecnologías. Por ejemplo, en el pretensado clásico, el entubado de los cables lleva a dimensiones transversales importantes. Esto se debe en parte a que los hormigones clásicos superan con dificultades los 40 MPa. Con el pretensado exterior, existe la posibilidad de bajar de forma drástica los espesores de las secciones, y más si se utilizan hormigones de más alta resistencia. También se produce una reducción del peso propio, lo que favorece el aspecto económico. Las primeras obras de pretensado exterior datan de 1982, si no se tiene en cuenta las primeras experiencias de los años cuarenta, efímeras, después abandonadas. Por otra parte en el campo del prefabricado, las propiedades de homogeneidad de los hormigones superficiales, dan unas excelentes cualidades mecánicas, lo que nos lleva a pensar en uniones con pasadores, o encolados, soluciones que pueden simplificar notablemente el montaje y el transporte. Su capacidad de fluidez, y el hecho de que no haya que vibrarlo, permitirán montajes casi milimétricos en la obra [5, 12, 17].

De entre los nuevos hormigones hay que mencionar, por sus altas cualidades, los hormigones armados con fibras. Las fibras pueden ser de tipos diversos: las más comunes son las fibras metálicas, pero también puede ser de polipropileno o fibra de vidrio, entre otras. Puede decirse, de una manera simple, que el hormigón armado con fibras se trata de un hormigón armado a escala local.

Las fibras, al igual que el armado del hormigón tradicional, tienen por objeto controlar la fisuración. A diferencia de la armadura del hormigón tradicional, que se coloca antes del hormigonado, en los hormigones con fibras el armado –es decir las fibras– se incorporan

mezcladas con el propio hormigón, formando un nuevo material. Como las fibras se adicionan directamente a la mezcla del hormigón, éstas deben ser necesariamente cortas. Su dosificación dependerá de que se combinen las dos posibles soluciones total o parcialmente, armando el hormigón con fibras exclusivamente o bien con armaduras convencionales. El hecho de armar con fibras puede permitir una libertad de formas en la pieza de hormigón terminada que no se encontrará sujeta al esqueleto de las armaduras.

Las características técnicas del nuevo hormigón armado con fibras vendrán dadas por la orientación de las fibras, que en principio dependerán de dos parámetros según la puesta en obra: si el hormigón es bombeado o bien proyectado. Esta orientación de las fibras le confiere unas características resistentes determinadas. Hay que evitar sobre todo la posible segregación de las fibras, que también se encuentran afectadas por la fluidez del hormigón. Desde el punto de vista mecánico hay que destacar la ductilidad de la combinación entre el hormigón y las fibras metálicas. Esto representa un importante salto tecnológico, si se tiene en cuenta que puede prescindirse casi totalmente de las armaduras pasivas. Por otro lado, los acabados superficiales que se consiguen son de una gran calidad, con una gran variedad de texturas y con una paleta de colores que abarca desde el negro pasando por todos los matices posibles de colores.

Para finalizar el presente capítulo dedicado a la historia y evolución del hormigón, entraremos en un campo más propio de la ciencia ficción, pero que da una idea de la vitalidad y de la importancia del material, probablemente el más utilizado en la Tierra después del agua, y por lo que se explica a continuación, no es gratuito referirse al planeta Tierra.

En 1969, después de la primera llegada del hombre a la Luna, la cadena hotelera Hilton anunció a que a mediados de los años 80 estaría en funcionamiento el "Moon Hilton", el primer hotel lunar. Hoy, pasados los años, sabemos que esto no ha sido posible. Superada la guerra fría, los gastos estratégicos ya no han sido lo mismo. Es caro y complejo colonizar la Luna. Los caminos para salir de la Tierra pero ya han comenzado, y las estaciones orbitales son una realidad, pero aún no son del todo autosuficientes. Los satélites habitados dependen de las visitas periódicas de los cohetes de carga con suministros de alimentos, agua y oxígeno. Los escritores de ciencia ficción sueñan con centros autónomos situados en un punto Lagrangiano. El transporte del material desde la Tierra es pero impensable debido a los grandes esfuerzos que hay que invertir. No sólo esfuerzos físicos, debidos al gran masa del material sino también esfuerzos económicos. Pero la Luna, Selene griega, puede dar la solución. De establecerse allí la colonia central se tendrían ventajas notables. Al ser la fuerza gravitatoria menor, los lanzamientos serían menos costosos, aunque como contrapartida deberían soportarse más radiaciones cósmicas, lluvia de meteoritos e importantes cambios de temperatura.

En 1984, la NASA¹⁴ envió un satélite en una misión de 6 años para analizar los materiales que se encuentran sobre la superficie lunar. El experimento demostró que todos los materiales se encuentran afectados por las radiaciones solares y el bombardeo de partículas espaciales. El profesor Dr. Tung Dju Lin, quien trabajaba para la *Portland Cement Association* en Chicago, creyó que sólo el hormigón sería capaz de soportar tan duras condiciones ambientales. El hormigón solar sería similar al material con el que los asteroides han sobrevivido miles

¹⁴National Aeronautics and Space Administration.

de millones de años. En los años siguientes se creó un comité denominado *Lunar Concrete Committee*, encabezado por el Dr. Lin. Se consiguió fabricar hormigón lunar a partir de un material muy común en la Luna: la ilmenita (FeTiO_3). Calentándolo a $800\text{ }^\circ\text{C}$ en una atmósfera de hidrógeno se obtiene hierro, titanio, oxígeno y vapor de agua. El gran problema para fabricar hormigón lunar es conseguir hidrógeno, energía necesaria para alimentar la reacción química. La solución se encuentra en el polvo lunar que cubre totalmente el satélite: el regolito. Por cada tonelada de regolito se puede conseguir hasta un kg de hidrógeno, una cifra no pequeña si se aprovecha el proceso para obtener otras materias primas. Siguiendo la filosofía *ISRU* (*in situ resources utilization*), es decir, aprovechar al máximo los recursos que se pueden encontrarse sobre el terreno, es posible aprovechar el material lunar para pavimentar las superficies que facilitarán el transporte y las comunicaciones sobre la Luna, construir plataformas para el alunizaje y la salida de las expediciones, además de proporcionar escudo de protección solar para las operaciones robóticas.

Vemos pues como un material milenario, que ha permitido los más grandes logros en las estructuras de las grandes obras de ingeniería y arquitectura, toma un nuevo impulso a finales del siglo XX, para proyectarlo con gran fuerza y vitalidad, hacia un futuro esperanzador permitiendo una revolución en el mundo de los nuevos materiales. Hoy podemos ya modelar nuevos materiales a partir de su comportamiento mecánico, y, a partir de las exigencias requeridas, modelizar un material hecho a medida. En el mundo de los materiales, el futuro ya es hoy.

1.9. Conclusiones

El hormigón primero, el hormigón armado después y más modernamente el hormigón pretensado y postensado, han permitido una gran evolución en la construcción durante siglos. A finales del siglo XX, cuando parecía que el hormigón entraba en una fase de madurez, las nuevas tecnologías de los materiales en campos tan dispares como la química, la nanotecnología o la ciencia de los materiales, han permitido aplicaciones que lo proyectan al futuro con más fuerza si cabe. Sus grandes prestaciones en comparación con su bajo coste, lo convierten en un material indispensable en la construcción y la obra civil. La combinación inicial del hormigón con el acero, básicamente en forma de barras de diferente calibre, ha dado paso, más modernamente, a la utilización del acero en forma de fibras, mallas y otros formatos diversos, que permiten al hormigón ser utilizado en aplicaciones cada vez más dispares, a veces muy alejadas de la ingeniería civil o de la construcción, su hábitat natural. Los avances científicos y tecnológicos han permitido grandes avances, no solo en la durabilidad, aumento de su resistencia y reducción de la fluencia, sino que han permitido mejorar casi a voluntad las características físico-químicas del material revolucionando sus aplicaciones futuras. Hablar hoy en día de hormigones inteligentes, autolimpiables, captadores de energía, transparentes... ya no es una utopía.

Por otro lado, la combinación clásica de armar el hormigón con barras de acero, ha dado paso a combinaciones cada vez más sofisticadas, como la utilización de materiales conocidos como *FRP* (*Fiber Reinforced Polymers*). Estos permiten reforzar —que ya no armar— las zonas traccionadas mediante el uso de fibras de vidrio, carbono o aramida, por poner algunos ejem-

plos, lo cual permite nuevas aplicaciones mucho más libres e imaginativas que las conocidas hasta la fecha, dado que no necesariamente se han de colocar en el interior de la mezcla, mejorando en muchos casos las limitaciones de la combinación de los materiales clásicamente utilizados. Las excelentes características mecánicas de los nuevos materiales, conjuntamente con su ligereza y fácil aplicación, ya permiten hoy en día aplicaciones más que notables.

1.10. Líneas futuras

Parece evidente que la utilización masiva de estos nuevos materiales deberá ir acompañada con una reducción de su coste, hoy todavía elevado, y de una mayor facilidad de aplicación. La construcción juntamente con la agricultura, son dos de las más antiguas técnicas cultivadas por la humanidad, y que revolucionaron en el Neolítico nuestra forma de vivir. La construcción ofrece una gran inercia al cambio, es por ello que la aplicación de las nuevas técnicas debe orientarse hacia los elementos prefabricados que permiten con mayor facilidad su aplicación industrial. La disminución del peso, mejora en los formatos y sobretodo todo aquello que permita una drástica disminución del coste total del producto, han de permitir sin duda una gran difusión del sistema.

En cuanto a la obra ya construida, en el campo de la rehabilitación y refuerzo estructural, los nuevos *FRP* pueden competir con absoluta solvencia con las técnicas tradicionales, aportando valores hoy en día insustituibles como son la rapidez de ejecución emparejada con una manipulación relativamente sencilla, aunque eso si, en manos de personal técnicamente preparado.

Bibliografía seleccionada

- PICON, A. *L'art de l'ingénieur*. Editions du Centre Pompidou, 1997.

Se trata de un libro fundamental para conocer la historia de la ingeniería de la construcción, incluyendo por supuesto la historia del hormigón, con un amplio abanico de las figuras claves que la han protagonizado.

- TORROJA MIRET, E. *Razón y ser de los tipos estructurales*. Consejo superior de investigaciones científicas, CSIC, 2008.

Un clásico sobre las tipologías estructurales, pero también sobre los materiales con las que están construidas y sus propiedades. Torroja, tal vez uno de los mejores ingenieros del siglo XX, aborda en este libro cuales han sido las diversas soluciones estructurales, históricamente utilizadas, explicando de una forma didáctica, su funcionamiento mecánico. Especialmente interesante, es el apartado dedicado a las láminas de las cuales Torroja fue uno de los precursores.

- RICE, P. *Un ingeniero imagina*. Cinter divulgación técnica, 2009.

La traducción del libro de Peter Rice, ha permitido, al gran público, acceder a los artículos de pensamiento estructural y constructivo de uno de los más interesantes ingenieros del

pasado siglo. Padre de la técnica conocida como *High Tech*, Rice atribuye a la cualidad de los materiales de construcción, uno de los aspectos más relevantes en la categorización de las estructuras.

Referencias

- [1] ACHE. *II Jornadas de enseñanza del hormigón estructural*. Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), Madrid, 2007.
- [2] ASLAND. *El Cemento Portland y sus aplicaciones*. Compañía General de Asfaltos y Portland - Asland, 1926.
- [3] BOSCH, J.-L., CHAUVEAU, J.-M., CLÉMENT, J., DEGENNE, J., MARREY, B., AND PAULIN, M. *Joseph Monier et la Naissance du Ciment Armé*. Éditions du Linteau, 2001.
- [4] CHOISY, A. *El arte de construir en Roma*. Editorial Reverte, 1999.
- [5] COLLINS, P. *Concrete: The Vision of a New Architecture*. McGill-Queen's University Press, 2004.
- [6] FRANCE COMMISSION DU CIMENT ARMÉ. *The properties and design of reinforced concrete*. D Van Nostrad Company. New York, 1912.
- [7] GIEDION, S. *Espace, temps, architecture*. Denoël, 2004.
- [8] GOTTHARD, F. *Tratado del hormigón armado. Tomo I y II*. Ed. Gustavo Gili, 1971.
- [9] GROTE, J. *Freyssinet: La precontrainte et l'Europe, 1930-1945*. Editions du Linteau, 2000.
- [10] GUYON, Y. *Hormigón pretensado - Estudio teórico y experimental*. Editorial Dossat, 1950.
- [11] LE CORBUSIER. *Vers une architecture*. Flammarion, 1995.
- [12] LEONHARDT, F. *Estructuras de hormigón armado. Tomo V: hormigón pretensado*. Editorial El Ateneo, 1986.
- [13] MARREY, B. *Les ponts modernes, 20e siècle*. Picard, 2000.
- [14] ORDONEZ, J. A. F. *Eugene Freyssinet*. 2c Ediciones, 1978.
- [15] PEÑA BOEUF, A. Un siglo de hormigón armado en España. *Revista de Obras Públicas* 101, 1 (1953), 23–32.
- [16] PICON, A. *L'art de l'ingénieur*. Editions du Centre Pompidou, 1997.
- [17] RICE, P. *Un ingeniero imagina*. Cinter divulgación técnica, 2009.
- [18] SIMONNET, C. *Hormigón. Historia de un material. Economía, técnica, arquitectura*. Editorial Nerea, San Sebastián, 2009.
- [19] VIOLLET-LE DUC, E. *La Construcción Medieval, 2 Ed.* Instituto Juan de Herrera, 2000.
- [20] VITRUVIO POLIÓN, M.L. *Los diez libros de arquitectura (Memoria)*. Literatura - Obras maestras Iberia, 2010.

2

Fundamentos de la mecánica de los materiales compuestos

Marco A. Pérez y Montserrat Sánchez

Resumen La naturaleza anisótropa y heterogénea de los materiales compuestos les confiere un comportamiento marcadamente diferente al de los materiales estructurales convencionales. Por ello, es conveniente conocer con detalle su comportamiento mecánico. En el presente capítulo se proporciona una visión general de la mecánica de los materiales compuestos, con un particular detenimiento en los laminados reforzados con fibras largas. El texto se estructura en torno a las tres escalas de análisis: la microescala, la mesoescala y la macroescala. En cada una de ellas se describen los procedimientos analíticos para la estimación de las propiedades elásticas y de resistencia. En conjunto, esta aportación constituye una aproximación inicial a la temática, donde se exponen los fundamentos básicos para afrontar futuras tareas de cálculo y diseño estructural con materiales compuestos.

2.1. Introducción

Un material compuesto consiste en la combinación a nivel macroscópico de dos o más componentes no solubles entre ellos que se unen sinérgicamente, obteniéndose un material con una mayor capacidad estructural que la de sus constituyentes cuando actúan por separado. La fase denominada refuerzo –la más rígida y resistente– es normalmente discontinua, y se presenta en forma de partículas o en forma de fibras continuas o discontinuas, largas o cortas, en una o varias direcciones, distribuidas uniforme o aleatoriamente. El refuerzo se halla embebido en un material continuo denominado matriz, que actúa como aglutinante, protector, y se encarga de repartir y transmitir las cargas al refuerzo [20]. Por consiguiente, las propiedades mecánicas del material compuesto dependerán esencialmente de las propiedades de los

Marco A. Pérez, Montserrat Sánchez

Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria

Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, Colón 11, TR45, Terrassa, 08222 Barcelona, España

e-mail: marco.antonio.perez@upc.edu

DOI: [10.3926/oms.200](https://doi.org/10.3926/oms.200) • Omnia Publisher, 2014

materiales constituyentes, de su geometría, de su distribución y de su fracción volumétrica. Así, por ejemplo, la distribución topológica del refuerzo determina el grado de uniformidad u homogeneidad del material compuesto, y su geometría y orientación afecta al grado de anisotropía del sistema. Por lo general, el uso de partículas o fibras cortas originan materiales compuestos de bajo rendimiento, ya que el refuerzo solo proporciona una marcada rigidización y un incremento de la resistencia local, siendo la matriz el constituyente que gobierna las propiedades mecánicas globales del material. Esto se debe a la incapacidad –por debajo de una longitud crítica– de transmitir eficientemente los esfuerzos de la matriz al refuerzo. Por el contrario, cuando se requieren aplicaciones de altas prestaciones se recurre normalmente a láminas de fibras largas apiladas conformando un laminado.

Desde el punto de vista de la ingeniería estructural, los materiales compuestos ofrecen ventajas determinantes en comparación con los materiales estructurales convencionales, como –entre otras– la posibilidad de generar estructuras de geometrías complejas. La base de su superioridad estructural radica en sus altos módulos de rigidez y resistencia específica¹ y en la naturaleza heterogénea y anisótropa del material. Aunque a priori estas últimas características puedan verse como una desventaja, pues requieren de un análisis más complejo que el de los materiales monolíticos, isótropos y homogéneos convencionales, proporcionan una mayor libertad para un diseño y una configuración óptima del material estructural.

En las tareas de cálculo y diseño estructural es indudable la necesidad de conocer fehacientemente las propiedades mecánicas de los materiales utilizados. En el caso particular de los materiales compuestos, dada su naturaleza anisótropa y heterogénea, el número de variables es notablemente superior a los materiales convencionales. A día de hoy, los fabricantes raramente proporcionan el listado completo de variables, entre otros aspectos, por las dificultades intrínsecas que entrañan los ensayos experimentales para determinarlas. En las ocasiones en que el fabricante proporciona dichas variables, es conveniente conocer si dichas propiedades mecánicas han sido previamente minorizadas por un coeficiente de seguridad. Por todo ello, es necesario tener conocimiento de la mecánica de los materiales compuestos.

La naturaleza no homogénea de los materiales compuestos dicta tres escalas de análisis: la microescala, la mesoescala y la macroescala. La estimación de las propiedades mecánicas puede abordarse en cada una de estas escalas a partir de un enfoque analítico o experimental. No obstante, el enfoque empírico, en términos ingenieriles y económicos, no siempre es viable dependiendo de la escala de trabajo, por lo que se recurre a un procedimiento mixto y a herramientas de cálculo que permitan relacionar las propiedades a través de las diferentes escalas de análisis.

El presente capítulo constituye una introducción a la mecánica de materiales compuestos laminados, donde se presentan los fundamentos y los procedimientos de análisis para determinar su comportamiento elástico y estimar los límites de resistencia. El texto está articulado en torno a las tres escalas de análisis antes mencionadas. Como introducción, previamente se describen las relaciones generales de tensión-deformación y sus pertinentes simplificaciones en función del grado de anisotropía del material y las hipótesis sobre el estado tensional representativo de trabajo. A continuación se presentan los fundamentos del enfoque micro-mecánico, donde se evalúa la interacción mecánica entre los materiales constituyentes, con

¹Dícese de los ratios módulo de rigidez-densidad y resistencia-densidad, respectivamente.

el fin obtener una predicción de las propiedades elásticas e higrotérmicas del compuesto. Seguidamente se aborda el análisis de lámina, evaluando la rigidez en función del ángulo de orientación, la afectación higrotérmica y la estimación de su resistencia. El siguiente nivel corresponde al análisis del laminado, donde se presenta el procedimiento para obtener las ecuaciones constitutivas del laminado, se evalúa nuevamente la afectación higrotérmica y se discute sobre la estimación de su resistencia. Finalmente se presentan las conclusiones generales y se señalan varias de las líneas actuales y futuras de desarrollo.

2.2. Generalidades sobre las relaciones tensión-deformación

En un material compuesto reforzado con fibras (en adelante *FRP - Fibre Reinforced Polymer*), estas pueden estar orientadas en múltiples y arbitrarias direcciones. Dependiendo de su disposición, el material presenta comportamientos marcadamente diferenciados en sus respectivas direcciones. Así pues, de acuerdo con su comportamiento, los compuestos pueden caracterizarse como anisótropos, monoclónicos, ortotrópicos, transversalmente isótropos o isótropos. Las diferencias entre los diferentes comportamientos se reflejan en las respectivas relaciones tensión-deformación.

En el caso más general de un sólido continuo, el estado de tensión en un punto se representa mediante 9 componentes de tensión actuando en las caras de un elemento cúbico paralelas a los ejes cartesianos de un sistema de coordenadas de referencia x, y, z (véase Figura 2.1 izquierda).

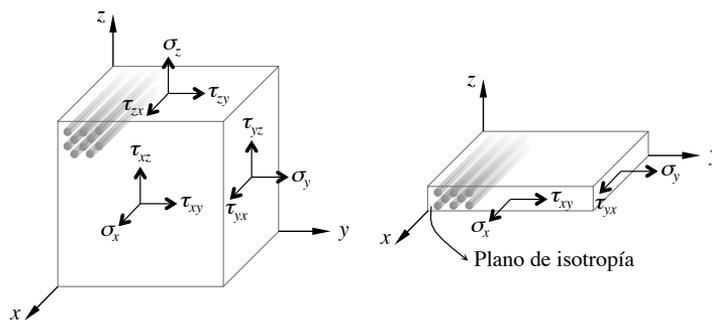


Figura 2.1: Tensiones actuando sobre un elemento de material reforzado con fibras en un estado de tensión triaxial (izquierda) y un estado de tensión plana (derecha).

Las componentes de tensiones y deformaciones bajo unas condiciones elásticas y lineales en la que el sólido padece pequeñas deformaciones, se relacionan mediante la Ley de Hooke generalizada [5]. Dada la simetría de los tensores de tensión y deformación, esto es $\tau_{ij} = \tau_{ji}$ y $\gamma_{ij} = \gamma_{ji}$, el número de componentes del tensor constitutivo de cuarto orden se reduce² de 81 a 36. Haciendo uso de la notación ingenieril, la relación tensión-deformación se expresa matricialmente como:

²Para obtener una descripción pormenorizada del procedimiento, se emplaza al lector a la consulta de, por ejemplo, el tercer capítulo de la referencia [6].

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ C_{41} & C_{42} & C_{43} & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ C_{51} & C_{52} & C_{53} & C_{54} & C_{55} & C_{56} \\ C_{61} & C_{62} & C_{63} & C_{64} & C_{65} & C_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

donde \mathbf{C} es la matriz de rigidez, siendo su inversa de la matriz de flexibilidad \mathbf{S} , esto es $\mathbf{C} = \mathbf{S}^{-1} \rightarrow \boldsymbol{\epsilon} = \mathbf{S}\boldsymbol{\sigma}$. Consecuentemente, el estado de tensión o deformación en cada punto del sólido puede describirse mediante seis componentes, y su relación, en virtud de la simetría de las matrices de rigidez y flexibilidad (es decir $C_{ij} = C_{ji}$ y $S_{ij} = S_{ji}$), se expresa en términos de 21 constantes independientes³.

La ecuación 2.1 representa el caso más general de comportamiento elástico, correspondiendo a la relación de tensión-deformación de un material caracterizado como anisótropo, el cual no presenta planos de simetría respecto al alineamiento de las fibras. Cuando existe un plano de simetría el material se denomina monoclinico, en cuyo caso, siendo el plano paralelo al plano x - y definido en el sistema de coordenadas de referencia, sucede que los términos de la matriz de flexibilidad $S_{14} = S_{15} = S_{24} = S_{25} = S_{34} = S_{35} = S_{46} = S_{56} = 0$. Cuando existen tres planos de simetría mutuamente perpendiculares el material se denomina ortotrópico. Coincidiendo los planos de simetría con los planos del sistema de coordenadas de referencia, la relación deformación-tensión se reduce a:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & 0 & 0 & 0 \\ S_{12} & S_{22} & S_{23} & 0 & 0 & 0 \\ S_{13} & S_{23} & S_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & S_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & S_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

Tal y como se desprende de la observación de la ecuación anterior, el comportamiento puede ahora definirse mediante nueve constantes independientes. Véase también que las distorsiones angulares y las deformaciones longitudinales están desacopladas de las tensiones normales y las tensiones tangenciales, respectivamente. Además, no hay interacción entre las tensiones tangenciales y las distorsiones angulares en los diferentes planos.

El material denominado transversalmente isótropo es un caso particular de la ortotropía en el que uno de los planos principales de simetría es considerado como isótropo. Esta suposición es generalmente aplicada para el tratamiento de, por ejemplo, un compuesto reforzado unidireccionalmente, siendo el plano perpendicular a las fibras el plano de isotropía. Considerando el plano de simetría y - z como el plano de isotropía, la relación deformación-tensión se simplifica dado que los subíndices y y z de la matriz de flexibilidad son intercambiables. Consecuentemente, $S_{12} = S_{13}$, $S_{22} = S_{33}$, $S_{55} = S_{66}$ y $S_{44} = 2(S_{22} - S_{23})$, reduciéndose a 5 el número constantes independientes.

³Los coeficientes de ambas matrices están –como se verá– directamente relacionados con las constantes elásticas.

Finalmente, el comportamiento completamente isotropo del material se caracteriza por no haber una dirección de refuerzo preferente, de manera que cualquier plano es un plano de simetría y los ejes de coordenadas pueden elegirse arbitrariamente. Este sería el caso de un compuesto reforzado con fibras largas dispuestas aleatoriamente. En la relación deformación-tensión los subíndices x , y y z de la matriz de flexibilidad son ahora intercambiables, de manera que $S_{11} = S_{22} = S_{33}$, $S_{12} = S_{13} = S_{23}$ y $S_{44} = S_{55} = S_{66} = 2(S_{11} - S_{12})$, reduciéndose a 2 el número constantes independientes.

Una consideración importante en el estudio de los materiales compuestos, es la condición de tensión plana, cuya adopción se fundamenta en la manera en la que se emplean los *FRP* en diversas estructuras. Así, por ejemplo, estos materiales se utilizan en placas, vigas y otras formas estructurales que se caracterizan por tener como mínimo una de sus dimensiones geométricas uno o varios órdenes de magnitud inferior que las otras dimensiones. Esta característica permite simplificar el estado tensional asumiendo⁴ que $\sigma_z = 0$, $\tau_{yz} = 0$ y $\tau_{xz} = 0$ (véase Figura 2.1 derecha). De este modo, la relación deformación-tensión para un material ortotrópico bajo un estado de tensión plana se expresa como

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & 0 \\ S_{12} & S_{22} & 0 \\ 0 & 0 & S_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

A la matriz $S_{3 \times 3}$ en condiciones de tensión plana se la conoce como matriz de flexibilidad reducida. La matriz de rigidez C no admite sin embargo la simplificación directa eliminando las pertinentes filas y columnas. Por ello, la matriz de rigidez reducida $Q_{3 \times 3}$ se expresa como

$$\begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & 0 \\ S_{12} & S_{22} & 0 \\ 0 & 0 & S_{66} \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} Q_{11} & Q_{12} & 0 \\ Q_{12} & Q_{22} & 0 \\ 0 & 0 & Q_{66} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} - \frac{C_{13}^2}{C_{33}} & C_{12} - \frac{C_{13}C_{23}}{C_{33}} & 0 \\ C_{12} - \frac{C_{13}C_{23}}{C_{33}} & C_{22} - \frac{C_{23}^2}{C_{33}} & 0 \\ 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

donde C_{ij} son los coeficientes de la matriz de rigidez general C .

Es dable señalar que la condición de tensión plana no implica que la deformación ε_z sea nula; de la ecuación 2.2 se deduce que mientras $\gamma_{yz} = \gamma_{xz} = 0$, la deformación transversal es:

$$\varepsilon_z = S_{13}\sigma_x + S_{23}\sigma_y \quad (2.5)$$

Esta expresión permite determinar la deformación a través del espesor producida por las cargas en el plano.

2.3. Análisis en la microescala

Con el análisis del material compuesto a nivel micromecánico se pretende obtener una predicción de las propiedades elásticas e higrotérmicas globales del compuesto, a partir de las

⁴La suposición de un estado de tensión plana no es adecuada en problemas de uniones, en estructuras con rigidizadores o en secciones variables, entre otros [14].

propiedades, la disposición y el estudio de la interacción entre los materiales constituyentes⁵. El grado de precisión en la estimación de las propiedades y la respuesta del *FRP*, dependerá sustancialmente del enfoque y del grado de sofisticación del modelo utilizado. Existen básicamente tres enfoques diferenciados [14]:

- Modelos basados en la mecánica de materiales en los que se asume como hipótesis simplificadora un campo de tensiones y deformaciones uniforme en los constituyentes.
- Modelos basados en la teoría clásica de la elasticidad que proporcionan formulaciones de problemas acotados. Éstos requieren del uso de herramientas de métodos numéricos para la estimación de las tensiones y deformaciones a nivel micromecánico.
- Modelos empíricos basados en el ajuste de curvas de datos obtenidos experimentalmente.

En esta sección se presentan únicamente dos modelos basados en la mecánica de materiales: la regla de mezclas serie-paralelo y la regla de mezclas serie-paralelo modificada. Pese a su simplicidad, estos son enfoques intuitivos y de gran utilidad para introducir los conceptos básicos del análisis micromecánico [3, 4].

Asumiendo que existe una compactación perfecta entre fibra y matriz, se definen las fracciones volumétricas ${}^i v$, y las fracciones máscas ${}^i m$, como:

$${}^f v = \frac{{}^f V}{{}^c V} = \frac{{}^f M / {}^f \rho}{{}^c M / {}^c \rho} = \frac{{}^f M {}^c \rho}{{}^c M {}^f \rho} = {}^f m \frac{{}^c \rho}{{}^f \rho} \quad (2.6)$$

$${}^m v = \frac{{}^m V}{{}^c V} = \frac{{}^m M / {}^m \rho}{{}^c M / {}^c \rho} = \frac{{}^m M {}^c \rho}{{}^c M {}^m \rho} = {}^m m \frac{{}^c \rho}{{}^m \rho} \quad (2.7)$$

donde los superíndices ${}^f \diamond$, ${}^m \diamond$ y ${}^c \diamond$ denotan fibra, matriz y compuesto, respectivamente, siendo V el volumen, M la masa y ρ la densidad.

En lo sucesivo, las propiedades elásticas e higrótérmicas se determinan en base a las fracciones volumétricas de los materiales constituyentes. No obstante, en la práctica es útil disponer de una relación entre masas o densidades –parámetros fácilmente medibles– y la fracción volumétrica. Combinando las expresiones anteriores asumiendo que ${}^f v + {}^m v = 1$, se obtiene:

$${}^c \rho = {}^f v {}^f \rho + {}^m v {}^m \rho \implies \frac{1}{{}^c \rho} = \frac{{}^f m}{{}^f \rho} + \frac{{}^m m}{{}^m \rho}; \quad {}^f v = \frac{{}^c \rho - {}^m \rho}{{}^f \rho - {}^m \rho} \quad (2.8)$$

En los procedimientos de impregnación manual de la fibra es difícil conseguir una compactación perfecta, por lo que se advierte la aparición de huecos en el compuesto que pueden mermar su comportamiento estructural. La fracción volumétrica ${}^h v$ que ocupan estos huecos puede estimarse a partir de la ecuación:

$${}^f v + {}^m v + {}^h v = 1 \implies {}^h v = 1 - {}^c v \left(\frac{{}^f m}{{}^f \rho} + \frac{{}^m m}{{}^m \rho} \right) \quad (2.9)$$

⁵A partir del análisis micromecánico también pueden estimarse las propiedades de conductividad térmica y eléctrica, difusión y permeabilidad magnética, aunque su exposición queda fuera del alcance de este capítulo.

La denominada regla de mezclas serie-paralelo establece una condición de isodeformación en la dirección del refuerzo, ${}^c\varepsilon_1 = f\varepsilon_1 = {}^m\varepsilon_1$, y una condición de isotensión en el resto de direcciones, ${}^c\sigma_2 = f\sigma_2 = {}^m\sigma_2$, tal y como se ilustra en la Figura 2.2.

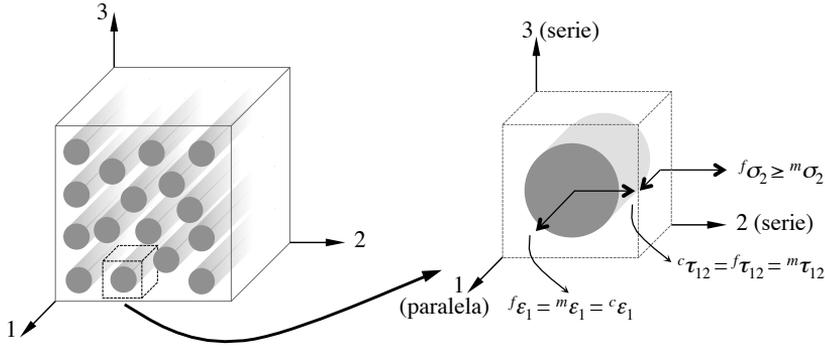


Figura 2.2: Representación del comportamiento serie-paralelo de los constituyentes del material compuesto. Se asume una condición de isodeformación en la dirección paralela y una condición de isotensión en la dirección serie.

Atendiendo al caso particular de un *FRP* con refuerzo unidireccional que no presenta defectos de compactación, en el que se considera que la fibra es ortótropa⁶ y la matriz isótropa, el módulo elástico⁷ longitudinal del compuesto cE_1 puede determinarse mediante:

$${}^cE_1 = f\nu fE_1 + {}^m\nu {}^mE = f\nu fE_1 + (1 - f\nu) {}^mE \quad (2.10)$$

siendo fE_1 el módulo elástico longitudinal de la fibra y mE el modulo elástico de la matriz. Dependiendo de la fracción volumétrica y dada la diferencia en el orden de magnitud entre la rigidez del refuerzo y la rigidez de la matriz, se admite la eliminación del segundo término de la ecuación 2.10. Análogamente el coeficiente de Poisson longitudinal⁸ (mayor) ${}^c\nu_{12}$ se obtiene mediante:

$${}^c\nu_{12} = f\nu f\nu_{12} + {}^m\nu {}^m\nu \quad (2.11)$$

mientras que el coeficiente de Poisson transversal (menor) se obtiene de:

$$f\nu_{21} = fE_2 \frac{f\nu_{12}}{fE_1} \quad (2.12)$$

Véase como las propiedades del compuesto en la dirección longitudinal están gobernadas por las propiedades de la fibra de refuerzo. Por el contrario, en la dirección transversal (perpendicular a la dirección de las fibras), las propiedades están dominadas por las características de la matriz como se expone a continuación.

A partir de la condición de isotensión en la dirección serie se deduce la siguiente expresión para la estimación del módulo elástico transversal:

$$\frac{1}{{}^cE_2} = \frac{f\nu}{fE_2} + \frac{{}^m\nu}{{}^mE} \implies {}^cE_2 = \frac{fE_2 {}^mE}{f\nu {}^mE + (1 - f\nu) fE_2} \quad (2.13)$$

⁶Esta consideración dependerá del material de refuerzo; así, por ejemplo, mientras la fibra de vidrio es isótropa, la fibra de carbono presenta un comportamiento altamente ortótropo.

⁷Se considera que los módulos elásticos a tracción y compresión son iguales.

⁸Se define como $\nu_{12} \equiv -\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}$.

Está demostrado que la aproximación anterior tiende a subestimar el valor del módulo elástico transversal [27], lo que obliga a replantearse la hipótesis de isotensión en los materiales constituyentes. Para ello se introduce un parámetro de corrección denominado factor de partición de tensiones, η_2 , en la dirección transversal, que permite diferenciar entre las tensiones medias que soporta la fibra, $^f\bar{\sigma}_2$, y la matriz, $^m\bar{\sigma}_2$, esto es:

$$\frac{1}{^cE_2} = \frac{^f\nu}{^fE_2} + \frac{\eta_2 ^m\nu}{^mE}; \quad 0 < \eta_2 = \frac{^m\bar{\sigma}_2}{^f\bar{\sigma}_2} < 1 \quad (2.14)$$

A la expresión anterior se la conoce como regla de mezclas serie-paralelo modificada para cE_2 . El factor η_2 es dependiente de la fracción volumétrica y debe ser determinado experimentalmente⁹.

Por otro lado, en la regla de mezclas serie-paralelo en dirección transversal, se está asumiendo que la deformación de la fibra puede ser independiente de la deformación de la matriz. Para restringir esta condición se introducen dos nuevos factores de partición de tensiones, $^f\eta$ y $^m\eta$, para cada material constituyente, llegando a la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{^cE_2} = \frac{^f\eta ^f\nu}{^fE_2} + \frac{^m\eta ^m\nu}{^mE} \quad (2.15)$$

donde los factores se definen como

$$^f\eta = \frac{^fE_1 ^f\nu + \left[(1 - ^fv_{12} ^fv_{21}) ^mE + ^m\nu ^fv_{21} ^fE_1 \right] ^m\nu}{^fE_1 ^f\nu + ^mE ^m\nu} \quad (2.16)$$

$$^m\eta = \frac{\left[(1 - ^m\nu^2) ^fE_1 - (1 - ^m\nu ^fv_{12}) ^mE \right] ^f\nu + ^m\nu ^mE}{^fE_1 ^f\nu + ^mE ^m\nu} \quad (2.17)$$

La estimación del módulo de cizalladura $^cG_{12}$ en el plano es análoga a la del módulo elástico transversal cE_2 , considerando ahora una condición de isotensión a cizalladura, esto es:

$$^c\tau_{12} = ^f\tau_{12} = ^m\tau_{12} \quad (2.18)$$

de lo que se deduce la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{^cG_{12}} = \frac{^f\nu}{^fG_{12}} + \frac{^m\nu}{^mG} \implies ^cG_{12} = \frac{^fG_{12} ^mG}{^f\nu ^mG + (1 - ^f\nu) ^fG_{12}} \quad (2.19)$$

donde $^fG_{12}$ denota el módulo de cizalladura de la fibra y mG el módulo de cizalladura de la matriz considerada isótropa, siendo entonces válida la relación:

$$^mG = \frac{^mE}{2(1 + ^m\nu)} \quad (2.20)$$

⁹A modo de ejemplo, en la referencia [27], para $^f\nu = 0,7$ se utiliza un valor de $\eta_2 = 0,516$.

Análogamente al caso anterior, esta aproximación (ecuación 2.19) tiende a subestimar el valor del módulo elástico de cizalladura, siendo necesario introducir un parámetro de corrección denominado factor de partición de tensiones η_{12} , es decir:

$$\frac{1}{{}^cG_{12}} = \frac{{}^f\nu + \eta_{12} {}^m\nu}{{}^fG_{12} + \frac{{}^mG}{{}^f\nu}}}; \quad 0 < \eta_{12} = \frac{{}^m\bar{\tau}_{12}}{{}^f\bar{\tau}_{12}} < 1 \quad (2.21)$$

donde el factor η_{12} es dependiente de la fracción volumétrica y debe determinarse experimentalmente¹⁰.

Para un caso particular en el que se asume una condición de isotropía de la fibra, puede emplearse de manera alternativa la siguiente relación deducida a partir de la teoría de la elasticidad [14]:

$${}^cG_{12} = {}^mG \left[\frac{({}^mG + {}^fG) - {}^f\nu ({}^mG - {}^fG)}{({}^mG + {}^fG) + {}^f\nu ({}^mG - {}^fG)} \right] \quad (2.22)$$

En lo referente a la estimación de los parámetros de resistencia, si bien se han publicado varios modelos, los resultados han demostrado ser menos precisos que las estimaciones de los parámetros de rigidez. No obstante, en el caso particular de la resistencia longitudinal a tracción ${}^c\sigma_1^T$ de un material reforzado unidireccionalmente, cuyo comportamiento está gobernado principalmente por las propiedades de la fibra, puede estimarse el parámetro de resistencia mediante

$${}^c\sigma_1^T = {}^f\nu {}^f\sigma_1^T + {}^m\nu \left({}^mE \frac{{}^f\sigma_1^T}{{}^fE_1} \right) \quad (2.23)$$

siendo ${}^f\sigma_1^T$ la tensión de rotura de la fibra. Nótese que se está considerando que se produce antes el fallo de la fibra que el de la matriz. La ecuación anterior admite una simplificación –conservativa– debido a que el segundo termino es generalmente muy inferior al primero.

En los casos de refuerzos con fibras continuas, por cuestiones prácticas, se ignora la contribución de la matriz a la rigidez y resistencia longitudinal, y se reemplaza la fracción volumétrica ${}^f\nu$ por la fracción de área de la fibra fa , resultando las siguientes expresiones simplificadas:

$${}^cE = {}^fa {}^fE \quad (2.24)$$

$${}^c\sigma = {}^fa {}^f\sigma^{ult} \quad (2.25)$$

Como se indicó anteriormente, a partir del mismo enfoque basado en la mecánica de materiales se pueden también derivar las expresiones para una primera estimación de las propiedades higrótérmicas del compuesto. Los coeficientes higritérmicos se utilizan para determinar las deformaciones inducidas por las cargas térmicas e higroscópicas. Paralelamente a los desarrollos anteriores, se obtienen las expresiones de los coeficientes de expansión por efectos de temperatura¹¹ del compuesto en la dirección longitudinal ${}^c\alpha_1$, y transversal ${}^c\alpha_2$, expresados como:

$${}^c\alpha_1 = \frac{{}^f\nu {}^fE_1 {}^f\alpha_1 + {}^m\nu {}^mE {}^m\alpha}{{}^f\nu {}^fE_1 + {}^m\nu {}^mE} \quad (2.26)$$

¹⁰A modo de ejemplo, en la referencia [14] se propone un valor de $\eta_{12} = 0,6$, mientras que en [27] se utiliza un valor de $\eta_{12} = 0,316$.

¹¹Se define como $\alpha_i \equiv \frac{\epsilon_i^T}{\Delta T}$, siendo ΔT el incremento de temperatura.

$$\begin{aligned} {}^c\alpha_2 &= \left[{}^f\alpha_2 - \left(\frac{{}^mE}{{}^cE_1} \right) {}^fv_{12} ({}^m\alpha - {}^f\alpha_1) {}^mv \right] {}^fv + \left[{}^m\alpha - \left(\frac{{}^fE_1}{{}^cE_1} \right) {}^mv ({}^m\alpha - {}^f\alpha_1) {}^fv \right] {}^mv = \\ &= {}^m\alpha + ({}^f\alpha_2 - {}^m\alpha) {}^fv + \left(\frac{{}^fE_1 {}^mv - {}^mE {}^fv_{12}}{{}^cE_1} \right) ({}^m\alpha - {}^f\alpha_1) (1 - {}^fv) {}^fv \quad (2.27) \end{aligned}$$

siendo ${}^f\alpha_1$, ${}^f\alpha_2$ y ${}^m\alpha$ los coeficientes de expansión por temperatura de los materiales constituyentes en las respectivas direcciones¹². El término cE_1 viene dado por la ecuación 2.10.

Finalmente, los coeficientes de expansión por humedad¹³ del compuesto ${}^c\beta_i$, considerando que la concentración de humedad en la fibra es nula [16], se obtiene:

$${}^c\beta_1 = \frac{{}^mE}{{}^cE_1} {}^m\beta \quad (2.28)$$

$${}^c\beta_2 = {}^m\beta - {}^fv {}^fv_{12} {}^c\beta_1 + {}^mv ({}^m\beta - {}^mv {}^c\beta_1) \quad (2.29)$$

donde ${}^m\beta$ es el coeficiente de expansión por humedad de la matriz.

Conviene destacar que los modelos micromecánicos presentados evalúan la interacción entre los materiales constituyentes proporcionando estimaciones de las propiedades efectivas. No obstante, hay que considerar las expresiones anteriores como aproximaciones basadas en la resistencia de materiales, cuyos resultados no necesariamente satisfacen las ecuaciones de la elástica. Asimismo, el requerimiento de ciertos parámetros experimentales puede limitar su aplicabilidad. Por lo general, es recomendable determinar las propiedades del compuesto mediante ensayos experimentales, y reservar los modelos micromecánicos para un análisis paramétrico o de sensibilidad [3].

2.4. Análisis en la mesoescala

En la microescala el material compuesto es claramente heterogéneo, pues se distinguen las diferentes fases, lo que implica que las propiedades pueden variar punto a punto. La mesoescala es un nivel de análisis intermedio en el que el tamaño del elemento estudiado es lo suficientemente grande respecto del diámetro de las fibras, como para que la propiedades de los materiales constituyentes sean promediadas y por consiguiente el material compuesto pueda ser tratado como homogéneo. Esta es una de las suposiciones más significativas en el estudio de los materiales compuestos, pues facilita el análisis permitiendo el tratamiento de problemas estructurales reales.

El análisis en la mesoescala suele hacer también referencia al estudio de la lámina. Una lámina de material compuesto es un elemento tipo placa cuyo espesor es varios órdenes de magnitud inferior que las otras dimensiones. Cuando las fibras del refuerzo están alineadas en una única dirección, se denomina lámina unidireccional. Las láminas desempeñan un rol fundamental en el análisis del comportamiento de las estructuras de *FRP* ya que, además de

¹²La formulación de la ecuación 2.27 incorpora la pertinente modificación para mantener la condición de isodeformación en los constituyentes en la dirección longitudinal, en una condición de carga transversal.

¹³Se define como $\beta_i \equiv \frac{\varepsilon_i^h}{\Delta h}$, siendo Δh el incremento en la concentración de humedad.

ser empleadas como producto final, constituyen la base para el cálculo de las propiedades de laminados de *FRP* multidireccionales utilizados en elementos estructurales [1].

2.4.1. Evaluación de la rigidez de la lámina

Dadas las características geométricas de la lámina, se asume un estado de tensión plana como el descrito anteriormente. La relación deformación-tensión para una lámina unidireccional se expresa

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & 0 \\ S_{21} & S_{22} & 0 \\ 0 & 0 & S_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{21}}{E_2} & 0 \\ \frac{-\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} \quad (2.30)$$

o en términos de la matriz de rigidez reducida

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_{11} & Q_{12} & 0 \\ Q_{21} & Q_{22} & 0 \\ 0 & 0 & Q_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E_1}{1-\nu_{12}\nu_{21}} & \frac{\nu_{21}E_1}{1-\nu_{12}\nu_{21}} & 0 \\ \frac{\nu_{12}E_2}{1-\nu_{12}\nu_{21}} & \frac{E_2}{1-\nu_{12}\nu_{21}} & 0 \\ 0 & 0 & G_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (2.31)$$

donde las componentes de las matrices de flexibilidad y rigidez se han sustituido por las correspondientes relaciones con las constantes elásticas de la lámina¹⁴, cuyos valores pueden estimarse a partir de las propiedades de los materiales constituyentes según las formulaciones presentadas en la sección anterior. Véase que para definir el comportamiento elástico de la lámina (en un estado de tensión plana) son necesarias 4 constantes elásticas.

Las láminas unidireccionales tienen sin embargo unas direcciones preferentes asociadas a la orientación de la fibra del refuerzo o a la simetría de los planos. Por ello es conveniente utilizar dos sistemas de coordenadas: uno para definir los ejes locales (1, 2, 12) cuya dirección primera coincide con la dirección de la fibra, y otro para definir los ejes globales (x, y, z) o ejes del material. En la Figura 2.3 se representan los dos sistemas, siendo θ el ángulo medido en sentido antihorario desde el eje global al eje local, que define la relación en el plano entre los dos sistemas de coordenadas ortogonales.

Cada orientación de lámina demanda un sistema de coordenadas local, siendo preciso referir la respuesta individual de cada lámina al sistema de coordenadas global o viceversa. Para la transformación de las componentes de tensión y deformación entre ambos sistemas de coordenadas, se emplean las siguientes matrices de transformación¹⁵ de funciones trigo-

¹⁴Se prescinde en adelante del superíndice c_\diamond por practicidad.

¹⁵Las matrices de transformación se presentan –en línea con lo anterior– para el caso particular de un estado de tensión plana. Para el caso general véase el segundo capítulo de la referencia [16]. La diferencia entre las matrices \mathbf{T}_σ y \mathbf{T}_ε viene dada por el uso de la deformación en notación ingenieril en vez de la notación tensorial.

2 | Fundamentos de la mecánica de los materiales compuestos

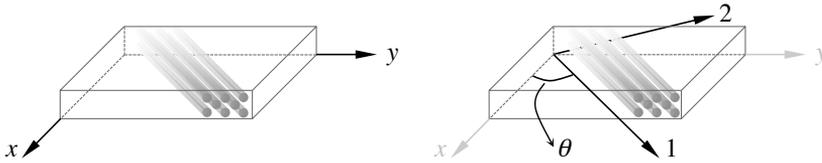


Figura 2.3: Definición del sistema de coordenadas global (izquierda) y local (derecha).

nométricas

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} = \mathbf{T}_\sigma(\theta) \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad \text{ó} \quad \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \mathbf{T}_\sigma^{-1}(\theta) \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} = \mathbf{T}_\sigma(-\theta) \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} \quad (2.32)$$

donde

$$\mathbf{T}_\sigma(\theta) = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & 2 \sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -2 \sin \theta \cos \theta \\ -\sin \theta \cos \theta & \sin \theta \cos \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c^2 & s^2 & 2cs \\ s^2 & c^2 & -2cs \\ -cs & cs & c^2 - s^2 \end{bmatrix} \quad (2.33)$$

y

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} = \mathbf{T}_\varepsilon(\theta) \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad \text{ó} \quad \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \mathbf{T}_\varepsilon^{-1}(\theta) \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} = \mathbf{T}_\varepsilon(-\theta) \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (2.34)$$

donde

$$\mathbf{T}_\varepsilon(\theta) = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta \\ -2 \sin \theta \cos \theta & 2 \sin \theta \cos \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c^2 & s^2 & cs \\ s^2 & c^2 & -cs \\ -2cs & 2cs & c^2 - s^2 \end{bmatrix} \quad (2.35)$$

siendo $c = \cos \theta$ y $s = \sin \theta$. Las relaciones tensión-deformación conllevan sendas transformaciones:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \mathbf{T}_\sigma^{-1}(\theta) \begin{bmatrix} Q_{11} & Q_{12} & 0 \\ Q_{12} & Q_{22} & 0 \\ 0 & 0 & Q_{66} \end{bmatrix} \mathbf{T}_\varepsilon(\theta) \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{Q}_{11} & \bar{Q}_{12} & \bar{Q}_{16} \\ \bar{Q}_{12} & \bar{Q}_{22} & \bar{Q}_{26} \\ \bar{Q}_{16} & \bar{Q}_{26} & \bar{Q}_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.36)$$

y

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_{xy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \mathbf{T}_\varepsilon^{-1}(\theta) \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & 0 \\ S_{12} & S_{22} & 0 \\ 0 & 0 & S_{66} \end{bmatrix} \mathbf{T}_\sigma(\theta) \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{S}_{11} & \bar{S}_{12} & \bar{S}_{16} \\ \bar{S}_{12} & \bar{S}_{22} & \bar{S}_{26} \\ \bar{S}_{16} & \bar{S}_{26} & \bar{S}_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.37)$$

siendo las matrices $\bar{\mathbf{Q}}$ y $\bar{\mathbf{S}}$ las denominadas matrices reducidas transformadas (o no orientadas) de rigidez y flexibilidad, respectivamente, referenciadas ahora en ejes globales. La relación

entre las componentes de la matriz de flexibilidad en ejes locales y globales puede expresarse como:

$$\begin{Bmatrix} \bar{S}_{11} \\ \bar{S}_{22} \\ \bar{S}_{12} \\ \bar{S}_{16} \\ \bar{S}_{26} \\ \bar{S}_{66} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c^4 & s^4 & 2c^2s^2 & c^2s^2 \\ s^4 & c^4 & 2c^2s^2 & c^2s^2 \\ c^2s^2 & c^2s^2 & c^4 + s^4 & -c^2s^2 \\ 2c^3s & -2cs^3 & 2(c^3s - c^3s) & cs^3 - c^3s \\ 2cs^3 & -2c^3s & 2(c^3s - cs^3) & c^3s - cs^3 \\ 4c^2s^2 & 4c^2s^2 & -8c^2s^2 & (c^2 - s^2)^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} S_{11} \\ S_{22} \\ S_{12} \\ S_{66} \end{Bmatrix} \quad (2.38)$$

Las componentes \bar{Q}_{ij} se obtienen a partir de una relación análoga a la anterior, o bien invirtiendo la correspondiente matriz de flexibilidad \bar{S} . Véase como tras la transformación entre ambos sistema de coordenadas, a diferencia de las relaciones deformación-tensión en el caso de la lámina orientada, aparece un acoplamiento entre las componentes normales y la de cortante, es decir: \bar{S}_{16} y \bar{S}_{26} , y consecuentemente \bar{Q}_{16} y \bar{Q}_{26} , son ahora términos no nulos. En otras palabras, una lamina orientada arbitrariamente exhibe una distorsión angular cuando es sometida a una tensión normal, y exhibe una elongación cuando se aplica un esfuerzo de cizalladura. Esta interacción, consecuencia de la naturaleza ortótropa de la lámina, es una de las diferencias más notables en comparación con los materiales isótropos.

Las propiedades elásticas de la lámina pueden también referenciarse en el sistema x - y de coordenadas globales. A partir del sentido físico de las componentes de la matriz de flexibilidad, la relación deformación-tensión para una lámina unidireccional referenciada en ejes globales puede reescribirse en términos de las constantes ingenieriles de la lámina no orientada, esto es:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{S}_{11} & \bar{S}_{12} & \bar{S}_{16} \\ \bar{S}_{21} & \bar{S}_{22} & \bar{S}_{26} \\ \bar{S}_{61} & \bar{S}_{62} & \bar{S}_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & \frac{\eta_{xy,x}}{G_{xy}} \\ -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & \frac{\eta_{xy,y}}{G_{xy}} \\ \frac{\eta_{x,xy}}{E_x} & \frac{\eta_{y,xy}}{E_y} & \frac{1}{G_{xy}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.39)$$

cuya expresión es análoga a la ecuación 2.30, estando ahora las constantes ingenieriles definidas para una dirección arbitraria¹⁶.

Para cuantificar el señalado fenómeno de acoplamiento, se definen los denominados coeficientes de influencia mutua, entre los que se distinguen dos tipos: los coeficientes de influencia mutua de primer tipo $\eta_{i,ij}$, y los coeficientes de influencia mutua de segundo tipo $\eta_{ij,i}$. Ambos son definidos –en analogía al coeficiente de Poisson– como un ratio entre la deformación asociada respecto una deformación aplicada para un determinado estado de tensión¹⁷, y

¹⁶A pesar de los subíndices utilizados en la notación, la matriz de flexibilidad transformada sigue manteniendo la condición de simetría.

¹⁷Nótese que según la convención de notación, el primer subíndice denota la deformación o distorsión inducida, mientras que el segundo subíndice corresponde a la deformación o distorsión asociada a la tensión aplicada. El criterio es pues el inverso al utilizado en la definición del coeficiente de Poisson.

2 | Fundamentos de la mecánica de los materiales compuestos

son consecuencia directa de la orientación de la fibra del refuerzo. En particular, los coeficientes de primer tipo se definen como la relación entre la elongación y la distorsión angular resultado de la aplicación de un estado de tensión de cortante puro, esto es:

$$\eta_{x,xy} \equiv \frac{\varepsilon_x}{\gamma_{xy}} \quad \text{y} \quad \eta_{y,xy} \equiv \frac{\varepsilon_y}{\gamma_{xy}} \quad \text{si} \quad \tau_{xy} \neq 0 \quad \text{y} \quad \sigma_x = \sigma_y = 0 \quad (2.40)$$

mientras que los coeficientes de segundo tipo se definen como la relación entre la distorsión angular y la elongación resultado de la aplicación de un esfuerzo normal uniaxial, esto es:

$$\eta_{xy,x} \equiv \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x} \quad \text{si} \quad \sigma_x \neq 0 \quad \text{y} \quad \sigma_y = \tau_{xy} = 0 \quad \text{y} \quad \eta_{xy,y} \equiv \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_y} \quad \text{si} \quad \sigma_y \neq 0 \quad \text{y} \quad \sigma_x = \tau_{xy} = 0 \quad (2.41)$$

Las constantes ingenieriles de la lámina no orientada pueden determinarse directamente a partir de las constantes elásticas de la lámina y el ángulo de orientación, mediante las siguientes relaciones:

$$E_x = \frac{1}{\bar{S}_{11}} = \frac{E_1}{c^4 + \left(\frac{E_1}{G_{12}} - 2\nu_{12}\right)c^2s^2 + \frac{E_1}{E_2}s^4} \quad (2.42)$$

$$\nu_{xy} = -\frac{\bar{S}_{12}}{\bar{S}_{11}} = \frac{\nu_{12}(s^4 + c^4) - \left(1 + \frac{E_1}{E_2} - \frac{E_1}{G_{12}}\right)c^2s^2}{c^4 + \left(\frac{E_1}{G_{12}} - 2\nu_{12}\right)c^2s^2 + \frac{E_1}{E_2}s^4} \quad (2.43)$$

$$E_y = \frac{1}{\bar{S}_{22}} = \frac{E_2}{c^4 + \left(\frac{E_2}{G_{12}} - 2\nu_{21}\right)c^2s^2 + \frac{E_2}{E_1}s^4} \quad (2.44)$$

$$\nu_{yx} = -\frac{\bar{S}_{12}}{\bar{S}_{22}} = -\frac{\bar{S}_{21}}{\bar{S}_{22}} = \frac{\nu_{21}(s^4 + c^4) - \left(1 + \frac{E_2}{E_1} - \frac{E_2}{G_{12}}\right)c^2s^2}{c^4 + \left(\frac{E_2}{G_{12}} - 2\nu_{21}\right)c^2s^2 + \frac{E_2}{E_1}s^4} \quad (2.45)$$

$$G_{xy} = \frac{1}{\bar{S}_{66}} = \frac{G_{12}}{c^4 + s^4 + 2\left(2\frac{G_{12}}{E_1}(1 + 2\nu_{12}) + 2\frac{G_{12}}{E_2} - 1\right)c^2s^2} \quad (2.46)$$

$$\eta_{x,xy} = \frac{\bar{S}_{16}}{\bar{S}_{66}} = \frac{sc \left[\left(2 + 2\nu_{12} - \frac{E_1}{G_{12}}\right)c^2 + \left(-2\nu_{12} - 2\frac{E_1}{E_2} + \frac{E_1}{G_{12}}\right)s^2 \right]}{4c^2s^2 \left(1 + 2\nu_{12} + \frac{E_1}{E_2}\right) + (n^2 - m^2)^2 \frac{E_1}{G_{12}}} \quad (2.47)$$

$$\eta_{y,xy} = \frac{\bar{S}_{26}}{\bar{S}_{66}} = \frac{sc \left[\left(2 + 2\nu_{12} - \frac{E_1}{G_{12}}\right)s^2 + \left(-2\nu_{12} - 2\frac{E_1}{E_2} + \frac{E_1}{G_{12}}\right)c^2 \right]}{4c^2s^2 \left(1 + 2\nu_{12} + \frac{E_1}{E_2}\right) + (n^2 - m^2)^2 \frac{E_1}{G_{12}}} \quad (2.48)$$

$$\eta_{xy,x} = \frac{\bar{S}_{16}}{\bar{S}_{11}} = \frac{sc \left[\left(2 + 2\nu_{12} - \frac{E_1}{G_{12}}\right)c^2 + \left(-2\nu_{12} - 2\frac{E_1}{E_2} + \frac{E_1}{G_{12}}\right)s^2 \right]}{c^4 + \left(\frac{E_1}{G_{12}} - 2\nu_{12}\right)c^2s^2 + \frac{E_1}{E_2}s^4} \quad (2.49)$$

$$\eta_{xy,y} = \frac{\bar{S}_{26}}{\bar{S}_{22}} = \frac{sc \left[\left(2 + 2\nu_{12} - \frac{E_1}{G_{12}} \right) s^2 + \left(-2\nu_{12} - 2\frac{E_1}{E_2} + \frac{E_1}{G_{12}} \right) c^2 \right]}{s^4 + \left(\frac{E_1}{G_{12}} - 2\nu_{21} \right) c^2 s^2 + \frac{E_1}{E_2} c^4} \quad (2.50)$$

A pesar del número de componentes no nulas de la matriz de flexibilidad \bar{S} , y del número de constantes ingenieriles de la lamina no orientada, para definir el comportamiento elástico de la lámina (en un estado de tensión plana) siguen siendo necesarias 4 constantes elásticas, a lo que se añade el ángulo de orientación.

En el análisis de la respuesta mecánica de materiales fibrosos, en los que se asume un comportamiento de la lámina ortótropo y homogéneo, es instructivo estudiar la variación de las constantes ingenieriles en función de la orientación de la fibra. En la Figura 2.4 se han representado las curvas correspondientes a las expresiones 2.42-2.50, para el caso particular de una lámina unidireccional de fibra de vidrio y epoxi¹⁸ en función de la orientación de las fibras. En los gráficos representados, queda patente la alta dependencia de las constates elásticas de la lámina frente a la orientación del las fibras del refuerzo. De especial relevancia son los coeficientes de influencia mutua, presentando éstos valores nulos cuando la orientación coincide con los ejes de ortotropía (es decir 0° y 90°).

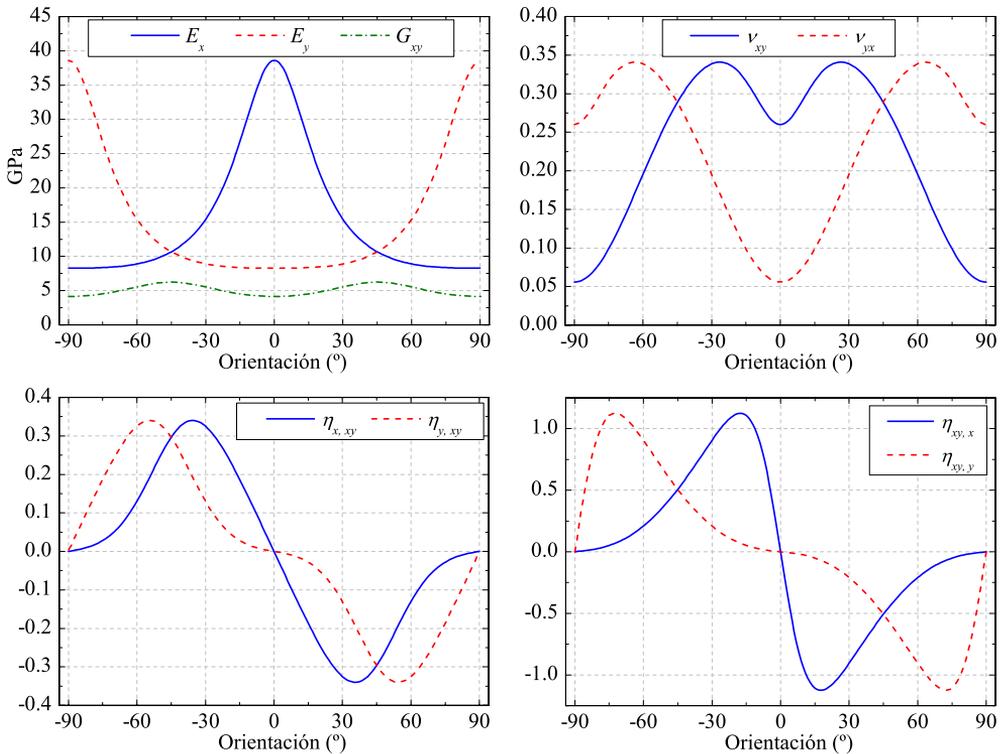


Figura 2.4: Variación de las constantes ingenieriles de una lamina de fibra de vidrio con matriz epóxica, en función de la orientación de las fibras.

¹⁸Propiedades de la lámina: $E_1 = 38,6$ GPa, $E_2 = 8,27$ GPa, $G_{12} = 4,14$ GPa y $\nu_{12} = 0.26$.

2.4.2. Efectos higrótérmicos en la lámina

En la sección anterior se evaluó a nivel micromecánico la afectación del material compuestos por efectos higrótérmicos. El análisis puede ahora generalizarse para una lámina orientada arbitrariamente. Para ello es básicamente necesario referenciar las deformaciones inducidas por la variación de la temperatura (ΔT) y del contenido de humedad (Δh) en el compuesto, en el sistema x - y de coordenadas globales. Asumiendo el principio de superposición higrotermodelástico, las deformaciones que experimenta la lámina se componen de las deformaciones ϵ_i^{mec} inducidas por las sollicitaciones mecánicas, y las deformaciones denominadas no mecánicas o de expansión libre ϵ_i^T y ϵ_i^h , inducidas por efectos térmicos e higroscópicos, respectivamente, esto es:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \epsilon_x^{mec} + \epsilon_x^T + \epsilon_x^h \\ \epsilon_y^{mec} + \epsilon_y^T + \epsilon_y^h \\ \gamma_{xy}^{mec} + \epsilon_{xy}^T + \epsilon_{xy}^h \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \epsilon_x^{mec} + \alpha_x \Delta T + \beta_x \Delta h \\ \epsilon_y^{mec} + \alpha_y \Delta T + \beta_y \Delta h \\ \gamma_{xy}^{mec} + \alpha_{xy} \Delta T + \beta_{xy} \Delta h \end{Bmatrix} \quad (2.51)$$

donde los coeficientes higrótérmicos en ejes globales se obtienen mediante las matrices de transformación de funciones trigonométricas, es decir:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_x \\ \alpha_y \\ \alpha_{xy} \end{Bmatrix} = \mathbf{T}_\epsilon^{-1}(\theta) \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} c^2 \alpha_1 + s^2 \alpha_2 \\ s^2 \alpha_1 + c^2 \alpha_2 \\ 2cs(\alpha_1 - \alpha_2) \end{Bmatrix} \quad (2.52)$$

$$\begin{Bmatrix} \beta_x \\ \beta_y \\ \beta_{xy} \end{Bmatrix} = \mathbf{T}_\epsilon^{-1}(\theta) \begin{Bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} c^2 \beta_1 + s^2 \beta_2 \\ s^2 \beta_1 + c^2 \beta_2 \\ 2cs(\beta_1 - \beta_2) \end{Bmatrix} \quad (2.53)$$

siendo $c = \cos \theta$ y $s = \sin \theta$.

2.4.3. Evaluación de la resistencia de la lámina

Tras evaluar el comportamiento elástico de la lámina desde un punto de vista macroscópico, se aborda ahora el análisis de la resistencia de la lámina. El fallo de materiales laminados fibrosos es un problema complejo que sigue siendo fuente de interés y que promueve una intensa labor de investigación [19, 21, 24, 25]. Vista la preponderancia de una dirección de refuerzo, está claro que la resistencia de la lámina dependerá de una relación entre las cargas aplicadas y la dirección de las fibras. Por otro lado, dada la naturaleza heterogénea, este tipo de materiales exhiben una multiplicidad de modos de fallos locales antes de la rotura final, y es por ello por lo que la iniciación del daño no necesariamente coincide con la resistencia última.

Un paso previo a analizar el fenómeno de fallo y resistencia de la lámina, es entender los mecanismos intrínsecos de fallo a nivel micromecánico y su efecto en el comportamiento macroscópico último. En la Figura 2.5 se han representado esquemáticamente varios de los

mecanismos de fallo a nivel micromecánico en un *FRP*¹⁹ unidireccional sometido a un estado de tensión plana. En éste, el fallo puede sobrevenir principalmente por (a) la rotura a tracción de las fibras, (b) el micropandeo o el aplastamiento de las fibras a compresión, (c) el agrietamiento o (d) el aplastamiento de la matriz, el fallo en la interfase fibra-matriz, o por una combinación de varios de ellos. Esta multiplicidad de modos de fallo confiere unas propiedades anisótropas a la resistencia de la lámina. De manera análoga al análisis realizado para la rigidez, la resistencia de la lámina se caracteriza en base a unos parámetros de resistencia referenciados en los ejes principales del material, dando lugar a la definición de los denominados criterios de rotura.

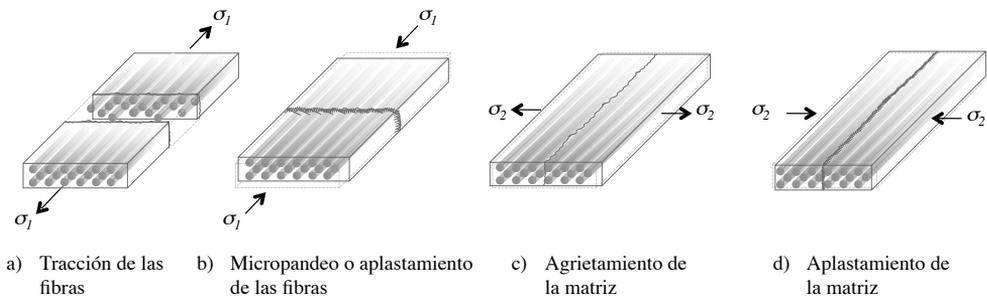


Figura 2.5: Representación esquemática de varios mecanismos de fallo a nivel micromecánico en un material compuesto reforzado unidireccionalmente sometido a un estado de tensión plana.

Las primeras propuestas de teorías y criterios de fallo aplicables a los materiales compuestos, se basaron en adaptaciones y generalizaciones de las teorías de fallo establecidas para los materiales homogéneos, atendiendo básicamente a la naturaleza anisótropa de las propiedades de rigidez y resistencia del compuesto²⁰. En la literatura se hallan documentados múltiples criterios de fallo, no obstante, a pesar de los avances, no existe un único criterio que prediga el fallo en todos los niveles de análisis, condiciones de carga o tipología de material. Varios de estos criterios tienen una base física, pero otros muchos son expresiones matemáticas que se ajustan a unos datos experimentales. Por ello es más prudente considerarlos indicadores que predictores. No obstante, al margen de las limitaciones inherentes, estas teorías y criterios son necesarios para establecer niveles de tensión de diseño.

En un primer nivel de aproximación destacan –por su simplicidad e inuitividad– las denominadas teorías de máxima tensión y máxima deformación. La primera considera que el fallo ocurre cuando –como mínimo– una de las componentes de tensión a lo largo de una de las direcciones principales del material, excede la respectiva resistencia límite en esa dirección²¹. Para un estado de tensión plana, la envolvente de fallo representa un paralelepípedo rectangular en el espacio de coordenadas $\sigma_1 - \sigma_2 - \tau_{12}$. La teoría de máxima deformación es análoga,

¹⁹Dependiendo del espesor de la lámina, ésta, per se, podría no soportar las cargas a compresión, por eso se trata aquí un material que bien podría ser un laminado unidireccional, pero por practicidad se omite esta descripción por ser tratada en la siguiente sección.

²⁰Para abordar esta cuestión existe una alternativa que consiste en definir una transformación lineal entre un sólido real anisótropo y un sólido ficticio isótropo, utilizar entonces un criterio de fallo para un material isótropo, para retornar después al sólido real anisótropo mediante una transformación inversa [18].

²¹Así, por ejemplo, su aplicabilidad bajo un estado de tensión plana, requiere de tres subcriterios condicionales.

pero interviene el efecto de Poisson, por lo que para el mismo estado de tensión plana la envolvente de fallo toma la forma de un paralelepípedo oblicuo (véase Figura 2.6). Los parámetros de resistencia que definen los límites, se obtienen a partir de ensayos experimentales con materiales unidireccionales en condiciones de carga singulares, esto es: tracción unidireccional, compresión unidireccional y cortante puro. Su aplicabilidad ha sido demostrada en materiales en condiciones de carga a tracción con comportamientos predominantemente frágiles [13].

En un segundo nivel destaca –entre otros²²– el criterio Tsai-Wu [27, 28], de mayor aplicación en materiales con comportamientos dúctiles cuando las cargas a compresión o cizalladura son predominantes. La mayor divergencia, y por ende la característica principal de este criterio en comparación con los anteriores, es la consideración de la interacción entre las diferentes componentes de tensión. Dicho en otras palabras, este criterio aborda la estimación del fallo del material para combinaciones de carga más allá de los casos de sollicitaciones uniaxiales, condiciones en las que el estudio experimental es arduo y en ocasiones inviable.

El criterio Tsai-Wu se basa en un tensor polinomial de segundo orden que se representa mediante una superficie cerrada en el espacio de las tensiones [9]. Asumiendo que existe una función escalar del tipo

$$f(\sigma_i) = F_i \sigma_i + F_{ij} \sigma_i \sigma_j \quad \text{para } (i, j = 1, 2, \dots, 6) \quad (2.54)$$

siendo F_i y F_{ij} los tensores simétricos de resistencia, la condición de fallo se define para $f(\sigma_i) \geq 1$, y por consiguiente la condición de seguridad es $f(\sigma_i) < 1$. Haciendo uso de la notación ingenieril y particularizando la expresión para un estado de tensión plana, se obtiene la forma explícita de la expresión general:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \tau_{12}) = F_1 \sigma_1 + F_2 \sigma_2 + F_6 \tau_{12} + F_{11} \sigma_1^2 + F_{22} \sigma_2^2 + F_{66} \tau_{12}^2 + 2F_{12} \sigma_1 \sigma_2 + 2F_{16} \sigma_1 \tau_{12} + 2F_{26} \sigma_2 \tau_{12} \quad (2.55)$$

La expresión admite una simplificación reconociendo que $F_6 = F_{16} = F_{26} = 0$, dado que la resistencia a cizalladura es independiente del signo (en los ejes principales del material) [8], llegando a la expresión cuadrática y reducida del criterio de Tsai-Wu:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \tau_{12}) = F_1 \sigma_1 + F_2 \sigma_2 + F_{11} \sigma_1^2 + F_{22} \sigma_2^2 + F_{66} \tau_{12}^2 + 2F_{12} \sigma_1 \sigma_2 \quad (2.56)$$

siendo el último el único término de interacción. Los parámetros de resistencia se expresan en términos de las resistencias del material (cuyos valores se determinan mediante ensayos experimentales uniaxiales), esto es:

$$F_1 = \frac{1}{\sigma_1^T} + \frac{1}{\sigma_1^C}; \quad F_2 = \frac{1}{\sigma_2^T} + \frac{1}{\sigma_2^C}; \quad F_{11} = -\frac{1}{\sigma_1^T \sigma_1^C}; \quad F_{22} = -\frac{1}{\sigma_2^T \sigma_2^C}; \quad F_{66} = \left(\frac{1}{\tau_{12}^S}\right)^2 \quad (2.57)$$

donde los superíndices \diamond^T , \diamond^C y \diamond^S denotan tracción, compresión y cortante, respectivamente, en relación a las resistencias referenciadas en los ejes principales del material. Nótese

²²Como se adelantó, existen numerosos criterios de fallo con diferentes grados de sofisticación y niveles de predicción, cuya exposición, dado el carácter introductorio de este capítulo, queda fuera del alcance. Para una descripción ampliada, se emplaza al lector a la consulta de las referencias [10, 11, 19, 21, 25].

que resta por evaluar el parámetro F_{12} , cuya estimación, de abordarse experimentalmente, requiere necesariamente de un complejo ensayo de carga biaxial. Por ello se han propuesto varias aproximaciones para la estimación del parámetro de interacción. Una alternativa pasa por imponer la condición necesaria de que la ecuación represente un dominio cerrado, lo que equivale a suponer que la resistencia del material sea finita. Para ello debe cumplirse la relación

$$-\sqrt{F_{11}F_{22}} < F_{12} < \sqrt{F_{11}F_{22}} \quad (2.58)$$

o reescribiendo

$$F_{12} = f_{12}^* \sqrt{F_{11}F_{22}} = \frac{f_{12}^*}{\sqrt{\sigma_1^T \sigma_1^C} \sqrt{\sigma_2^T \sigma_2^C}} \quad (2.59)$$

siendo ahora la condición²³ $-1 < f_{12}^* < 1$. Para el caso particular de $f_{12}^* = -0,5$ se demuestra que el criterio se reduce al criterio de Von Mises [27]. Finalmente, reescribiendo los términos se llega a la ecuación

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{\sigma_1^T} + \frac{1}{\sigma_1^C} \right) \sigma_1 + \left(\frac{1}{\sigma_2^T} + \frac{1}{\sigma_2^C} \right) \sigma_2 - \frac{1}{\sigma_1^T \sigma_1^C} \sigma_1^2 - \frac{1}{\sigma_2^T \sigma_2^C} \sigma_2^2 + \left(\frac{1}{\tau_{12}^S} \right)^2 \tau_{12}^2 + \\ + 2 \frac{f_{12}^*}{\sqrt{\sigma_1^T \sigma_1^C} \sqrt{\sigma_2^T \sigma_2^C}} \sigma_1 \sigma_2 = 1 \end{aligned} \quad (2.60)$$

que corresponde al lugar geométrico de la combinación de los estados de tensión límite en condiciones de tensión plana, cuya representación corresponde a un elipsoide en el espacio de coordenadas $\sigma_1 - \sigma_2 - \tau_{12}$. Esta es, por tanto, una expresión matemática que describe la superficie de fluencia del material heterogéneo y anisótropo, basándose en el ajuste de una curva a partir de parámetros de resistencia experimentales.

En la Figura 2.6 se han representado las envolventes de fallo en el plano $\sigma_1 - \sigma_2$ correspondientes a las teorías de máxima tensión, máxima deformación y al criterio de Tsai-Wu, para la lámina unidireccional de fibra de vidrio y epoxi anteriormente considerada²⁴. En el caso del criterio de Tsai-Wu las curvas corresponden a secciones transversales del elipsoide para varios niveles de tensión de cortante.

Nótese que en la representación de las envolventes de fallo, cada dirección principal de resistencia representa una morfología de fallo diferente. El criterio Tsai-Wu, sin embargo, no permite distinguir el tipo de fallo ni cual es la fase (fibra o matriz) dominante en la fractura del material fuera de los ejes principales, y en consecuencia, tampoco contempla los fenómenos en la interfase entre la fibra y la matriz. Es por ello que dicho criterio ha sido en ocasiones censurado dada su base fenomenológica, no obstante, es dable señalar que se trata de un criterio matemáticamente consistente y operacionalmente simple, cuya aplicación está plenamente vigente.

²³La representación de la ecuación para los valores de $f_{12}^* = 1$ corresponde a dos planos paralelos y para $1 < f_{12}^* < -1$ a un hiperboloide.

²⁴Propiedades de la lámina: $\sigma_1^T = 1062$ MPa, $\sigma_1^C = 610$ MPa, $\sigma_2^T = 31$ MPa, $\sigma_2^C = 118$ MPa, $\tau_{12}^S = 72$ MPa y $f_{12}^* = -0,5$.

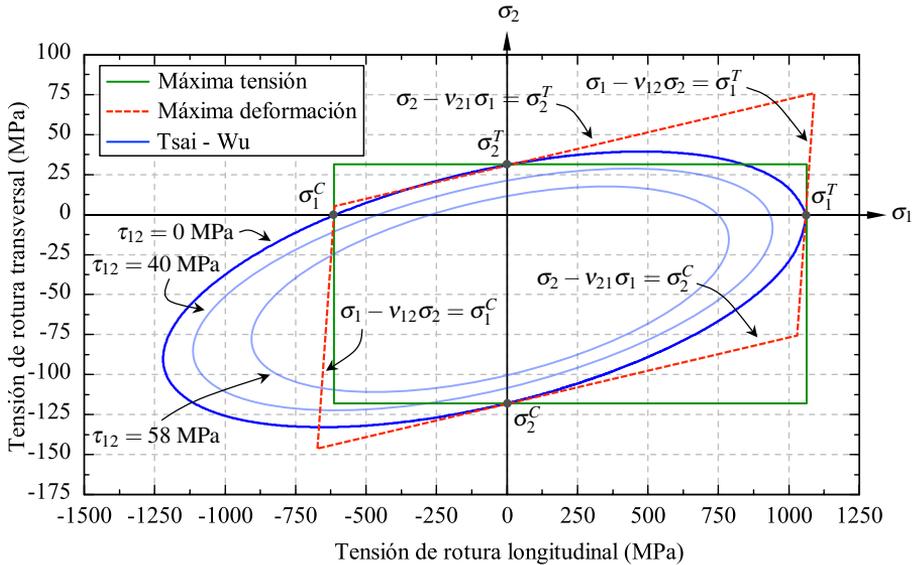


Figura 2.6: Envolventes de fallo en el plano $\sigma_1 - \sigma_2$ correspondientes a las teorías de máxima tensión, máxima deformación y al criterio de Tsai-Wu para varios niveles de tensión de cortante.

2.5. Análisis en la macroescala

La aplicabilidad estructural de una lámina de *FRP*, per se, es limitada. Por ello se recurre al proceso de laminación, que consiste en el apilamiento de sucesivas láminas con (aunque no necesariamente) diferentes orientaciones. Con este procedimiento se aumenta el espesor y por consiguiente la inercia de la sección, y permite minimizar el efecto inherente de la anisotropía en el plano, llegando a obtener –si se requiere– propiedades cuasi-isótropas, mejorando a la vez la rigidez transversal y el comportamiento a cizalladura. Con la laminación se pretende obtener, a partir de una combinación óptima de las diferentes láminas y orientaciones del material, un elemento estructural optimizado con unas características específicas que se ajusten a los requerimientos del diseño, pudiendo enfatizar o atenuar propiedades como la rigidez o la resistencia en unas direcciones determinadas. Ello introduce una nueva variable al problema denominada secuencia de apilado, abriéndose un enorme campo de posibilidades en la tarea del diseño. Consecuentemente, es de suma importancia entender la relación entre esta importante variable de diseño y la respuesta del laminado del que finalmente estará constituido el componente estructural.

En la Figura 2.7 se representa la sección transversal de un laminado idealmente plano, constituido por N láminas cuya dirección principal de refuerzo es paralela al plano del laminado, sometido a un estado general de cargas planas y de flexión. La secuencia de apilado se especifica mediante el ángulo de orientación θ de cada una de las láminas unidireccionales (i, j y k) respecto de la dirección x global del laminado, enumeradas en orden descendente, esto es: $[\theta_l^i / \theta_m^j / \dots / \theta_n^k]_R$, donde los subíndices l, m y n denotan el número de láminas y R el número de repeticiones del sublaminado.

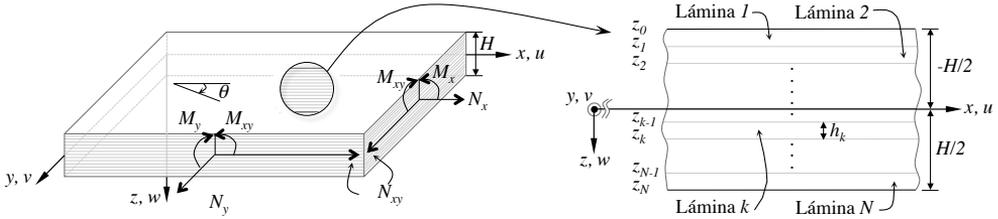


Figura 2.7: Esfuerzos y momentos resultantes actuando sobre un laminado (izquierda). Sección transversal y notación (derecha).

2.5.1. Evaluación de la rigidez del laminado

El análisis del comportamiento del laminado que se presenta a continuación, se basa en la teoría clásica de placas laminadas²⁵ y se formula a partir de las hipótesis de Kirchhoff [22, 23, 26], que consiste en asumir que las secciones planas ortogonales al plano medio de un laminado delgado, permanecen planas y ortogonales a la directriz después de la deformación (véase Figura 2.8), y que la placa no experimenta deformación en la dirección transversal a través del espesor²⁶, es decir $\epsilon_z = 0$.

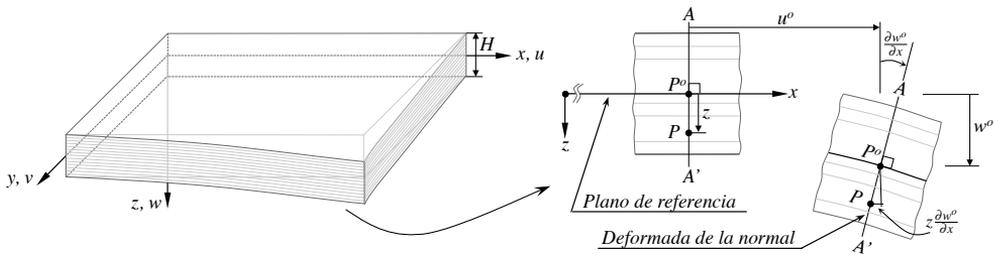


Figura 2.8: Esquematación de la deformación del plano medio de referencia según las hipótesis de Kirchhoff.

Estas consideraciones de carácter cinemático, permiten describir el campo de desplazamientos en términos de los desplazamientos y rotaciones de los puntos de un plano de referencia, por lo que se simplifica el análisis tridimensional del laminado al estudio de un dominio bidimensional, definido, generalmente, por el plano medio. Dicho lo cual, el desplazamiento de un punto arbitrario del laminado puede expresarse como:

$$\begin{aligned}
 u(x, y, z) &= u^o(x, y) - z \frac{\partial w^o(x, y)}{\partial x} \\
 v(x, y, z) &= v^o(x, y) - z \frac{\partial w^o(x, y)}{\partial y} \\
 w(x, y, z) &= w^o(x, y)
 \end{aligned}
 \tag{2.61}$$

²⁵La teoría clásica de placas laminadas se utiliza como una primera aproximación para describir las relaciones constitutivas de laminados delgados.

²⁶Se advierte de una inconsistencia entre esta segunda hipótesis ($\epsilon_z = 0$) y la condición de tensión plana en la que $\epsilon_z = S_{13}\sigma_x + S_{23}\sigma_y$ (véase ecuación 2.5). Ésta es una limitación inherente en las hipótesis de Kirchhoff que no se resuelve en el contexto de esta teoría clásica de placas.

2 | Fundamentos de la mecánica de los materiales compuestos

donde u , v y w son las componentes x - y - z del desplazamiento, el superíndice o denota el plano medio de referencia, y los términos $\frac{\partial w^o}{\partial x}$ y $\frac{\partial w^o}{\partial y}$ representan las rotaciones. Véase como los desplazamientos u y v varían linealmente con z , mientras que w es independiente. Asumiendo pequeñas deformaciones, las relaciones deformación-desplazamiento se expresan como:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x(x,y,z) &\equiv \frac{\partial u^o(x,y)}{\partial x} - z \frac{\partial^2 w^o(x,y)}{\partial x^2} = \varepsilon_x^o(x,y) + z\kappa_x(x,y) \\ \varepsilon_y(x,y,z) &\equiv \frac{\partial v^o(x,y)}{\partial y} - z \frac{\partial^2 w^o(x,y)}{\partial y^2} = \varepsilon_y^o(x,y) + z\kappa_y(x,y) \\ \gamma_{xy}(x,y,z) &\equiv \frac{\partial v^o(x,y)}{\partial x} + \frac{\partial u^o(x,y)}{\partial y} - 2z \frac{\partial^2 w^o(x,y)}{\partial x \partial y} = \gamma_{xy}^o(x,y) + z\kappa_{xy}(x,y)\end{aligned}\quad (2.62)$$

siendo κ la curvatura del laminado. En la teoría clásica de placas laminadas se adopta además la condición de tensión plana²⁷, de manera que la relación tensión-deformación particularizada para la lámina k -ésima ubicada a una distancia z_k del plano de referencia, se expresa como

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}_k = \begin{bmatrix} \bar{Q}_{11} & \bar{Q}_{12} & \bar{Q}_{16} \\ \bar{Q}_{12} & \bar{Q}_{22} & \bar{Q}_{26} \\ \bar{Q}_{16} & \bar{Q}_{26} & \bar{Q}_{66} \end{bmatrix}_k \begin{Bmatrix} \varepsilon_x^o + z_k \kappa_x \\ \varepsilon_y^o + z_k \kappa_y \\ \gamma_{xy}^o + z_k \kappa_{xy} \end{Bmatrix}\quad (2.63)$$

De la observación de la expresión anterior se desprende que mientras la deformación varía continua y linealmente a través del espesor, las tensiones son discontinuas debido a que la matriz de rigidez reducida \bar{Q}_k es función de la orientación de la lámina k . A modo de ejemplo, la Figura 2.9 ilustra la variación de las tensiones a través del espesor de un laminado $[0/\pm 45/90]_S$ sometido a un estado de carga plana ($N_x > 0$) y de flexión ($M_x > 0$).

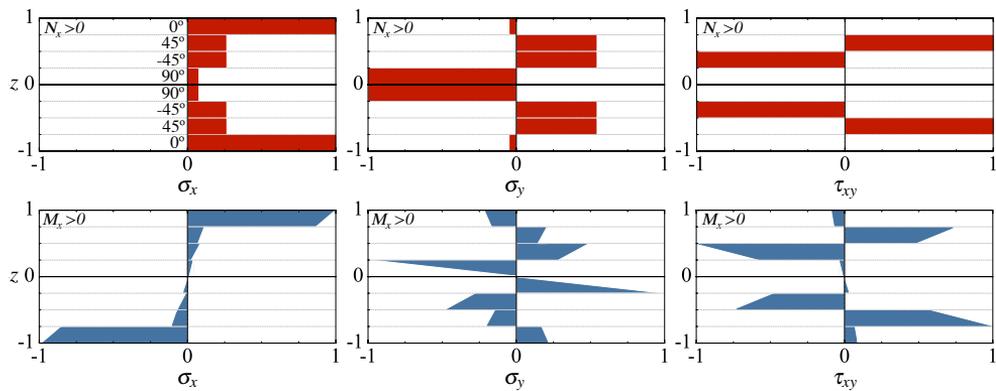


Figura 2.9: Variación de las tensiones a través del espesor de un laminado $[0/\pm 45/90]_S$ sometido a un estado de carga plana (superior) y de flexión (inferior).

Integrando el campo de tensiones a través del espesor H del laminado, se obtienen los esfuerzos resultantes que actúan en la sección del laminado:

²⁷Esto es: $\sigma_z = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$.

$$N_x \equiv \int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \sigma_x dz; \quad N_y \equiv \int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \sigma_y dz; \quad N_{xy} \equiv \int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \tau_{xy} dz \quad (2.64)$$

$$M_x \equiv \int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \sigma_x z dz; \quad M_y \equiv \int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \sigma_y z dz; \quad M_{xy} \equiv \int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \tau_{xy} z dz \quad (2.65)$$

siendo N_x , N_y , N_{xy} y M_x , M_y , M_{xy} las componentes de las fuerzas en el plano y momentos resultantes por unidad de longitud, respectivamente. Substituyendo las componentes de tensión por las correspondientes expresiones en términos de las deformaciones y curvaturas (ecuación 2.63), se obtiene:

$$\begin{Bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \end{Bmatrix} = \underbrace{\int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \bar{\mathbf{Q}} dz}_{\mathbf{A}} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x^o \\ \varepsilon_y^o \\ \gamma_{xy}^o \end{Bmatrix} + \underbrace{\int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} z \bar{\mathbf{Q}} dz}_{\mathbf{B}} \begin{Bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{Bmatrix} = \sum_{k=1}^N \left[\bar{\mathbf{Q}}_k \begin{Bmatrix} \varepsilon_x^o \\ \varepsilon_y^o \\ \gamma_{xy}^o \end{Bmatrix} \int_{h_{k-1}}^{h_k} dz + \bar{\mathbf{Q}}_k \begin{Bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{Bmatrix} \int_{h_{k-1}}^{h_k} z dz \right] \quad (2.66)$$

y

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \underbrace{\int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} z \bar{\mathbf{Q}} dz}_{\mathbf{B}} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x^o \\ \varepsilon_y^o \\ \gamma_{xy}^o \end{Bmatrix} + \underbrace{\int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} z^2 \bar{\mathbf{Q}} dz}_{\mathbf{D}} \begin{Bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{Bmatrix} = \sum_{k=1}^N \left[\bar{\mathbf{Q}}_k \begin{Bmatrix} \varepsilon_x^o \\ \varepsilon_y^o \\ \gamma_{xy}^o \end{Bmatrix} \int_{h_{k-1}}^{h_k} z dz + \bar{\mathbf{Q}}_k \begin{Bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{Bmatrix} \int_{h_{k-1}}^{h_k} z^2 dz \right] \quad (2.67)$$

Al ser las componentes de deformación en el plano medio y la curvatura independientes de z , la integral sobre el espesor del laminado se reemplaza por el sumatorio de las contribuciones individuales de cada lámina, siendo h_k y h_{k-1} las coordenadas de la capa superior e inferior de cada lámina, y $h_k - h_{k-1}$ el espesor. Las indicaciones **A**, **B** y **D** en las expresiones anteriores corresponden a las denominadas matrices de rigidez del laminado. Éstas constituyen la base de la ecuación general de la teoría clásica de placas laminadas, en la que se relacionan las fuerzas en el plano y momentos resultantes por unidad de longitud, con la deformación y la curvatura del plano de referencia del laminado, esto es:

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{N} \\ \mathbf{M} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{B} \\ \mathbf{B} & \mathbf{D} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{\varepsilon}^o \\ \boldsymbol{\kappa} \end{Bmatrix} \quad (2.68)$$

o en forma expandida

$$\begin{Bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \\ M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{16} & B_{11} & B_{12} & B_{16} \\ A_{12} & A_{22} & A_{26} & B_{12} & B_{22} & B_{26} \\ A_{16} & A_{26} & A_{66} & B_{16} & B_{26} & B_{66} \\ \hline B_{11} & B_{12} & B_{16} & D_{11} & D_{12} & D_{16} \\ B_{12} & B_{22} & B_{26} & D_{12} & D_{22} & D_{26} \\ B_{16} & B_{26} & B_{66} & D_{16} & D_{26} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x^o \\ \varepsilon_y^o \\ \gamma_{xy}^o \\ \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.69)$$

En concreto, **A** es la denominada matriz de rigidez plana, **B** la matriz de acoplamiento y **D** la matriz de rigidez a flexión²⁸. **ABD** son matrices simétricas cuyas componentes se

²⁸Nótese que las unidades de las matrices de rigidez **ABD** deben ser consistentes con la definición de las ecuaciones 2.68 y 2.69, es decir: **A** [N/m], **B** [N] y **D** [N·m].

determinan mediante las siguientes expresiones explícitas:

$$\begin{aligned}
 A_{ij} &= \sum_{k=1}^N \bar{Q}_{ijk} (h_k - h_{k-1}) \\
 B_{ij} &= \frac{1}{2} \sum_{k=1}^N \bar{Q}_{ijk} (h_k^2 - h_{k-1}^2) \\
 D_{ij} &= \frac{1}{3} \sum_{k=1}^N \bar{Q}_{ijk} (h_k^3 - h_{k-1}^3)
 \end{aligned}
 \tag{2.70}$$

En las matrices **ABD** se sintetizan las variables del diseño de laminados delgados, como son las propiedades del material de las láminas, la sección del laminado y la secuencia de apilado. Consecuentemente, su estudio es de importancia capital para el análisis del comportamiento de laminados multidireccionales. De especial relevancia es la secuencia de apilado por el rol fundamental que desempeña en relación al fenómeno de acoplamiento, como se describe a continuación.

Los laminados atienden a una clasificación según la disposición de las láminas y ésta tiene un efecto directo sobre el cómputo de las matrices **ABD**. Así, por ejemplo²⁹, en laminados simétricos (dícese de aquellos en los que se cumple $\bar{Q}_z = \bar{Q}_{-z}$) $B_{ij} = 0$; en laminados balanceados (aquellos que tienen el mismo número de láminas en las orientaciones $\pm\theta$) $A_{16} = A_{26} = 0$; en laminados ortótropos (aquellos cuyos planos de simetría coinciden con las direcciones principales del material) $A_{16} = A_{26} = B_{16} = B_{26} = D_{16} = D_{26} = 0$; y en laminados cuasi-isótropos $A_{16} = A_{26} = 0$, $A_{11} = A_{22}$ y $A_{66} = (A_{11} - A_{12}) / 2$. El fenómeno de acoplamiento es consecuencia de la naturaleza ortótropa de las láminas, pero véase como mediante el proceso de laminación se puede extender la interacción a las componentes de membrana y flexión. En la Figura 2.10 se han esquematizado las relaciones entre los términos de acoplamiento A_{i6} , B_{ij} y D_{i6} , y las componentes de los esfuerzos, momentos, deformaciones y curvaturas.

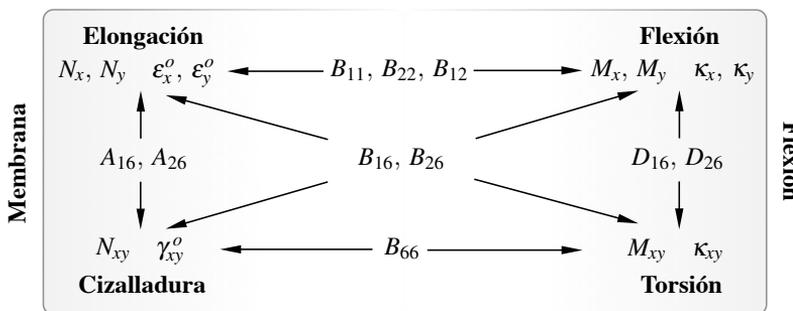


Figura 2.10: Relación entre los términos de acoplamiento y las componentes de los esfuerzos, momentos, deformaciones y curvaturas.

El acoplamiento es un fenómeno relativamente complejo que no tiene parangón en el mecánica de materiales isotropos convencionales, pero que no debe, sin embargo, considerarse

²⁹Para un análisis detallado de la casuística, consúltese el séptimo capítulo de la referencia [14].

como un aspecto limitativo o restrictivo. Para simplificar el análisis y minimizar los efectos de interacción, se recomienda, por lo general, el uso de laminados simétricos y balanceados. No obstante, un análisis pormenorizado demuestra que se trata de una variable atractiva que puede utilizarse, por citar un ejemplo, para el diseño de estructuras con curvatura anticlástica empleando laminados no simétrico.

En una primera aproximación, es habitual tratar al laminado constituido como un material homogéneo y ortótropo, que presenta un comportamiento elástico, el cual puede caracterizarse en base a las denominadas constantes ingenieriles efectivas o aparentes del laminado. Las expresiones para determinar las constantes elásticas aparentes del laminado se obtienen de manera análoga al procedimiento descrito para la lámina (véase ecuación 2.39 y sucesivas), a partir de las componentes de la matriz de flexibilidad. No obstante, son necesarias varias indicaciones. El estudio se centra generalmente en las constantes ingenieriles efectivas en el plano de laminados simétricos. Primeramente se define una tensión media $\bar{\sigma}_x$, $\bar{\sigma}_y$ y $\bar{\tau}_{xy}$ en el plano del laminado, esta es

$$\bar{\sigma}_x = \frac{1}{H} N_x \equiv \frac{1}{H} \int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \sigma_x dz; \quad \bar{\sigma}_y = \frac{1}{H} N_y \equiv \frac{1}{H} \int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \sigma_y dz; \quad \bar{\tau}_{xy} = \frac{1}{H} N_{xy} \equiv \frac{1}{H} \int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \tau_{xy} dz \quad (2.71)$$

siendo H el espesor del laminado. Substituyendo el vector de tensión media en la ecuación de la relación constitutiva del laminado simétrico se obtiene:

$$\begin{Bmatrix} \bar{\sigma}_x \\ \bar{\sigma}_y \\ \bar{\tau}_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{H} \begin{Bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{H} \underbrace{\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{16} \\ A_{12} & A_{22} & A_{26} \\ A_{16} & A_{26} & A_{66} \end{bmatrix}}_{\mathbf{A}^*} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x^o \\ \varepsilon_y^o \\ \gamma_{xy}^o \end{Bmatrix} \quad (2.72)$$

donde \mathbf{A}^* es la denominada matriz de rigidez plana normalizada³⁰, siendo su inversa de la matriz de flexibilidad plana normalizada \mathbf{a}^* . A partir del sentido físico de las componentes de la matriz de flexibilidad, la relación deformación-tensión del laminado puede reescribirse en términos de las constantes ingenieriles efectivas del laminado, es decir:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x^o \\ \varepsilon_y^o \\ \gamma_{xy}^o \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11}^* & a_{12}^* & a_{16}^* \\ a_{12}^* & a_{22}^* & a_{26}^* \\ a_{16}^* & a_{26}^* & a_{66}^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{\sigma}_x \\ \bar{\sigma}_y \\ \bar{\tau}_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{\bar{E}_x} & -\frac{\bar{\nu}_{yx}}{\bar{E}_y} & \frac{\bar{\eta}_{xy,x}}{\bar{G}_{xy}} \\ -\frac{\bar{\nu}_{xy}}{\bar{E}_x} & \frac{1}{\bar{E}_y} & \frac{\bar{\eta}_{xy,y}}{\bar{G}_{xy}} \\ \frac{\bar{\eta}_{x,xy}}{\bar{E}_x} & \frac{\bar{\eta}_{y,xy}}{\bar{E}_y} & \frac{1}{\bar{G}_{xy}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{\sigma}_x \\ \bar{\sigma}_y \\ \bar{\tau}_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.73)$$

o en forma explícita

$$\begin{aligned} \bar{E}_x &= \frac{1}{a_{11}^*}; & \bar{\nu}_{yx} &= -\frac{a_{12}^*}{a_{11}^*}; & \bar{E}_y &= \frac{1}{a_{22}^*}; & \bar{\nu}_{xy} &= -\frac{a_{12}^*}{a_{22}^*}; & \bar{G}_{xy} &= \frac{1}{a_{66}^*} \\ \bar{\eta}_{x,xy} &= \frac{a_{16}^*}{a_{66}^*}; & \bar{\eta}_{y,xy} &= \frac{a_{26}^*}{a_{66}^*}; & \bar{\eta}_{xy,x} &= \frac{a_{16}^*}{a_{11}^*}; & \bar{\eta}_{xy,y} &= \frac{a_{26}^*}{a_{22}^*} \end{aligned} \quad (2.74)$$

³⁰Véase la consistencia en las unidades de tensión de la relación constitutiva 2.72.

donde $\bar{\nu}$ denota la constante elástica efectiva en el plano³¹. En la Figura 2.11 se han representado las curvas correspondientes a la variación de las constantes elásticas efectivas \bar{E}_x , $\bar{\nu}_{yx}$, \bar{G}_{xy} y $\bar{\eta}_{xy,x}$ de 4 laminados de fibra de vidrio con matriz epóxica con diferentes secuencias de apilado, frente al ángulo de orientación³². En los gráficos se observa que en los laminados multiángulo se minimizan los factores de acoplamiento. No obstante, la rigidez específica en una de las direcciones se reduce a medida que se añaden láminas de material redundante en otras direcciones, mermándose así el rendimiento en pro de la isotropía.

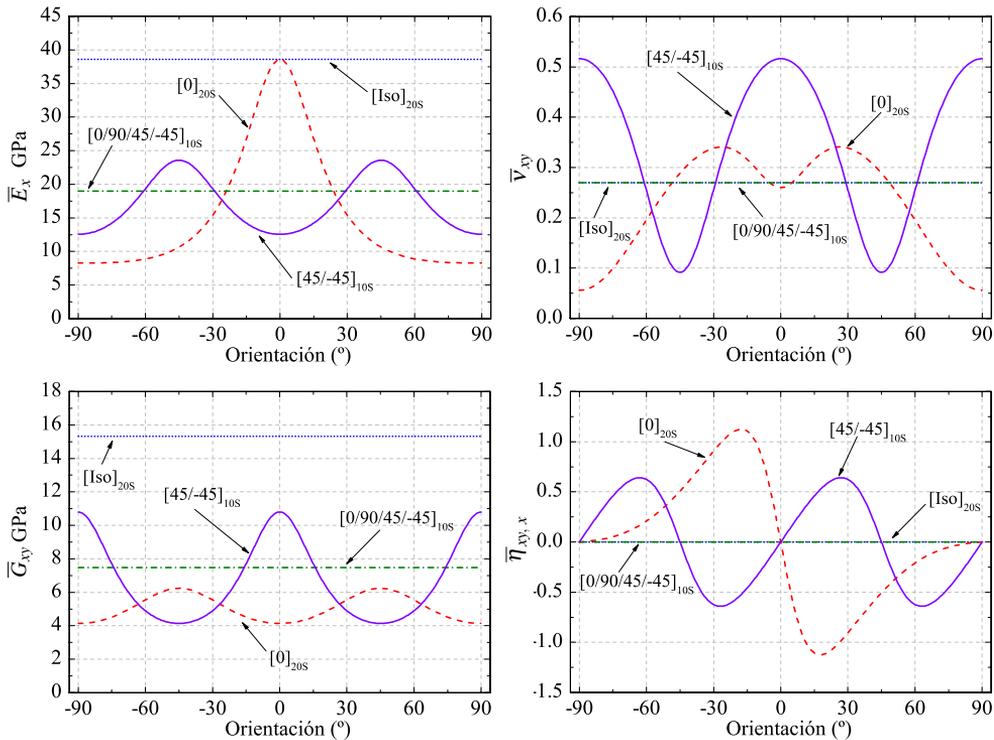


Figura 2.11: Variación de las constantes elásticas efectivas en el plano de 4 laminados de fibra de vidrio con matriz epóxica, en función de la orientación.

A pesar de que a menudo es conveniente disponer de unas constantes elásticas aparentes para, por ejemplo, llevar a cabo una comparativa directa de los módulos de rigidez con otros materiales, este procedimiento presenta notables restricciones, dado que la validez de las expresiones está limitada a laminados simétricos y se está asumiendo además un valor de tensión media [15]. Por ello es recomendable caracterizar el laminado en base a las matrices constitutivas **ABD**.

³¹Mediante un procedimiento análogo se pueden determinar las constantes ingenieriles efectivas asociadas a la flexión, en cuyo caso la normalización de la matriz de rigidez a flexión se obtiene a partir de $\mathbf{D}^* = \frac{12}{H^3} \mathbf{D}$, considerando una tensión máxima a flexión de $\frac{6}{H^2} \mathbf{M}$ [27].

³²En ocasiones, se da el caso de que el coeficiente de Poisson excede el valor unidad. Ello se debe al estado de tensión interno en las láminas individuales. El laminado tiene un comportamiento que se asemeja más al de una estructura, con unos mecanismos internos que lo diferencian de los materiales homogéneos que presentan un estado de tensión uniforme [8].

2.5.2. Efectos higrotérmicos en el laminado

En los procesos de fabricación y conformado de materiales compuestos laminados es habitual que el material esté sometido a ciclos térmicos para su curación [7, 17]. También durante su ciclo de vida, el laminado puede operar en un rango de condiciones higrotérmicas que pueden provocar efectos adversos en el rendimiento estructural. El análisis del fenómeno higrotérmico, como se vio en las secciones anteriores, puede abordarse desde un punto de vista micromecánico, a nivel de fibra y matriz, o a nivel macroscópico, considerando la lámina y el laminado como un material homogéneo. Sin embargo, el fenómeno cobra especial relevancia en el análisis de laminados.

En la sección anterior se han evaluado las deformaciones higrotérmicas que experimenta una lámina, las denominadas deformaciones de expansión libre. Cuando las láminas conforman un laminado con láminas apiladas en diferentes orientaciones, se crea una disparidad entre las deformaciones de expansión libre de las capas adyacentes debido a la anisotropía higrotérmica de las láminas, que tiene una clara afectación sobre las tensiones y que, por ende, es necesario cuantificar.

El desarrollo es paralelo al de la teoría clásica de placas laminadas, incorporándose ahora en las relaciones tensión-deformación las deformaciones no mecánicas inducidas por efectos higrotérmicos. Asumiendo una superposición higrotermoelástica de las deformaciones (ecuación 2.51), la relación constitutiva general del laminado en su forma matricial se reescribe como:

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{N}^{mec} \\ \mathbf{M}^{mec} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{B} \\ \mathbf{B} & \mathbf{D} \end{bmatrix} \left(\begin{Bmatrix} \boldsymbol{\varepsilon}^{0mec} \\ \boldsymbol{\kappa}^{mec} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \boldsymbol{\varepsilon}^{hT} \\ \boldsymbol{\kappa}^{hT} \end{Bmatrix} \right) = \begin{bmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{B} \\ \mathbf{B} & \mathbf{D} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{\varepsilon}^{0mec} \\ \boldsymbol{\kappa}^{mec} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \mathbf{N}^{hT} \\ \mathbf{M}^{hT} \end{Bmatrix} \quad (2.75)$$

donde \mathbf{N}^{hT} y \mathbf{M}^{hT} representan los vectores de esfuerzos y momentos higrotérmicos resultantes por unidad de longitud, cuyas componentes se determinan mediante las siguientes expresiones explícitas:

$$\begin{Bmatrix} N_x^{hT} \\ N_y^{hT} \\ N_{xy}^{hT} \end{Bmatrix} = \int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \bar{\mathbf{Q}} \left(\begin{Bmatrix} \boldsymbol{\varepsilon}_x^T \\ \boldsymbol{\varepsilon}_y^T \\ \boldsymbol{\varepsilon}_{xy}^T \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \boldsymbol{\varepsilon}_x^h \\ \boldsymbol{\varepsilon}_y^h \\ \boldsymbol{\varepsilon}_{xy}^h \end{Bmatrix} \right) dz = \int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \bar{\mathbf{Q}} \left(\Delta T \begin{Bmatrix} \alpha_x \\ \alpha_y \\ \alpha_{xy} \end{Bmatrix} + \Delta h \begin{Bmatrix} \beta_x \\ \beta_y \\ \beta_{xy} \end{Bmatrix} \right) dz \quad (2.76)$$

y

$$\begin{Bmatrix} M_x^{hT} \\ M_y^{hT} \\ M_{xy}^{hT} \end{Bmatrix} = \int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \bar{\mathbf{Q}} \left(\begin{Bmatrix} \boldsymbol{\varepsilon}_x^T \\ \boldsymbol{\varepsilon}_y^T \\ \boldsymbol{\varepsilon}_{xy}^T \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \boldsymbol{\varepsilon}_x^h \\ \boldsymbol{\varepsilon}_y^h \\ \boldsymbol{\varepsilon}_{xy}^h \end{Bmatrix} \right) z dz = \int_{-\frac{H}{2}}^{\frac{H}{2}} \bar{\mathbf{Q}} \left(\Delta T \begin{Bmatrix} \alpha_x \\ \alpha_y \\ \alpha_{xy} \end{Bmatrix} + \Delta h \begin{Bmatrix} \beta_x \\ \beta_y \\ \beta_{xy} \end{Bmatrix} \right) z dz \quad (2.77)$$

La secuencia de apilado tiene también una importancia significativa en problemas con afectación higrotérmica, especialmente en laminados no simétricos ($\mathbf{B} \neq 0$) en los que las variaciones de temperatura y contenido de humedad provocan un alabeo del laminado.

2.5.3. Evaluación de la resistencia del laminado

La evaluación de la resistencia de laminados revierte en un problema de gran complejidad, debido a la multiplicidad de modos de fallo involucrados y a las diferentes escalas geométricas que intervienen en la iniciación y la progresión del daño³³.

La iniciación del daño en los laminados tiene su origen en la microescala y evoluciona gradualmente hacia el fallo global del laminado en la macroescala. Si bien los enfoques micromecánicos permiten predecir los modos de fallo locales, siendo este un aspecto fundamental para entender los mecanismos de iniciación, interacción y propagación del daño, su aplicabilidad para evaluar la capacidad resistente de laminados puede ser limitada e incluso inviable en problemas de cierta envergadura. Por ello, generalmente, los criterios y teorías de predicción de la resistencia de laminados centran la atención a nivel de la lamina, y se formulan en términos de la resistencia y la interacción entre las láminas. No obstante, el fallo de una lámina no necesariamente supone el fallo total del laminado, pero a nivel macroscópico puede considerarse como el inicio del proceso interactivo y progresivo de fallo.

La resistencia de un laminado es función de múltiples factores. Además de la resistencia fundamental de las láminas, intervienen parámetros como la rigidez, el espesor, la orientación, la secuencia de apilado, los coeficientes higrotérmicos e incluso el proceso de fabricación, debido a las posibles tensiones residuales inducidas durante el curado. Por ello, en la evaluación de la resistencia de laminados, debe considerarse tanto el estado tensional inducido por las sollicitaciones mecánicas, como el estado del propio laminado, que viene determinado por las tensiones residuales acumuladas y por las tensiones inducidas por las condiciones higrotérmicas de servicio del laminado.

En términos generales se distinguen tres análisis de fallo: la iniciación, la carga última y el fallo interlaminar. El primero se identifica como la rotura de la primera lámina. El segundo corresponde a la progresión del fallo multilaminar hasta alcanzar un nivel máximo de carga. El último, comúnmente denominado delaminación, es un modo de fallo propio de los laminados y consiste en la propagación entre capas adyacentes de una fisura en una región con alto contenido en resina, que provoca la separación de las láminas, incluso permaneciendo éstas intactas. La predicción del umbral de delaminación recibe una consideración especial, dado que se trata de un fenómeno inherentemente tridimensional y que, consecuentemente, no está contemplado en los análisis que asumen la condición de tensión plana. Habitualmente se definen criterios específicos para determinar el umbral de delaminación y evaluar su propagación [19].

El análisis basado en la carga última reporta información sobre de la capacidad portante residual del laminado, pero obviamente demanda un mayor detalle en la estimación de las condiciones de carga, la distribución de tensiones y la degradación progresiva del material, por lo que se acrecienta la dificultad de su aplicabilidad. El primer enfoque, basado en la rotura de primera lámina, consiste en evaluar el estado tensional en cada lámina y emplear un criterio de rotura –por ejemplo el criterio Tsai-Wu– para determinar su estado. Tras superar el umbral de rotura de la primera lámina, se inicia un proceso iterativo en el que se tiene en cuenta la acumulación de daño y la redistribución de esfuerzos en las láminas intactas.

³³La complejidad y la trascendencia del tema merece una exposición mucho más amplia de la que se presenta en esta sección con carácter meramente introductorio, para ello se emplaza al lector a la consulta de la referencia [25].

Si bien se trata de un enfoque ciertamente conservativo, es un método simple que goza de amplia aceptación porque proporciona una primera estimación para el diseño resistente de laminados.

2.6. Conclusiones

Con el presente capítulo se pretende ofrecer una visión general del comportamiento de los materiales compuestos, con un particular detenimiento en los compuestos laminados reforzados con fibras largas. Ciertamente, dada la inmensidad del tema tratado y la brevedad de este escrito, son muchos los aspectos que no se han abordado. Así, por ejemplo, la exposición se ha acotado al caso lineal y bidimensional, quedando excluido el análisis de secciones estructurales como vigas y perfiles de corte determinado. El énfasis se ha centrado pues en las particularidades del análisis del comportamiento de los compuestos laminados, en comparación con los materiales más convencionales.

Los aspectos fundamentales que determinan el comportamiento de los materiales compuestos son la no homogeneidad y la anisotropía. Éstos determinan la evaluación de la rigidez y la resistencia de los laminados. En este sentido, la evaluación de la rigidez se encuentra en una fase de madurez notablemente mayor que la evaluación de la resistencia. En concreto, en la formulación de los criterios de fallo, la anisotropía puede tenerse en cuenta mediante variables macromecánicas a través de las ecuaciones constitutivas, simplificando así el análisis. Sin embargo, la heterogeneidad no tiene un efecto directo en un nivel macroscópico, y, como es sabido, ésta juega un papel primordial en el fenómeno de fractura. Así, por ejemplo, los criterios polinomiales (como el criterio Tsai-Wu) no tienen en cuenta la naturaleza heterogénea del material compuesto, mientras que los criterios que sí contemplan los diferentes modos de fallo de los materiales constituyentes (como los criterios de máxima tensión o máxima deformación, entre otros), presentan limitaciones en cuanto la consideración de la interacción entre las diferentes componentes de tensión. Como corolario de lo anterior, existe una carencia de criterios de rotura y modelos de degradación que sean lo suficientemente próximos a la realidad física del fenómeno de fractura, a la vez que lo suficientemente simples como para ser aplicados de manera práctica y sencilla en las tareas de diseño estructural en ingeniería.

Conviene finalmente destacar que el estudio de la mecánica de los materiales compuestos es un campo consolidado en muchos aspectos, pero que todavía necesita de un periodo de desarrollo hasta alcanzar la plena madurez. A pesar de las dificultades que entraña su análisis, las ventajas estructurales que ofrecen son determinantes en multitud de aplicaciones. Prueba de ello es el incremento incesante en su uso durante las últimas cinco décadas en diversos sectores, entre los que destacan más recientemente la obra civil y la edificación.

2.7. Líneas futuras

El gran interés que suscita el uso de los compuestos como materiales estructurales en múltiples sectores industriales, ha promovido durante las últimas décadas una intensa labor

de investigación. No obstante, como se adelantó, todavía no se ha alcanzado una fase de plena madurez en todos sus ámbitos. Así, por ejemplo, las metodologías para la evaluación y modelización del fallo, y la estimación de la resistencia, son un tema de estudio plenamente vigente.

En relación a la simulación numérica del comportamiento mecánico, se está avanzando considerablemente en la modelización del fallo en condiciones mecánicas extremas, como por ejemplo las inducidas por impactos, con un particular detenimiento en el estudio del fallo interlaminar. Destacan también los nuevos desarrollos en las estrategias de modelización multiescala, que van indudablemente acompañados del incremento en capacidad de cómputo de los ordenadores. Gracias a esto último y unido a la mejora del rendimiento de las herramientas de simulación, se está avanzando significativamente en la modelización de estructuras completas de *FRP*. En el ámbito experimental hay que señalar, entre muchos otros, los avances en la estandarización de los ensayos de caracterización, los desarrollos de técnicas no destructivas avanzadas de caracterización mecánica y detección de daños interlaminares, y las investigaciones en el uso de sensores embebidos como las rejillas de Bragg en fibra óptica para la monitorización estructural. Otros campos de interés que se encuentran en pleno desarrollo son las metodologías de diseño y optimización, los nuevos procesos de fabricación con, por ejemplo, curaciones del laminado en varias etapas o incluso capa a capa, la exploración de nuevas vías para el reciclado, etcétera.

Se están investigando también nuevas aplicaciones, entre las que es pertinente destacar las correspondientes a la obra civil y la edificación, en las que se utiliza el *FRP* tanto como material de refuerzo como material de fabricación de elementos estructurales. Sin embargo, en varias aplicaciones (como el caso de los tejidos utilizados para el refuerzo, o las vigas híbridas) la falta de experiencia y la carencia de un marco normativo o de códigos de diseño, hacen generalmente necesaria la caracterización experimental del comportamiento de los elementos estructurales que son objeto de estudio.

Finalmente, tras el revolucionario redescubrimiento de los nanotubos de carbono (una forma alotrópica del carbono), se inicia una nueva etapa en el estudio de los materiales compuestos. Sus más que atractivas propiedades eléctricas, térmicas y mecánicas, abren un amplio abanico de aplicaciones multidisciplinarias, entre las que se encuentra la fabricación de materiales compuestos avanzados. Ello está suponiendo un nuevo enfoque y una necesaria expansión del análisis a la nanoescala.

Bibliografía seleccionada

En las últimas tres décadas se ha generado una amplia literatura sobre el tema en cada una de las áreas y campos de trabajo específicos.

Para una visión más amplia se recomienda consultar las siguientes referencias bibliográficas [14, 16]:

- HYER, M. W. *Stress Analysis of Fiber-Reinforced Composite Materials*. DEStech Publications, Inc, 2008.

- KOLLÁR, L. P., AND SPRINGER, G. S. *Mechanics of Composite Structures*. Cambridge University Press, 2003.

La primera es de carácter general, mientras que la segunda proporciona un estudio más avanzado incluyendo el análisis de secciones estructurales.

En el ámbito específico del diseño estructural con aplicaciones en la construcción, se recomienda lectura de la referencia [1]:

- BANK L.C., *Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 2006.

Para profundizar en la caracterización experimental, además de la anterior, resulta de especial interés la referencia [12]:

- HODGKINSON J.M. (ED.) *Mechanical testing of advanced fibre composites*. Woodhead Publishing Limited, Cambridge, 2000.

En relación a la evaluación de la resistencia, se han publicado numerosas referencias que presentan comparativas entre las diferentes teorías y criterios de fallo, así como modelos de degradación del material. Entre ellas destacan [10, 19, 25]:

- HINTON, M., KADDOUR, A. AND SODEN, P. A comparison of the predictive capabilities of current failure theories for composite laminates. *Composites Science and Technology*, 58, 7 (1998), 1225 - 1254.
- ORIFICI, A., HERSZBERG, I. AND THOMSON, R. Review of methodologies for composite material modelling incorporating failure. *Composite Structures*, 86, 1-3 (2008), 194 - 210.
- TALREJA, R. AND SINGH, C. V. *Damage and Failure of Composite Materials*. Cambridge University Press, 2012.

Finalmente, para abordar el tema de la modelización numérica de los materiales compuestos, se emplaza al lector a la lectura de las siguientes referencias bibliográficas [2, 18]:

- BARBERO, E. J. *Finite Element Analysis of Composite Materials*. CRC Press, Taylor & Francis, Philadelphia, USA, 2008.
- OLLER, S. *Numerical Simulation of Mechanical Behavior of Composite Materials, (Lecture Notes on Numerical Methods in Engineering and Sciences)*. Springer, 2014.

Referencias

- [1] BANK L.C. *Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 2006.
- [2] BARBERO, E. J. *Finite Element Analysis of Composite Materials*. CRC Press, Taylor & Francis, Philadelphia, USA, 2008.
- [3] CHRISTENSEN, R. A critical evaluation for a class of micromechanics models. *J. Mech. Phys. Solids* 38, 3 (1990), 379–404.

- [4] CHRISTENSEN, R. M. *Mechanics of Composite Materials*. Dover Publications, 2005.
- [5] CRISTESCU, N. D., CRACIUN, E.-M., AND SOÓS, E. *Mechanics of Elastic Composites*. Chapman and Hall / CRC, 2003.
- [6] DANIEL, I. M., AND ISHAI, O. *Engineering Mechanics of Composite Materials*. Oxford University Press, USA, 2005.
- [7] GAY, D., AND HOA, S. V. *Composite Materials: Design and Applications, Third Edition*. CRC Press, 2014.
- [8] HERAKOVICH, C. T. *Mechanics of Fibrous Composites*. Wiley, 1997.
- [9] HILL, R. A Theory of the Yielding and Plastic Flow of Anisotropic Metals. *Proc. Royal Society of London, Series A* 193 (1948), 281–297.
- [10] HINTON, M., KADDOUR, A., AND SODEN, P. A comparison of the predictive capabilities of current failure theories for composite laminates. *Composites Science and Technology* 58, 7 (1998), 1225 – 1254.
- [11] HINTON, M., AND SODEN, P. Predicting failure in composite laminates: the background to the exercise. *Composites Science and Technology* 58, 7 (1998), 1001 – 1010.
- [12] HODGKINSON, J. *Mechanical Testing of Advanced Fibre Composites*. CRC Press, 2000.
- [13] HOFFMAN, O. The brittle strength of orthotropic materials. *Journal of Composite Materials* 1, 2 (1967), 200–206.
- [14] HYER, M. W. *Stress Analysis of Fiber-Reinforced Composite Materials*. DEStech Publications, Inc, 2008.
- [15] JONES, R. M. *Mechanics Of Composite Materials, Second Edition*. Taylor & Francis, Philadelphia, USA, 1999.
- [16] KOLLÁR, L. P., AND SPRINGER, G. S. *Mechanics of Composite Structures*. Cambridge University Press, 2003.
- [17] MALLICK, P. *Fiber-Reinforced Composites: Materials, Manufacturing, and Design, Third Edition*. CRC Press, 2007.
- [18] OLLER, S. *Numerical Simulation of Mechanical Behavior of Composite Materials (Lecture Notes on Numerical Methods in Engineering and Sciences)*. Springer, 2014.
- [19] ORIFICI, A., HERSZBERG, I., AND THOMSON, R. Review of methodologies for composite material modelling incorporating failure. *Composite Structures* 86, 1-3 (2008), 194–210.
- [20] PETERS, S. T. *Handbook of Composites*. Springer, 1997.
- [21] PUCK, A., AND SCHÜRSMANN, H. Failure analysis of FRP laminates by means of physically based phenomenological models. *Composites Science and Technology* 62, 12-13 (2002), 1633 – 1662.
- [22] REDDY, J. N. *Mechanics of Laminated Composite Plates and Shells: Theory and Analysis, Second Edition*. CRC Press, 2003.
- [23] REDDY, J. N. *Theory and Analysis of Elastic Plates and Shells, Second Edition*. CRC Press, 2006.
- [24] TALREJA, R. Multi-scale modeling in damage mechanics of composite materials. *Journal of Materials Science* 41, 20 (2006), 6800–6812.
- [25] TALREJA, R., AND SINGH, C. V. *Damage and Failure of Composite Materials*. Cambridge University Press, 2012.
- [26] TIMOSHENKO, S. *Theory of Plates and Shells*. Mcgraw Hill Higher Education, 1964.
- [27] TSAI, S. W. *Theory of Composites Design*. Think Composites, 1992.
- [28] TSAI, S. W. *Strength & Life of Composites*. Aero & Astro, Stanford U, 2008.

3

El refuerzo de estructuras de hormigón con laminados de *FRP* según la *FIB*

Lluís Gil

Resumen En los últimos cincuenta años las infraestructuras y las edificaciones se han ejecutado mayoritariamente con la tecnología de hormigón y acero. Algunas de dichas construcciones ya presentan riesgos de estabilidad por problemas de durabilidad y muchas más van a verse puestas en riesgo a lo largo de los próximos años. Las necesidades de mantener el parque construido, e incluso aumentar su capacidad portante a costes asumibles, exige de nuevas estrategias de refuerzo. El refuerzo con *FRP* se basa en la contribución portante que suministra un material compuesto colocado como armadura adicional externa y que se une al hormigón mediante un adhesivo. No obstante, es una tecnología que necesita un cierto recorrido para convertirse en competencia directa de las soluciones tradicionales. Uno de los motivos del freno de la tecnología es el precio. Otro es la falta de normativas que den apoyo a los técnicos en las legislaciones nacionales. Esta pequeña aportación, que no pretende ser exhaustiva, presenta una visión divulgativa de la tecnología del *FRP* y da algunas ideas de cálculo de acuerdo a los planteamientos de la *FIB*¹.

3.1. Introducción

Los refuerzos con *FRP* (*Fiber Reinforced Polymers*) son una tecnología basada en la fabricación y puesta en obra de materiales compuestos en el sector de la construcción. Es en el

Lluís Gil

Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria
Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, Colón 11, TR45, Terrassa, 08222 Barcelona, España
e-mail: lluis.gil@upc.edu

¹ *FIB: fédération internationale du béton, International Federation for Structural Concrete*

ámbito del refuerzo de estructuras de hormigón donde más rápidamente y con mayor éxito se está aplicando la tecnología del FRP. Sobre todo por las propiedades ventajosas que presentan, entre otras, la resistencia a la corrosión y la relación resistencia/peso que se traduce en un ahorro en el transporte y la puesta en obra para la misma capacidad portante. Por este motivo se han empleado de forma masiva en la industria aeronáutica desplazando parcialmente a sus competidores metálicos basados en el aluminio.

En España, el FRP no se empezó a utilizar en obras importantes hasta el año 1996. Las primeras vigas reforzadas corresponden al tablero del puente del Dragó en Barcelona. A partir de esta fecha aumentó su utilización de una manera notoria. En el *Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology* (EMPA) ya se hicieron ensayos con la tecnología en los años 80 y se realizó una prueba piloto en el año 1991 en el puente Ibach en Lucerna (Suiza) [3].

Inicialmente estos tipos de refuerzos se realizaban mediante el método de Hermite [7], que consistía en adherir chapas de acero con epoxi en las posiciones de la viga donde se necesitara aumentar la cuantía. Como evolución lógica se estudió la posibilidad de sustituir este sistema basado en el acero por otro similar con materiales compuestos, con el fin de eliminar la corrosión a largo plazo y reducir el peso, con todas las ventajas de manipulación que ello conlleva. Existen varias patentes sobre este sistema, por ejemplo *Reinforcing fiber sheet, method of manufacturing the same, and method of reinforcing structure with EPO* del año 1991 [9].

La mejora y el abaratamiento de los sistemas de fabricación han permitido el acercamiento de los compuestos a sectores de tecnologías muy maduras como la construcción o el automóvil, donde el precio es clave y hay que competir con materiales de larga tradición. Con ello, y en el caso de las estructuras de edificación y obra civil, se ha conseguido la sustitución de sistemas de refuerzo tradicionales (recrados de estructuras, disposición de pletinas, etc.) por otros, basados en la puesta en obra de laminados, sobre todo, de fibra de carbono. El éxito del refuerzo con material compuesto se debe a su sencillez de puesta en obra, unido a unas características mecánicas (resistencia a tracción y módulo elástico) que garantizan una puesta en carga con deformaciones análogas a las del acero para armar; a ello se le une una durabilidad superior.

El refuerzo con compuestos se limita a las estructuras de hormigón y no se emplea en estructuras metálicas. El motivo es que, hoy por hoy, la única fibra con rigidez atractiva es el carbono y ésta favorece la corrosión galvánica debido a las diferencias de potencial que se generan cuando está en contacto con metales. No se descarta en el futuro que nuevas fibras sintéticas compatibles se puedan extender a las estructuras de acero. Los laminados de fibra de carbono se emplean de manera similar a las barras de acero corrugado, de manera que el laminado complementa las barras longitudinales de acero en las zonas traccionadas, o bien a los cercos transversales en funciones de refuerzo de cortante, siempre teniendo en cuenta que la capacidad de refuerzo del carbono es unidireccional en el sentido de las fibras. Los laminados de fibra de carbono presentan altas características mecánicas, muy superiores a las del hormigón y el acero, por ello, en la mayoría de los casos el éxito del refuerzo viene determinado por el estado y preparación del anclaje más que por el propio laminado de carbono.

En este capítulo se realiza una breve descripción de los sistemas de refuerzo con *FRP* tanto para flexión como cortante. Se describen los modos de fallo del sistema de refuerzo con *FRP* y finalmente se introducen los criterios de diseño básicos recomendados por la *FIB* [6] para el refuerzo en flexión y cortante.

3.2. Sistemas de refuerzo *FRP*

Los sistemas de refuerzo a base de materiales compuestos consisten en la adhesión externa del material de refuerzo sobre la superficie del hormigón. El material compuesto tiene unas prestaciones mecánicas muy altas, principalmente resistencia a la tracción. De esta forma, los materiales compuestos actúan como una armadura externa, que hace unas funciones muy similares a las que hace la armadura interna de acero.

Existen dos tecnologías básicas de aplicación del refuerzo (véase Figura 3.1): mediante laminados preconformados (fabricación industrial y aplicación en obra) y mediante textiles (fabricación del compuesto *in situ* durante la aplicación en obra). Estos dos sistemas integran el compuesto en la estructura de hormigón a modo de piel resistente. Otra posibilidad es el refuerzo mediante elementos estructurales externos tipo viga de perfil de material compuesto (fabricación industrial). A continuación se describen y comparan los diferentes sistemas y tecnologías de aplicación del refuerzo *FRP*.



Figura 3.1: Muestras de materiales compuestos en diferentes configuraciones para refuerzos estructurales.

3.2.1. Refuerzo con laminados preconformados

En esta tecnología el material compuesto se presenta habitualmente en forma de laminados con fibras dispuestas unidireccionalmente embebidas en una matriz de resina. Normalmente tienen un espesor de entre 1 y 2 mm, y una anchura entre 50 y 150 mm. Se presentan en rollos de longitud entre 100 y 500 m lineales que después se pueden cortar en obra a medida. El material preconformado es el que tiene mayores garantías de calidad porque se ha fabricado en industria bajo condiciones controladas. Por ello, los laminados preconformados suelen tener unas propiedades homogéneas.

Para adherir los laminados al soporte se utiliza una resina epoxi. Es un adhesivo de dos componentes de consistencia pastosa y alta tixotropía, que garantiza la puesta en obra en paredes verticales o techos sin problemas de despegue ni derramamiento durante la aplicación. Las características que debe tener el adhesivo que se utilice para este fin son:

- Buena resistencia, principalmente a tracción y cizalla.
- Temperatura de transición vítrea elevada.
- Buena adherencia al hormigón y a los laminados.

3.2.2. Refuerzo con tejidos de fibras

Los tejidos de fibra de carbono, aramida o vidrio son textiles trenzados sin matriz de resina. Forman uno de los componentes del material compuesto. Tienen normalmente entre el 95 y el 98 % de las fibras en dirección longitudinal (trama principal) y entre el 2 % y el 5 % en la dirección transversal (trama secundaria), para efectuar el cosido. Los tejidos tienen normalmente un espesor de entre 0,1 y 0,5 mm, con gramaje de entre 200 y 800 g/m³. Se presentan con anchos de entre 200 y 600 mm, en rollos de entre 40 y 100 m, que posteriormente se cortan en obra en las dimensiones deseadas. El tejido se extiende sobre la superficie de hormigón y se adhiere con resinas epoxi fluidas. Esta fluidez permite a la resina penetrar entre las fibras del tejido, impregnarlas y formar el material compuesto. Esta forma de efectuar el refuerzo requiere de manipulación en obra y por lo tanto, una mayor complejidad en la aplicación.

3.2.3. Refuerzo con perfiles

Existe un tercer tipo de sistema que se compone de un producto laminado, igual al descrito en el primer sistema, pero que ya viene doblado en forma de "L". En este caso es un perfil pensado para adaptarse a ángulos rectos. Esta forma es especialmente óptima para hacer refuerzos a esfuerzo cortante. Estos laminados se presentan en piezas largas que pueden adaptarse a las dimensiones de las vigas (entre 30 cm y 100 cm para cada uno de los brazos). La resina que se utiliza para este sistema es la misma que la descrita en el sistema de laminados rectos.

También existen otras variedades de preconformados en forma de barra con diferentes tipos de sección: redonda, cuadrada, rectangular, etc. Estos perfiles pueden ser adheridos a la viga de hormigón dentro de canaladuras longitudinales o ser usados como anclajes mediante perforaciones transversales.

3.2.4. Comparativa de los sistemas de aplicación del refuerzo

Básicamente existen tres sistemas de aplicación del refuerzo (véase Figura 3.2): el refuerzo *FRP* de perfiles y laminados que se adhieren en superficie, el refuerzo con hojas y finalmente, el refuerzo con perfiles que se introducen en canaladuras que se practican a lo largo de la pieza

(NSM - Near Surface Mounted). En la Tabla 3.1 se recogen las principales características de cada uno de los diferentes sistemas de aplicación.

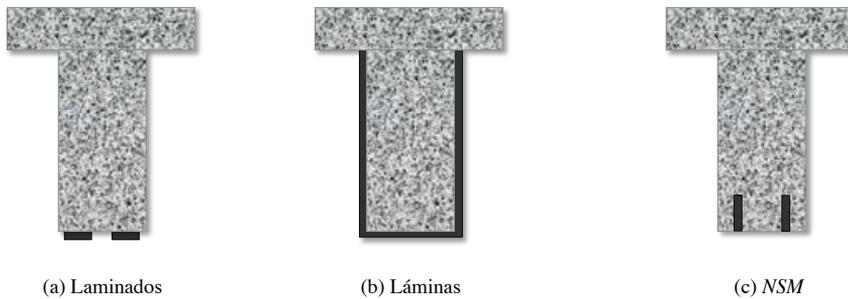


Figura 3.2: Sistemas de aplicación del refuerzo.

	Laminados	Láminas	NSM
Forma	Tiras rectangulares y perfilaría	Tejido unidireccional o bidireccional	Laminados o perfiles embebidos
Espesor	1,0 - 2,0 mm	0,1 - 0,5 mm	1,0 - 10,0 mm
Anchura	50 - 150 mm	200 - 600 mm	10 - 30 mm
Uso	Unión simple con adhesivo de perfiles y laminados prefabricados	Unión e impregnación de la fibra seca con resina y curado <i>in situ</i>	Unión simple de perfiles y laminados prefabricados con adhesivo en un ranurado
Observaciones y Aplicaciones	Para forjados. Unión con adhesivo tixotrópico. No son recomendadas más de una capa. La rigidez del laminado y el uso de adhesivos tixotrópicos permite ciertas irregularidades de la superficie. Sencillez en el uso. Calidad garantizada desde la fábrica. Adecuado para reforzar en curvas o ángulos. Necesita estar protegido contra el fuego.	Fácil de aplicar en superficies curvas. Resina con baja viscosidad para unir e impregnar. Se pueden usar múltiples capas (más de 10 son posibles). Las irregularidades deben ser niveladas. Puede ser combinado con sistemas de acabados como el yeso o la pintura. Adecuado para cortantes o refuerzos en curvatura. Necesita estar protegido contra el fuego.	Depende de la distancia al armado. Las ranuras deben ser serradas en la superficie del hormigón. Las ranuras deben estar limpiadas cuidadosamente antes de la unión. Unión con adhesivo tixotrópico. Es posible utilizar mortero de cemento para la unión. Adecuado para refuerzo en curvatura. Protección mínima contra el fuego.

Tabla 3.1: Comparativa de los sistemas de aplicación del refuerzo.

3.3. Campos de aplicación del refuerzo FRP

El sistema de reparación y refuerzo de estructuras de hormigón mediante laminados de fibra de carbono ofrece una capacidad de resistencia a flexión y cortante mucho más elevada. Pueden emplearse de forma ventajosa en jácenas, forjados y pilares. Como se ha observado existen tres posibles formas de aplicación: la adhesión superficial del material compuesto

preconformado, la fabricación y adhesión *in situ* del refuerzo y finalmente, la introducción dentro de la sección transversal. Estos modos de aplicación se pueden emplear para el refuerzo según diferentes esfuerzos, principalmente flexión y cortante.

3.3.1. Refuerzo a flexión

Los laminados son una de las maneras más efectivas para complementar la resistencia a flexión de vigas, losas, muros y otros elementos a flexión. La capacidad a flexión de elementos reforzados, pretensados y postensados puede aumentar hasta un 70%. En estas aplicaciones el sistema de laminados de fibra de carbono se coloca a lo largo de la longitud del elemento a reforzar, de la misma manera que un refuerzo de acero longitudinal convencional (véase Figura 3.3 inferior-izquierda).

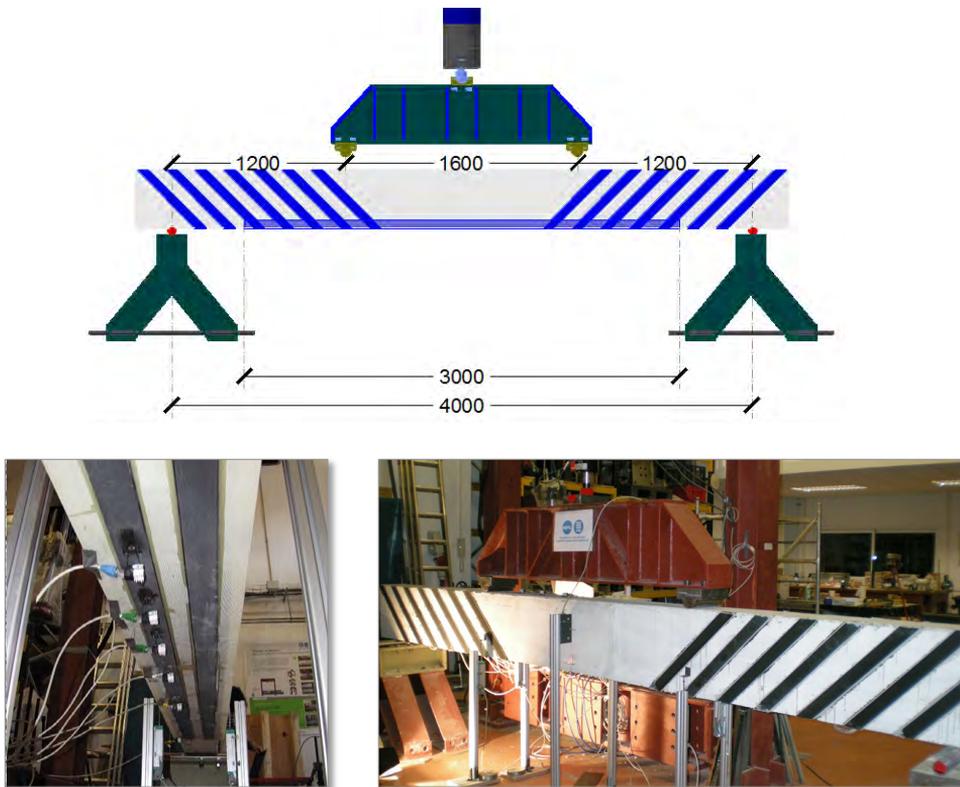


Figura 3.3: Esquema e imágenes del ensayo de una viga biapoyada reforzada con *FRP* a flexión (izquierda) y cortante (derecha).

Este tipo de refuerzo se puede aplicar sobre muros de hormigón, e incluso de mampostería, para aumentar las resistencias a cargas fuera del plano, cargas de viento, presión del suelo, presión de fluidos en tanques y voladuras. En zonas de momentos negativos se puede aplicar el refuerzo en la parte contraria para aumentar también su capacidad portante. En el caso de muros, el *FRP* se puede aplicar tanto a esfuerzos longitudinales (cargas sísmicas, de viento,

etc.) como verticales (cargas gravitatorias). Con el sistema de pegado de tejidos colocados en forma de cruz de San Andrés se consigue mejorar la capacidad portante de los muros contra cualquiera de las cargas indicadas anteriormente.

3.3.2. Refuerzo a cortante

Los laminados se pueden utilizar también para aumentar la capacidad a cortante de vigas, pilares y otros elementos de hormigón. Mediante un adecuado refuerzo a cortante, se puede incluso llegar a duplicar la capacidad de los elementos conectados, así como también aumentar su comportamiento dúctil. En esta aplicación el laminado se orienta transversalmente, de forma similar a las barras inclinadas o los estribos de acero que se utilizan en el hormigón armado tradicional (véase Figura 3.3 inferior-derecha).

Los laminados pueden abrazar los pilares para proporcionar una capacidad adicional a cortante con el fin de aumentar la resistencia a cargas sísmicas, cargas de viento o movimientos de elementos contiguos, por ejemplo debidos a la fluencia y contracción de estos elementos. La envoltura en "U" consiste en abrazar los lados y la parte inferior de la sección con el objetivo de aumentar la resistencia a cortante de la viga en las zonas sometidas a altos esfuerzos a cortante (véase Figura 3.4).

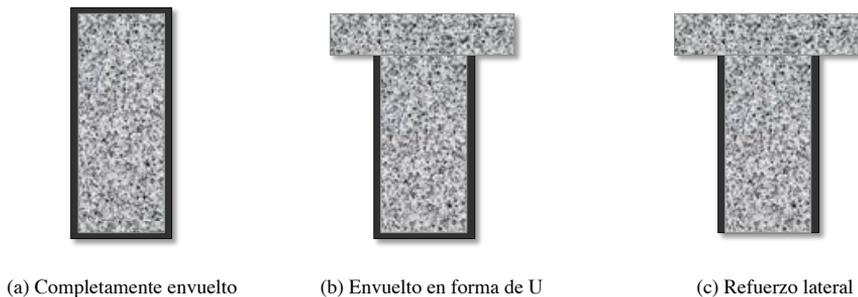


Figura 3.4: Ejemplos de varios tipos de aplicación de refuerzo a cortante.

3.4. Ventajas y desventajas del refuerzo FRP

La decisión de reforzar una estructura, en general, depende de una decisión política acerca del alargamiento de la vida de la estructura, del interés arquitectónico, del nuevo uso de la misma, etc. Ahora bien, una vez se ha decidido reforzar se debe tomar la decisión de cómo se hace. Para poder elegir con criterio técnico-económico y comparar con las soluciones tradicionales es necesario conocer las ventajas y desventajas que actualmente presentan las soluciones con FRP.

La fibra de carbono es el material compuesto resistente que tiene unas propiedades mecánicas comparables al acero. Los compuestos de fibra de carbono tienen un límite elástico mayor que el acero y una densidad mucho menor (véase Tabla 3.2). Estos dos datos de propiedades mecánicas conducen a que los compuestos de fibra de carbono tengan una relación

resistencia/peso mejor que el acero. En el caso de otro tipo de fibras, por ejemplo vidrio, la capacidad última podría ser también comparable a la del acero pero su rigidez es mucho menor.

Material	Módulo elástico (GPa)	Límite elástico a compresión (MPa)	Límite elástico a tracción (MPa)	Densidad (kg/m ³)
Hormigón	20 - 40	5 - 60	1 - 3	2400
Acero	200 - 210	240 - 690	240 - 690	7800
Fibra de carbono	200 - 800	–	2500 - 7500	1750 - 1950

Tabla 3.2: Propiedades mecánicas medias.

El bajo peso de los compuestos hace que la manipulación y la instalación de los mismos sean significativamente más fáciles que la solución equivalente con acero. Esto es particularmente importante cuando se aplica el refuerzo en zonas de difícil acceso, donde es necesaria la manipulación manual o con sistemas de carga muy ligeros. De esta manera se reduce el riesgo de lesiones y accidentes aumentando la seguridad de los trabajadores. Por el contrario las soluciones con acero siempre requieren de sistemas de apoyo para el manejo de cargas y entibaciones temporales. Estos factores son muy importantes de cara a la reparación de puentes, ya que se trata de un material muy fácil y rápido de instalar y esto supone una reducción del tiempo de cierre de autopistas o carreteras. En Suiza el mercado de los materiales *FRP* para puentes ya supone un 90%, dejando en segundo término el acero.

Generalmente no son necesarias uniones ni anclajes entre componentes de *FRP* y el sustrato, y esto es especialmente importante de cara a no dañar el propio material. El adhesivo o la propia resina del compuesto (para la solución con textiles) garantizan la unión con el hormigón y no es necesario perforar el material compuesto para introducir anclajes mecánicos.

El material compuesto no necesita juntas. Las piezas se colocan directamente sobre el hormigón en toda su longitud. Incluso es posible superponer diferentes láminas de compuesto; es una solución muy competitiva, por ejemplo, cuando se deba reforzar bidireccionalmente. El bajo espesor del material permite que los recrecidos no alteren significativamente el aspecto superficial en cuanto a nivelación y grosores.

Una gran ventaja del material compuesto es su adaptabilidad a la superficie. Especialmente en el caso de las soluciones con textiles *in situ*. Las superficies curvas, las irregularidades, etc. se pueden incorporar al material compuesto que se adapta a la geometría del hormigón. En el caso de cúpulas, o arcos la solución es muy competitiva con respecto al acero.

Los materiales, fibras y resinas, tienen una alta durabilidad si están bien fabricados y requieren de muy poco mantenimiento. Si en servicio resultan dañados, es relativamente fácil repararlos añadiendo una nueva capa. El uso de compuestos de fibras no conlleva significativamente el incremento de peso de la estructura ni de las dimensiones del elemento.

En términos medioambientales de impacto y sostenibilidad, los estudios demuestran que la energía requerida para producir materiales *FRP* es menor que otros materiales convencionales. Esto también se debe a que es un material ligero, y en el transporte causa el mínimo impacto.

La principal desventaja del refuerzo exterior de estructuras con compuestos de fibras es el riesgo de incendio, vandalismo o daños accidentales; a menos que el refuerzo esté protegido. Una preocupación particular para los puentes que cruzan carreteras es el riesgo de que vehículos de gran altura puedan golpear el refuerzo. Los daños producidos pueden reducir el factor de seguridad y en el peor de los casos producir el colapso.

A pesar de que los compuestos no sufren corrosión y no son fácilmente atacables, no hay estudios ni experiencias que hablen de los compuestos de fibra a largo plazo, y por tanto, en este sentido la durabilidad real es desconocida. Esto puede ser una desventaja de cara al diseño con una estimación de larga vida.

El mayor inconveniente de los refuerzos *FRP* es el alto coste del material. No obstante, es un problema de economía de escala. A mayor uso, mayor producción y reducción de costes. Además, según el tipo de proyecto, el coste puede ser muy similar en comparación con el acero, sobre todo si se toma en cuenta el ciclo de vida a largo plazo y se incluyen los costes de mantenimiento.

Una de las desventajas de cara a los clientes es la poca experiencia de aplicaciones y la calificación de los operadores que deben llevar a cabo los trabajos. Por otro lado, el uso de materiales orgánicos y la emisión de sustancias tóxicas pueden representar riesgos importantes para la salud de los trabajadores aplicadores. En este sentido es muy importante disponer de las hojas técnicas de los materiales donde aparecen los riesgos y se explican las medidas de seguridad necesarias para una correcta manipulación. Las soluciones con materiales preconformados reducen de forma drástica los riesgos sobre los trabajadores ya que solo se manipula el adhesivo y no la confección de toda la pieza.

Por último, cabe mencionar las dificultades que se encuentran para diseñar mediante normativas nacionales o internacionales. La no existencia de normativas reconocidas limita la aplicación de los materiales.

3.5. Modos de colapso del refuerzo

Mediante el refuerzo exterior con *FRP* se obtiene un incremento significativo de la capacidad de carga última de vigas de hormigón, tanto para flexión como para cortante. Dado que los laminados están adheridos en superficie, se pueden producir fallos mecánicos que no existen en las vigas tradicionales de hormigón armado. Por ejemplo los fallos por despegue o el arrancamiento superficial del hormigón.

En el caso de flexión, los laminados se aplican sólo en la superficie inferior de tracción, los fallos por despegue pueden limitar la completa utilización de la capacidad a flexión de las vigas de hormigón reforzadas. Las investigaciones [14] han demostrado que las vigas de hormigón así reforzadas sufren un número determinado de modos de colapso (véase Figura 3.5).

Es posible clasificar los colapsos en dos grandes categorías:

(a) Fallo por interacción completa del compuesto:

1. El laminado de *FRP* adherido y traccionado sufre una rotura. Suele ir precedido por el colapso del acero del armado.

2. El hormigón se fisura en la cabeza de compresiones y sufre aplastamiento.
3. El hormigón se fisura a cortante y colapsa.

(b) **Fallo por rotura o despegue del laminado:**

4. Despegues de esquinas de la lámina sin la formación de fisuras de cortante asociadas.
5. Hormigón con formación de fisuras horizontales, propagadas desde la esquina, en una capa intermedia entre el laminado externo y el acero traccionado.
6. Laminado de flexión despegado en la región donde la curva de momentos es máxima.
7. Despegue de esquina por la formación de una fisura de cortante.

En el caso de cortante los modos de fallo son los siguientes [15, 17]:

(a) **Despegue del laminado:**

8. La pieza de hormigón falla a cortante y se genera una fisura inclinada que provoca el despegue del laminado.

(b) **Rotura parcial del laminado:**

9. La pieza de hormigón falla a cortante y se genera la fisura inclinada. La deformación en el laminado, según la dirección de la diagonal de tensión, crece hasta provocar la rotura de las fibras.

3.6. Decisión estratégica en el refuerzo de una estructura

Todas las estructuras se proyectan para una vida finita, lo que se llama la vida útil, el plazo de tiempo durante el cual van a dar servicio. Factores ambientales o de uso pueden acelerar la degradación de la estructura y reducir considerablemente su vida útil. El mantenimiento es una actividad indispensable que cumple un doble objetivo. Por un lado sirve como diagnóstico y permite la detección de patologías incipientes que pueden acelerar la degradación de la estructura. Por otro lado, sirve para paliar los efectos adversos de las solicitaciones mediante actuaciones que ralentizan la degradación de la estructura y le permiten llegar al final de su vida útil con un nivel de prestación aceptable. En general, las actuaciones de mantenimiento no comportan el refuerzo de la estructura.

A lo largo del tiempo, las condiciones de servicio de la estructura pueden variar. Por ejemplo, la ampliación de carriles en un puente, convertir un edificio de viviendas en oficinas, realizar una remonta, variar la actividad industrial hacia ambientes más corrosivos, aumentar el tráfico en una carreta, etc. En estos casos existe un aumento de solicitaciones mecánicas o ambientales que exige una mejora del nivel de prestación de servicio de la estructura. Por lo tanto, el refuerzo de la estructura será necesario si hay un potencial riesgo de sufrir deformaciones importantes y se llega a los límites de servicio o bien si existe peligro de superar un estado límite último de resistencia. Una decisión puede ser demoler la presente estructura y

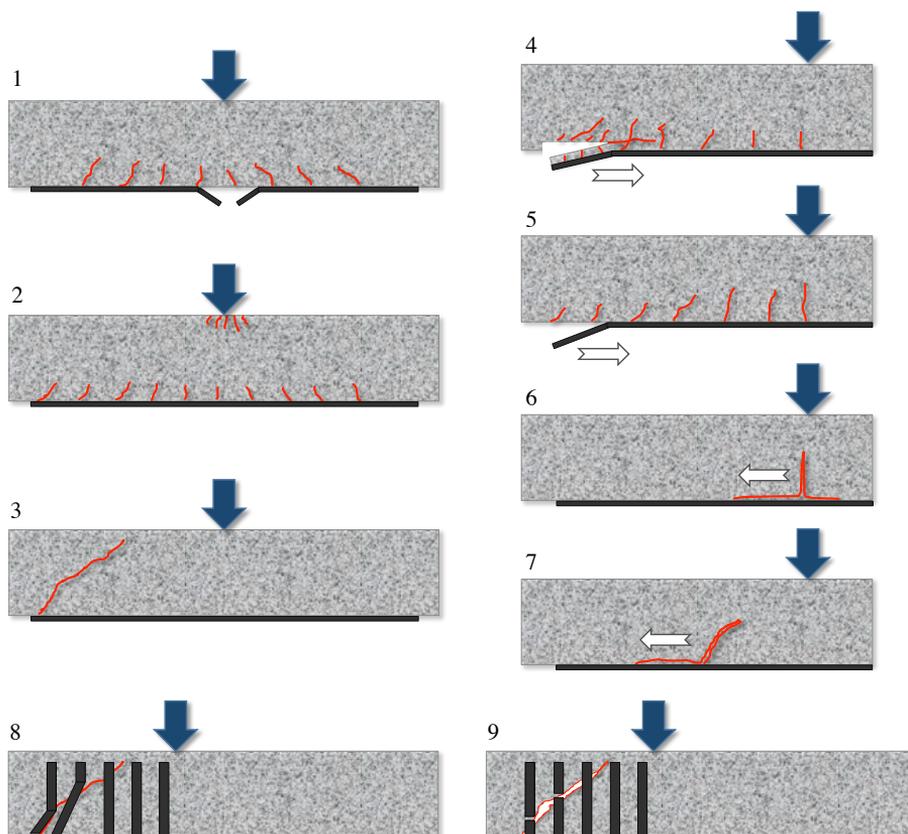


Figura 3.5: Modos de colapso a flexión (1-7) y cortante (8-9) de las vigas reforzadas con FRP.

edificar una nueva, la alternativa es el refuerzo. La decisión se basará en un equilibrio entre los factores económicos (coste comparativo) y políticos (interés cultural, sostenibilidad, etc.).

Si se opta por el refuerzo se puede ejecutar una restauración que devuelve el nivel de prestación al estado prístino de la estructura; o bien una rehabilitación que aumentaría las capacidades estructurales iniciales. Únicamente, en estos dos casos se produce el refuerzo de la estructura. Hay varias técnicas a utilizar en el refuerzo de estructuras; por ejemplo, incrementar el tamaño de los elementos o añadir una nueva estructura complementaria del refuerzo. En estos casos, se produce una afectación arquitectónica relevante que puede interferir en la funcionalidad de la edificación o redundar en un desagradable buñuelo estético.

Antes de tomar alguna decisión estratégica sobre el tipo de refuerzo conviene plantear algunas cuestiones y valorar realmente las necesidades de la estructura:

- Es necesaria una inspección de detalle que evalúe el grado de seguridad de la estructura. El punto de partida es relevante para garantizar una solución efectiva.
- La necesidad de refuerzo suele ser imperante si hay un cambio de usos o un aumento de las cargas. También si existe riesgo de daño relevante y posterior colapso estructural.

- El refuerzo en edificación y en obra pública viene condicionado por el espacio arquitectónico o por los gálibos de la infraestructura. Estos condicionantes geométricos pueden ser determinantes para definir el sistema de refuerzo.
- Las condiciones de obra son un factor a tener en cuenta. Por ejemplo, en una edificación suele ser difícil manipular y mover pesos importantes como pilares y jácenas metálicas. En el caso de la obra civil, el tiempo de ejecución puede ser un factor determinante.
- Finalmente, el criterio económico determinará la viabilidad de la solución. A pesar de que el refuerzo con *FRP* es, en estos momentos de mercado, más caro en materiales, la velocidad de ejecución y la durabilidad hacen que sea competitivo a largo plazo.

3.7. Bases de diseño de refuerzo *FRP* a flexión

3.7.1. Generalidades

Los refuerzos con laminados de *FRP* para elementos de hormigón se deben disponer en las zonas de flexión. Los laminados se deben colocar en la dirección paralela a las fibras sometidas a tracción. El análisis para el estado límite último a flexión se basa en:

- La contribución del refuerzo *FRP* externo.
- El correcto funcionamiento estructural del vínculo entre el hormigón y el *FRP*.

En la Figura 3.6 se representan las curvas ideales de tensión-deformación de los materiales hormigón, acero y *FRP*. El comportamiento de los materiales y la hipótesis que no existe un deslizamiento relativo entre el *FRP* y el hormigón constituyen la base para el análisis del refuerzo en ELU (Estado Límite Último). Dado que los espesores de los adhesivos son del orden de 1,0 - 1,5 mm, los fenómenos viscoelásticos como la fluencia de corte axial y interlaminar así como la relajación, pueden ser ignorados.

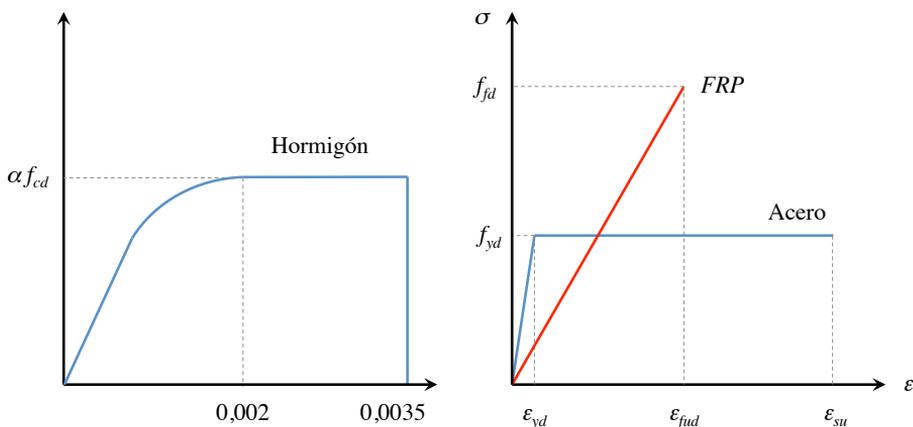


Figura 3.6: Curvas ideales de comportamiento de los materiales.

A continuación se hace un resumen de los puntos más destacables del diseño a flexión y cortante de refuerzos con laminados *FRP* en base a la Normativa Europea [4] y el *FIB Bulletin* [6], y se complementa con observaciones y experimentos realizados por el grupo de investigación CER-LITEM BarcelonaTECH.

3.7.2. Modos de colapso - Estados Límites Últimos

Según la normativa, los modos de fallo relevantes en un elemento de hormigón reforzado a flexión con *FRP* se dividirán en dos clases:

- **Acción compuesta completa**

Se produce cuando el hormigón y el *FRP* trabajan conjuntamente. En este caso, la sección transversal es una sección compuesta y la sección funciona hasta que el hormigón llega a la rotura por compresión o el *FRP* falla en tensión. También juega un papel relevante el acero del armado.

- **Pérdida de la acción compuesta**

Se produce en aquellos casos en los que la acción compuesta de los materiales se pierde antes de llegar al fallo del tipo anterior, por ejemplo, debido al despegue del *FRP*.

A continuación se describen los posibles escenarios de colapso.

3.7.2.1. Acción compuesta completa

(a) **Plastificación del acero y aplastamiento del hormigón**

En este caso, la resistencia máxima a la flexión puede ser alcanzada mediante la plastificación de la armadura a tracción hasta alcanzar el aplastamiento del hormigón en la zona de compresión. El *FRP* seguirá estando dentro del rango elástico sin llegar a la rotura.

(b) **Plastificación del acero seguido de una fractura del *FRP***

Para ratios bajos de acero y de *FRP*, el fallo a la flexión puede darse con la plastificación de la armadura de tracción seguido por una fractura en tensión del *FRP*.

(c) **Aplastamiento del hormigón**

Para ratios altos de refuerzo, el fallo del elemento de hormigón armado puede ser debido al aplastamiento a compresión del hormigón antes de que plastifique el acero o rompa el *FRP*. Este modo es frágil y ciertamente indeseable.

3.7.2.2. Pérdida de la acción compuesta

La adhesión es necesaria para transferir fuerzas del hormigón al *FRP*, por tanto, los modos de fallo de adhesión son cruciales. Los despegues en zonas localizadas comportan un fallo local en la adhesión entre el hormigón y el *FRP*. En este caso la reducción en la resistencia de adhesión entre el hormigón y el refuerzo *FRP* está limitada a una área reducida. Por tanto,

3 | El refuerzo de estructuras de hormigón con laminados de *FRP* según la *FIB*

el despegue localizado no es en sí un modo de fallo, ni tiene porque causar una pérdida de la capacidad de carga de un elemento con *FRP*. No obstante, cuando las adhesiones localizadas se propagan, la acción compuesta se pierde y el refuerzo de *FRP* no es capaz de soportar mayores cargas. Este fallo se denomina despegue (*peeling-off*). Si no hay una redistribución de tensiones desde el refuerzo exterior de *FRP* al refuerzo integrado, es posible que el despegue provoque una rotura repentina y frágil del elemento estructural.

A continuación se van a analizar los tipos de fallos en la interfase entre los materiales.

(a) Fallos en las interfaces

El fallo por despegue puede producirse en diferentes interfaces entre el hormigón y el refuerzo de *FRP*, como se describe a continuación (véase Figura 3.7).

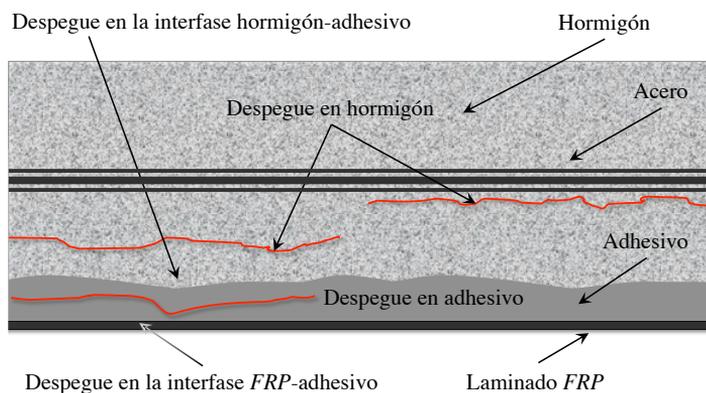


Figura 3.7: Modos de fallo por pérdida de adhesión entre el hormigón y el *FRP*.

■ Despegue en el hormigón próximo a la superficie o a lo largo de una capa debilitada

Como la resistencia a tracción y a cortante del adhesivo (resina epoxy) suele ser mayor que la resistencia a tracción y cortante del hormigón, el fallo se producirá normalmente en el hormigón. En este caso una fina capa de hormigón (unos pocos milímetros de espesor) permanecerá en el refuerzo de *FRP*.

■ Despegue del adhesivo, fallada de cohesión

El despegue puede producirse a través del adhesivo si su resistencia cae por debajo de la del hormigón (por ejemplo, a altas temperaturas o cuando la resistencia del hormigón es inusualmente alta).

■ Despegue en las interfaces entre hormigón y adhesivo o entre adhesivo y *FRP* (fallo de adhesión)

Estos fallos se producirán sólo si no hay suficiente preparación de superficie durante el proceso de aplicación del *FRP*, porque la resistencia de cohesión de las resinas epoxy es más baja que la resistencia de adhesión.

■ Pérdida de adherencia en el propio FRP (fallo interlaminar a cortante)

Como el FRP es en sí mismo un material compuesto la pérdida de adhesión podría producirse también en el interior FRP, por pérdida de unión entre las fibras y la resina. Este mecanismo de fallo se producirá una vez que la propagación de la grieta en el FRP sea enérgicamente más conveniente que en el hormigón. Este podría ser el caso con hormigones de elevada resistencia. No obstante, el fallo interlaminar es un modo de fallo secundario, que se produce después de que la rotura adhesiva se ha iniciado en el hormigón, y por tanto, normalmente no se considera.

(b) Comportamiento de la unión con adhesivo

El comportamiento del adhesivo entre el FRP adherido externamente y el hormigón, puede ser analizado en ensayos de adhesión, tal y como se ilustra en el esquema simplificado e imagen de la Figura 3.8 de un ensayo de ensayo doble cortante. Para niveles de carga bajos las tensiones tangenciales están principalmente concentradas cerca del extremo cargado, pero como la carga se incrementa, las tensiones se mueven hacia el extremo descargado. A diferencia del ensayo simplificado de adhesión, la distribución exacta en el caso del elemento reforzado a flexión está influenciada por el área adhesiva, así como las tensiones normales perpendiculares, las cuales son causadas por los efectos de flexión.

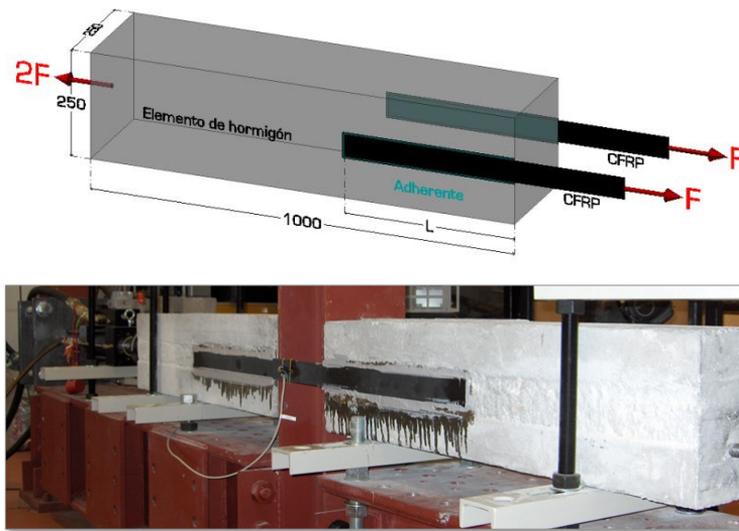


Figura 3.8: Esquema e imagen del ensayo de doble cortante para determinar la adhesión entre el FRP y el hormigón.

El comportamiento del adhesivo entre el hormigón y el refuerzo viene caracterizado por la relación cortante-desplazamiento (*shear-slip*). La transferencia del esfuerzo de corte se hace a expensas de una deformación en el adhesivo y por lo tanto, se produce un deslizamiento relativo entre el FRP y el hormigón. Para los casos de diseño, el comportamiento cortante-desplazamiento puede ser simplificado y modelado de acuerdo a varios grados de complejidad [4].

(c) Fallos por despegue del refuerzo de *FRP*

Muchos colapsos en los elementos reforzados con *FRP* presentan el despegue del elemento *FRP*. Por ello, a continuación nos centraremos en los modos de fallo del laminado y su relación con la viga de hormigón armado. Dependiendo del punto de inicio del proceso de despegue, se pueden identificar los siguientes modos de colapso (véase Figura 3.9):

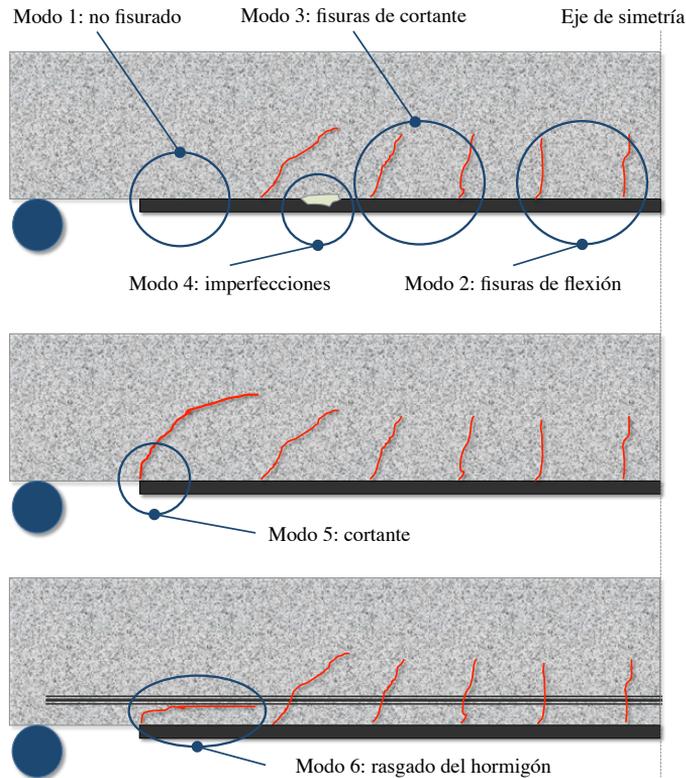


Figura 3.9: Modos de fallo por despegue del laminado de refuerzo.

- **Modo 1: Despegue del anclaje en la zona no fisurada.** El *FRP* puede despegarse en la zona de anclaje como resultado de una fractura del adhesivo a partir de la fisura extrema de cortante que se propaga en el hormigón.
- **Modo 2: Despegue causado por grietas a flexión.** La flexión produce fisuras perpendiculares a la directriz, especialmente en el centro de la viga, las zonas de máximo momento flector. Estas fisuras pueden propagarse horizontalmente en la unión entre el *FRP* y el hormigón y así causar el despegue del *FRP* en regiones alejadas del anclaje. Este despegue puede llegar a propagarse hasta hacer saltar todo el laminado.
- **Modo 3: Despegue causado por grietas de cortante.** La fisuración a cortante en el hormigón aparece en forma de fisuras inclinadas, en general aparecen en las zonas cercanas a los soportes, aunque ésto depende de la distribución de esfuerzos en la viga.

Estas fisuras pueden crear el despegue en la unión *FRP* - hormigón. El armado de cortante es fundamental para controlar el crecimiento de dichas fisuras y así limitar el pernicioso despegue del *FRP*.

- **Modo 4: Despegue causado por imperfecciones en la superficie del hormigón.** Las imperfecciones o rugosidad de la superficie del hormigón puede conllevar a pérdidas de adhesión del *FRP*. La discontinuidad puede generar tensiones locales y crear una fisura que tienda a propagarse y a causar el despegue.
- **Modo 5: Despegue por cortante en el extremo.** Cuando las láminas adhesivas de *FRP* quedan a una cierta distancia de los soportes, como en la mayoría de los casos de aplicaciones de refuerzo, en la zona próxima al borde del refuerzo puede crecer una grieta ligeramente vertical y posteriormente evolucionar como una grieta inclinada de cortante. En el extremo de la grieta se inicia la fractura en las interfases y el *FRP* se desprende.
- **Modo 6: Rasgado del hormigón por cortante.** En el caso anterior, gracias a los estribos internos, la grieta de cortante puede ser detenida. Entonces, el laminado adherido se puede ver separado del hormigón al nivel del armado longitudinal en forma de desprendimiento del hormigón. Este modo de colapso denomina rasgado (*rip-off*) del hormigón.

3.8. Análisis en Estado Límite Último de flexión

Una vez formuladas las hipótesis acerca del comportamiento de los materiales y los posibles modos de colapso del refuerzo de flexión, se procede a formular el método de diseño para laminados de *FRP*. Se distinguirán dos posibles modos de trabajo. La acción compuesta completa, en este caso el refuerzo y la estructura original trabajan de forma solidaria. Este es el modo de trabajo deseable para el diseñador. Cuando el contacto entre materiales no es perfecto y se pierde la acción compuesta, se inician modos de trabajo donde el rendimiento del refuerzo baja considerablemente. En este último caso aparecen los mecanismos de fallo que pueden conducir a la rotura del refuerzo.

3.8.1. Situación inicial

El refuerzo se coloca en estructuras que ya están en servicio a flexión (véase Figura 3.10). Por lo tanto, el efecto de las cargas iniciales sobre la estructura debe ser considerado en el cálculo. Supuesto el momento de servicio M_0 , sin aplicar factores de seguridad en las cargas, se debe comparar con el momento de fisuración de la sección M_{cr} . En general, M_0 será mayor que M_{cr} y por lo tanto, el análisis del refuerzo deberá hacerse sobre una sección fisurada. Si M_0 es inferior al momento de fisuración su influencia será negligible en el cálculo.

Se puede obtener la profundidad de la fibra neutra x_0 mediante la ecuación de equilibrio de esfuerzos entre las resultantes de la cabeza comprimida y la armadura traccionada según

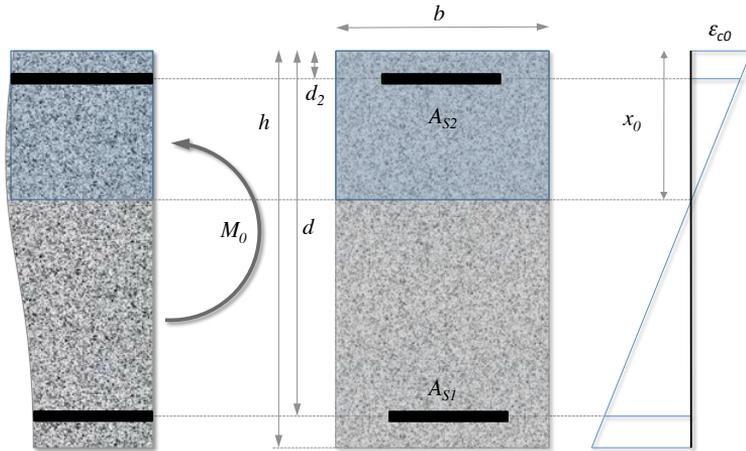


Figura 3.10: Sección compuesta sin refuerzo sometida a flexión (izquierda). Campo de deformaciones (derecha).

procedimiento clásico de cálculo de estructuras de hormigón [4, 5]:

$$\frac{1}{2}bx_0^2 + (\alpha_s - 1)A_{s2}(x_0 - d_2) = \alpha_s A_{s1}(d - x_0) \quad (3.1)$$

siendo A_{s1} y A_{s2} el área de las armaduras a tracción y compresión, respectivamente, y

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.2)$$

la relación entre los módulos elásticos del acero E_s y el hormigón E_c ; b el ancho y d , d_2 los cantos útiles de la sección. La deformación en la fibra superior se expresa según:

$$\varepsilon_{c0} = \frac{M_0 x_0}{E_c I_{c0}} \quad (3.3)$$

siendo I_{c0} la inercia de la sección homogeneizada no reforzada; dicha inercia fisurada se expresa como:

$$I_{c0} = \frac{bx_0^3}{3} + (\alpha_s - 1)A_{s2}(x_0 - d_2)^2 + \alpha_s A_{s1}(d - x_0)^2 \quad (3.4)$$

Exigiendo la compatibilidad de deformaciones en la sección plana se obtiene:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c0} \frac{h - x_0}{x_0} \quad (3.5)$$

Con esta última ecuación se determina la deformación ε_0 en la fibra inferior, donde tiene que adherirse el *FRP*. Esta deformación representa un estado inicial que deberá tenerse en cuenta en el momento del análisis del ELU.

3.8.2. Acción compuesta completa

(a) **Plastificación del acero seguido del aplastamiento del hormigón**

En este tipo de colapso el diseño de la sección reforzada frente a flexión se calcula en base a los principios de diseño del hormigón armado. El *FRP* se puede interpretar como una armadura adicional. La profundidad del eje neutro, x , está calculada a partir de la compatibilidad de deformaciones y del equilibrio de tensiones entre materiales. El momento de diseño se puede obtener por una ecuación de equilibrio de momentos. Este análisis debería tener en cuenta que el elemento de hormigón armado puede tener unas cargas iniciales cuando el refuerzo se lleve a cabo y por tanto, debería considerarse una deformación inicial ϵ_0 en el extremo de la fibra de tracción (véase Figura 3.11).

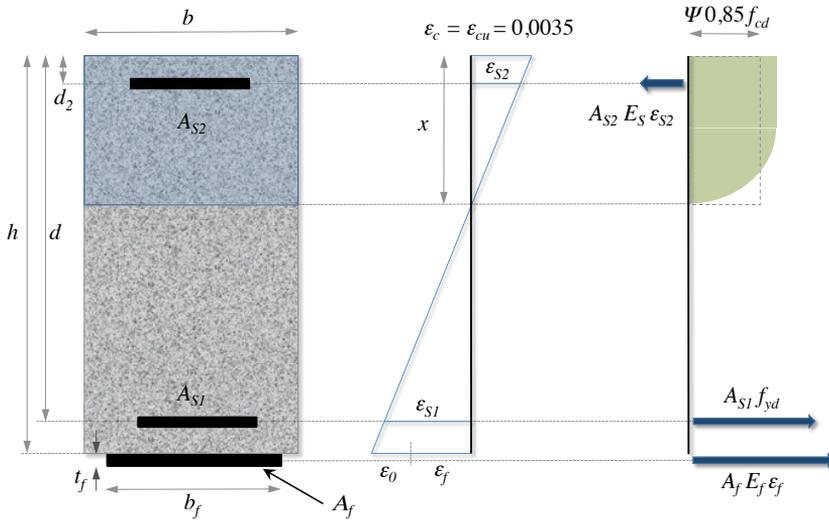


Figura 3.11: Distribución de deformaciones y tensiones en la sección transversal.

La capacidad del momento flector de diseño M_{Rd} se puede determinar mediante el cálculo de la profundidad del eje neutro x :

$$0,85\Psi f_{cd}bx + A_{s2}E_s\epsilon_{s2} = A_{s1}f_{yd} + A_f E_f \epsilon_f \quad (3.6)$$

donde $\Psi = 0,8$ y

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{cu} \frac{x - d_2}{x} \quad (3.7)$$

$$\epsilon_f = \epsilon_{cu} \frac{h - x}{x} - \epsilon_0 \quad (3.8)$$

Finalmente, la capacidad del momento flector de diseño es:

$$M_{Rd} = A_{s1}f_{yd}(d - \delta_G x) + A_f E_f \epsilon_f (h - \delta_G x) + A_{s2}E_s\epsilon_{s2}(\delta_G x - d_2) \quad (3.9)$$

donde $\delta_G = 0,4$ y f_{yd} es la resistencia de diseño del acero.

Para que las ecuaciones anteriores sean válidas es necesario comprobar la existencia de plastificación en la armadura (ecuación 3.10) y que la deformación en el laminado de *FRP*

sigue dentro del rango elástico (ecuación 3.11).

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} \leq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (3.10)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{h-x}{x} - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fud} \quad (3.11)$$

(b) **Plastificación del acero seguido de una fractura del *FRP***

El modo de fallo provocado por la plastificación del acero y la rotura del *FRP* es teóricamente posible. De hecho, sería el más deseable porque ambos materiales habrían dado su máxima capacidad portante. No obstante, es muy probable que el despegue prematuro del *FRP* preceda a la fractura del *FRP* y por lo tanto, este mecanismo difícilmente se activará.

La formulación sería la misma para las ecuaciones 3.6 y 3.9, pero la deformación en el hormigón no estaría en el valor último y sería necesario reemplazar ε_{cu} por ε_u . Por contra, la deformación en el laminado llegaría a su estado último y ε_f se convertiría en ε_{fud} . Los valores de Ψ y δ_G se tomarían de las expresiones siguientes:

$$\Psi = \begin{cases} 1000\varepsilon_c \left(0,5 - \frac{1000}{12}\varepsilon_c \right) & \text{para } \varepsilon_c \leq 0,002 \\ 1 - \frac{2}{3000\varepsilon_c} & \text{para } 0,002 \leq \varepsilon_c \leq 0,0035 \end{cases} \quad (3.12)$$

$$\delta_G = \begin{cases} \frac{8 - 1000\varepsilon_c}{4(6 - 1000\varepsilon_c)} & \text{para } \varepsilon_c \leq 0,002 \\ \frac{1000\varepsilon_c(3000\varepsilon_c - 4) + 2}{2000\varepsilon_c(3000\varepsilon_c - 2)} & \text{para } 0,002 \leq \varepsilon_c \leq 0,0035 \end{cases} \quad (3.13)$$

3.8.3. Pérdida de la acción compuesta

Tal y como se ha comentado, existen mecanismos de fallo asociados al despegue del laminado que limitan la capacidad portante conjunta de todos los materiales.

(a) **Despegue causado por fisuras a cortante**

Las fisuras a cortante en elementos de hormigón son inclinadas. Aunque el desplazamiento horizontal durante la apertura de fisura puede considerarse como más relevante porque induce tensiones directas en la capa de hormigón entre el *FRP* y la armadura de acero, el inicio del despegue dependerá de una serie de parámetros, incluyendo los siguientes:

- Desplazamiento vertical de la apertura de fisura
- La rigidez a flexión y a cortante del *FRP*
- La resistencia del hormigón

El modelo de Blaschko [2] propone que el despegue por fisuras de cortante puede ser prevenido limitando la acción de fuerzas de cortante a la resistencia V_{Rd1} de elementos de

hormigón armado sin refuerzo a cortante (aproximación [4]). Se deben introducir las siguientes modificaciones para una resistencia a cortante característica del hormigón τ_{Rk} y para el ratio de refuerzo longitudinal equivalente ρ_{eq} .

$$\tau_{Rk} = 0,15f_{ck}^{\frac{1}{3}} \quad (3.14)$$

$$\rho_{eq} = \frac{A_s + A_f \frac{E_f}{E_s}}{bd} \quad (3.15)$$

Si la capacidad de cortante está en entredicho será necesario un refuerzo adicional. Basado en resultados experimentales, en [6] se presenta el valor de la resistencia a cortante como $V_{Rp} = \tau_{Rp}bd$, con un valor característico de resistencia a cortante de $\tau_{Rk} = 0,38 + 151\rho_{eq}$ (MPa).

(b) El despegue en la zona de anclaje y las fisuras de flexión

El tratamiento del despegue en el anclaje final y por las fisuras de flexión se puede hacer de acuerdo a varios criterios, que se describen brevemente a continuación.

■ Verificación del anclaje final. Limitación de la tensión en el FRP

Esta aproximación implica dos pasos independientes: el primero, verificar el anclaje final basándose en las tensiones de cortante y la ley constitutiva de deslizamiento en la interfaz FRP-hormigón. Para ello, se debe aplicar en segunda etapa una limitación sobre las tensiones en el FRP para asegurar que el colapso del adhesivo no sea prematuro. En particular, este procedimiento se ha seguido hasta ahora con una serie de directrices de proyectos diseño, debido principalmente a su simplicidad. Pero hay que ser conscientes que representa una simplificación del comportamiento real, ya que la tensión del FRP correspondiente al colapso del adhesivo no es un valor fijo. Dicho valor depende de una serie de parámetros donde se incluyen la relación momento-cortante, la tensión en el armado y la distribución de las grietas.

■ Verificación del anclaje final y la transferencia de fuerza del FRP-hormigón

De acuerdo con esta aproximación se deberían seguir igualmente dos etapas independientes. Primero, el anclaje final debería ser verificado basándose en el esfuerzo de cortante (ley constitutiva de deslizamiento en la interfaz FRP-hormigón). Posteriormente, debería ser verificado que el esfuerzo cortante a lo largo de la interfaz se mantiene por debajo de un valor crítico (la resistencia a cortante del hormigón). Una desventaja de esta aproximación es que se aplica el mismo tratamiento del despegue para zonas próximas al anclaje y para zonas centrales del refuerzo. Otra desventaja es que la aproximación se basa en la distribución de esfuerzos para una viga homogénea, no fisurada. No obstante, la simplicidad de la aproximación permite una aplicación fácil en problemas reales.

■ Verificación de acuerdo con la línea envolvente de las tensiones en el FRP

En esta aproximación el despegue se trata de forma unificada tanto en el anclaje final como en cualquier punto a lo largo de la interfaz FRP-hormigón basándose en el

3 | El refuerzo de estructuras de hormigón con laminados de FRP según la FIB

esfuerzo de cortante de la interfaz, según la ley del deslizamiento y con la línea envolvente de las tensiones en el FRP. La principal ventaja de esta aproximación es que el despegue y las grietas de flexión son tratados con el mismo modelo, mientras que la principal desventaja es que su complejidad hace difícil su aplicación en un modelo práctico de ingeniería.

(b) Fallo final de cortante

Siguiendo las líneas del *Model Code* [4] se puede emplear el concepto de envergadura de cortante ficticia para calcular la resistencia a cortante de vigas, ilustrado en la Figura 3.12.

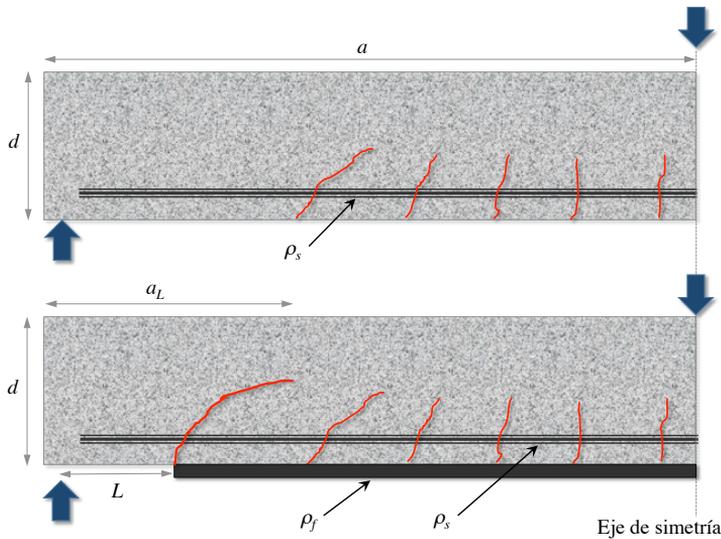


Figura 3.12: Concepto de envergadura de cortante para una viga de hormigón y su extensión para el refuerzo FRP.

Las ecuaciones resultantes son las siguientes:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = \tau_{Rd} b d \quad (3.16)$$

$$\tau_{Rd} = 0,15 \sqrt[3]{3 \frac{d}{a_L} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \sqrt[3]{100 \rho_s f_{ck}}} \quad (3.17)$$

$$a_L = \sqrt[4]{\frac{(1 - \sqrt{\rho_s})^2}{\rho_s} d L^3} \quad (3.18)$$

$$a > L + d, \quad a_L < a \quad (3.19)$$

En las ecuaciones de arriba L (en mm) es la distancia del final del FRP al soporte, a (en mm) es la envergadura del cortante y $\rho_s = A_{s1}/bd$.

El concepto de la envergadura ficticia del cortante proviene de una aproximación simplificada para el colapso final de cortante con *FRP*. El lector debería anotar que el modelo ha sido desarrollado basándose en el cálculo analítico de las tensiones normales y tangenciales al final del *FRP*.

(c) Despegue causado por defectos en la superficie del hormigón

La pérdida de adhesión en el *FRP* debido a los defectos en la superficie que generan un cambio de nivel (véase Figura 3.13) es un mecanismo de colapso que no ha sido estudiado en profundidad. La evidencia experimental sugiere que el mecanismo puede ser evitado adoptando determinadas normas de buenas prácticas durante la ejecución y limitando la rugosidad en la superficie del hormigón. Muchas de estas limitaciones se refieren a rugosidades máximas del hormigón sobre una longitud dada y depende del tipo de *FRP* y dimensiones (por ejemplo espesores). En las especificaciones de los fabricantes de sistemas de refuerzo para *FRP* suelen darse los detalles específicos.

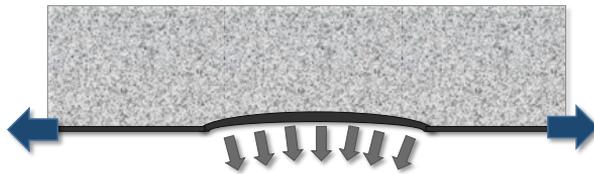


Figura 3.13: Tensiones provocadas por desniveles o defectos en la superficie.

3.9. Análisis en Estado Límite Último de cortante

Tal y como se ha señalado, el *FRP* también se puede emplear para el refuerzo de cortante mediante laminados precurados adheridos al sustrato. La orientación de las fibras de forma paralela a la dirección de las tracciones principales de la estructura es un aspecto clave para maximizar la eficacia del *FRP*, particularmente a partir de cargas superiores al 60% de la capacidad última del elemento estructural [1]. A pesar de este hecho, debido a la facilidad de ejecución, es de uso habitual instalar el refuerzo de *FRP* orientando las fibras perpendicularmente al eje longitudinal del elemento estructural (véase Figura 3.14).



Figura 3.14: Laminados adheridos para refuerzo de cortante.

Las combinaciones entre sistemas de *FRP* y configuraciones de refuerzo no están predefinidas, pero generalmente es habitual utilizar el sistema *FRP* de curado *in situ* para las

3 | El refuerzo de estructuras de hormigón con laminados de FRP según la FIB

secciones completamente envueltas o con configuración en "U", y el sistema FRP de laminados para una distribución tipo estribos mediante pegado lateral [11].

El encamisado completo es la solución más eficaz pero en general es muy difícil de aplicar y en el caso de laminados es imposible. Al estar el material preconformado no puede doblarse ni adaptarse a la forma de la sección. Por ello, la solución que siempre se adopta es la adhesión de los laminados en ambas caras laterales de la viga sin conexión entre ellos. Los refuerzos adheridos en el lateral tienen una longitud máxima de adherencia menor que los de tipo "U" y encamisados, lo que los hace más susceptibles al fallo por despegue (véase Figura 3.15).

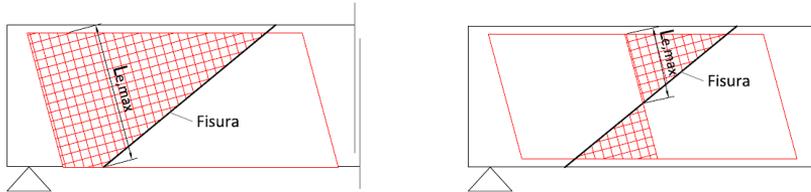


Figura 3.15: Longitud máxima de adherencia: configuración en "U" (izquierda) y pegado lateral (derecha).

El modelo de comportamiento mecánico del cortante sigue la idea de celosía desarrollado por Morsch [10] a principios del siglo XX para explicar la transmisión del esfuerzo cortante en elementos de hormigón armado (véase Figura 3.16). Por ello, el FRP se trata como si fuera un refuerzo equivalente a los estribos internos de la estructura encargados de transmitir las tracciones.

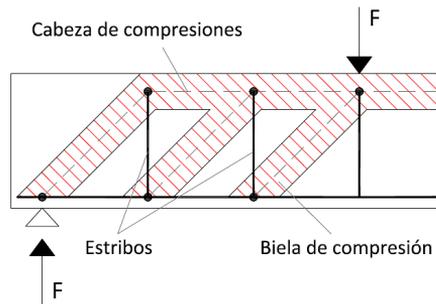


Figura 3.16: Modelo de celosía de transmisión del cortante en una viga de hormigón armado con estribos verticales.

Como consecuencia de esta hipótesis, se considera que la contribución a cortante de un refuerzo de FRP se puede determinar como un factor independiente y aditivo dentro la expresión de la resistencia a cortante de un elemento de hormigón armado:

$$V_u = V_c + V_s + V_f \quad (3.20)$$

donde V_u es la resistencia última a cortante de la viga de hormigón armado y V_c , V_s y V_f son las contribuciones del propio hormigón, del armado transversal de estribos y del refuerzo de laminado FRP, respectivamente.

A partir de los estudios experimentales [13, 16] se ha observado que la contribución del *FRP* es difícil de cuantificar. Existe una notable complejidad en el problema y es imposible hacer una descripción detallada de las variables y procesos que intervienen en los diversos mecanismos resistentes y de rotura. Asimismo, en la mayoría de dichos ensayos experimentales se ha observado que el fallo por desprendimiento del refuerzo es el típico de las configuraciones de pegado lateral.

La contribución al cortante que aporta el *FRP* se puede evaluar según:

$$V_{fd} = 0,9\varepsilon_{fd,e}E_{fu}\rho_f b_w d (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad (3.21)$$

donde $\varepsilon_{fd,e}$ corresponde al valor efectivo de la deformación eficaz de diseño, b_w la anchura mínima de la sección transversal a lo largo de su canto útil, d el canto útil, ρ_f cuantía del refuerzo de *FRP* (siendo $(2t_f/b_w)(b_f/s_f)$ en el caso de laminados de espesor t_f , anchura de laminado b_f y distancia entre ejes de laminado s_f), E_{fu} el módulo elástico en la dirección de la fibra principal, θ ángulo que forman las fisuras de cortante con respecto a la directriz de la viga (en general tomar 45°) y finalmente, α ángulo entre la orientación de la fibra y la directriz de la viga (90° para laminados en vertical y $90^\circ \pm 45^\circ$ para laminados inclinados).

En la referencia [16] se analizaron más de 75 ensayos realizados y concluyeron que, para considerar el *FRP* como si fuera un refuerzo interno de la estructura y determinar su contribución a la resistencia última a cortante (V_f), era necesario considerar una deformación eficaz de diseño ($\varepsilon_{fd,e}$) con un valor menor que el de su deformación última de rotura (ε_{fu}). En concreto, para configuraciones tipo pegados laterales con *FRP* de fibras de carbono se definiría dicho parámetro según el valor mínimo de los dos siguientes:

■ **Modo 1: limitación de despegue**

$$\varepsilon_{fd,e} = \frac{\varepsilon_{fk,e}}{\gamma_f} = \frac{1}{1,3} \cdot 0,8 \cdot 0,65 \left(\frac{f_c^{\frac{2}{3}}}{E_f \rho_f} \right)^{0,56} \cdot 10^{-3} \quad (3.22)$$

■ **Modo 2: limitación de rotura del FRP**

$$\varepsilon_{fd,e} = \frac{\varepsilon_{fk,e}}{\gamma_f} = \frac{1}{1,3} \cdot 0,8 \cdot 0,17 \left(\frac{f_c^{\frac{2}{3}}}{E_f \rho_f} \right)^{0,30} \cdot \varepsilon_{fu} \quad (3.23)$$

donde el 0,8 de las expresiones juega el papel de coeficiente de seguridad asociado al material. Asimismo, algunos autores [8, 12, 16] recomiendan no superar un valor de deformación efectivo característico de 0,006 (sin considerar el coeficiente de minoración). El coeficiente f_c (MPa) es la resistencia a compresión del hormigón; y E_f (GPa) y ρ_f son el módulo de Young y la cuantía de refuerzo del *FRP*, respectivamente. Finalmente, ε_{fu} es la deformación última de rotura del *FRP*.

Además, se ha observado que la deformación eficaz no es un parámetro constante y que disminuye al crecer la rigidez axial del *FRP* ($E_f \rho_f$); también disminuye cuando lo hace de forma concomitante la resistencia a tracción del hormigón de la estructura reforzada. Finalmente, se ha determinado que la contribución del refuerzo a la resistencia a cortante crece

linealmente con la rigidez axial del *FRP* hasta un cierto valor límite ($E_f \rho_{flim}$), a partir del cual, los mecanismos de despegue del refuerzo hacen que la ganancia de capacidad a cortante disminuya.

Desde entonces, múltiples investigaciones han ido aportando propuestas para el cálculo de la deformación eficaz ε_{fe} , incorporándose algunas de estas expresiones en los diferentes códigos de diseño. A pesar de ello, cabe destacar que, como consecuencia de la falta de concordancia de criterios, la mayoría de las expresiones para el cálculo de ε_{fe} incluidas en las normativas no coinciden o presentan parámetros de cálculo diferentes.

3.10. Conclusiones

El refuerzo con *FRP* es una buena alternativa a las soluciones de refuerzo tradicionales. Las ventajas que ofrecen los *FRP* son muy claras: facilidad de manipulación por su peso liviano, buena capacidad portante comparable al acero y buena resistencia a los factores ambientales. Por el contrario, el precio del material a corto plazo, la menor resistencia al fuego o al vandalismo que hacen necesario medidas adicionales, y la falta de normativas que amparen a los prescriptores limitan su uso. No obstante, en algunos mercados –como el Suizo– ya representan el 90 % de soluciones de reparación para puentes de carretera.

Los modos de fallo más habituales están asociados a las debilidades del hormigón ya que resiste mal las tracciones, y a las interfases con el adhesivo. En general, el laminado no suele fallar ya que su capacidad portante es suficientemente alta como para que el fallo se de en el adhesivo o en el hormigón.

El diseño según la *FIB* [6] para la flexión distingue entre la sección compuesta completa, considerando que todos los materiales contribuyen conjuntamente, y la sección sin acción compuesta. Para la sección compuesta completa la formulación sigue los fundamentos del diseño de una sección de hormigón armado clásica, tratando el *FRP* como un tipo de armadura adicional que contribuye a resistir la flexión. En la formulación se han adaptado los coeficientes y las limitaciones de deformación a las propiedades específicas de los materiales. Por ello, se distinguen varios escenarios según falle el hormigón en compresión, el acero, el *FRP* o una combinación de ellos. En el caso de pérdida de sección compuesta, la limitación más importante proviene del despegue del laminado contemplando diferentes causas.

Finalmente, para el diseño del cortante se sigue el planteamiento teórico del hormigón armado convencional tratando el *FRP* como un estribado adicional. Si bien la contribución del *FRP* a cortante no alcanza la totalidad de su capacidad portante y se reduce a un valor efectivo.

3.11. Líneas futuras de desarrollo

La solución tecnológica con *FRP* para la flexión está bastante estandarizada. Aunque no existen normativas aceptadas por los organismos sancionadores, sí que existen guías de diseño como el *FIB-Bulletin* [6] en Europa que permiten el dimensionamiento seguro de los

refuerzos. En el futuro es de esperar que los códigos estándar del hormigón incorporen las soluciones de *FRP*. Así, sería razonable esperar algún capítulo adicional en la futura versión de la EHE, tal y como se ha añadido el hormigón con fibras en la última versión.

En cuanto a los materiales, los laminados preconformados garantizan una calidad en el material que permite aumentar la seguridad en la aplicación con respecto a la solución *in situ*. En este sentido cabe esperar que los laminados ganen cuota de mercado a las soluciones de aplicación manual completa. La mejora en los laminados no será trascendental desde el punto de vista portante, ya que actualmente su capacidad está por encima de otros problemas más relevantes que limitan la aplicación, como por ejemplo, la resistencia al fuego. Las resinas de los laminados tienen el punto de fusión demasiado bajo para soportar valores críticos como los que exigen las normativas contraincendios. Asimismo, el estudio de la durabilidad de los laminados a largo plazo es motivo de preocupación.

Una mejora importante en los materiales debe venir por el comportamiento de los adhesivos. Los nuevos adhesivos han de permitir la transferencia de las cargas del hormigón al laminado mediante su deformación en continuidad en las zonas de contacto. Al mismo tiempo han de soportar la creación de fisuras intermedias que aparecen por el fenómeno de flexión en el hormigón sin perder la adherencia entre los materiales, tal y como sucede en las barras de acero del armado embebido. Finalmente, los adhesivos han de mejorar las prestaciones de durabilidad y resistencia al fuego.

El otro material fundamental es el hormigón. Dado que los refuerzos se aplicarán sobre los hormigones ya construidos, difícilmente pueden mejorarse sus prestaciones. Como no sea el sellado efectivo de fisuras o la limpieza del hormigón carbonatado y su sustitución por morteros de reparación altamente efectivos. No obstante, los hormigones del futuro constituyen una promesa para los refuerzos con *FRP*. Dado que los nuevos hormigones tienen mayor resistencia y mejor comportamiento frente a tracciones, se verá aumentada su capacidad para reducir problemas de despegue por levantamiento del hormigón o problemas de despegue bajo sollicitaciones de cortante, entre otros.

Sobre el comportamiento estructural de las secciones y la distribución de tensiones en los materiales aún queda camino por recorrer. En cuanto a la flexión, reducir los coeficientes de seguridad porque se tiene un mejor control del proceso, tal y como pasa con los coeficientes asociados al acero que son menores que en el resto de materiales. En cuanto a cortante, aún es necesario investigar mucho más. Si bien debe ir parejo a la caracterización del fenómeno de cortante en el hormigón que también es harto complejo. La torsión no es especialmente relevante para las tipologías habituales de hormigón, por ello es un campo casi virgen. El fenómeno de punzonamiento en placas reforzadas ni siquiera se ha abordado. El análisis dinámico y la respuesta ante sismo y acciones con inversión de esfuerzos en los refuerzos ha sido motivo de estudios experimentales relevantes, por ejemplo para el refuerzo de nudos en edificación, pero sigue siendo un tema que necesita mayor investigación.

En lo que respecta a la aplicación, la tecnología de adhesivos en superficie es actualmente muy competitiva. No obstante, se ha demostrado que las soluciones *NSM (Near Surface Mounted)* mejoran las prestaciones. El principal problema radica en la sistematización de la creación de ranuras en el hormigón, así como la colocación de los laminados y el adhesivo en el interior de los surcos. La investigación futura irá hacia la industrialización de las aplicaciones.

Otro campo de investigación abierto es la incorporación de compuestos activos en los refuerzos. Algunas soluciones de refuerzo se resuelven con armaduras activas de acero. Dados los problemas de corrosión de dicho material se impone por sentido común la sustitución funcional de los cordones de acero por sus equivalentes en compuesto. Toda esta tecnología de refuerzo activo está por desarrollar en –casi– su totalidad.

Finalmente, las soluciones mixtas de refuerzo también son un campo abierto de investigación. La adición de perflería de acero y su conexión con la estructura existente permite soluciones de refuerzo mixtas. La sustitución funcional de la perflería de acero por perflería de compuesto es también un reto tecnológico. Una de las mayores dificultades estriba en los sistemas de conexión entre el perfil compuesto y la estructura preexistente. Los conectores mecánicos no son, hoy por hoy, una alternativa tecnológicamente competitiva.

Bibliografía seleccionada

La siguiente referencia es un tratado básico sobre el hormigón. Un libro excelente de consulta indispensable. Contiene de forma didáctica las bases del diseño y el cálculo del hormigón armado y pretensado. Permite la comprensión de los fundamentos científicos que justifican las formulaciones de las normativas europeas.

- GARCÍA MESEGUER, A., MORÁN CABRÉ, F., ARROYO PORTERO, J.C. *Jiménez Montoya. Hormigón Armado*. 15ª Edición. Gustavo Gili. Barcelona (2009).

El libro de Gay & Hoa comprende la fabricación y el análisis estructural de los materiales compuestos. El planteamiento es generalista y permite conocer las propiedades mecánicas de los materiales compuestos, desde la lámina, al laminado y a la pieza estructural. El texto aborda detalles relevantes como las uniones y criterios de diseño. Finalmente, presenta un capítulo de ejemplos prácticos con aplicaciones a sectores diversos.

- GAY, DANIEL & HOA, SUONG V. *Composite Materials. Design and applications*. CRC Press (2007).

El libro de Bank realiza una introducción a los materiales *FRP* y sus aplicaciones. Primero introduce las propiedades mecánicas de los materiales *FRP*, posteriormente analiza su uso como armado en el hormigón; su uso como refuerzo externo adherido y finalmente, su uso como esqueleto estructural en forma de perfiles y entramados. Es un libro con una visión muy completa de la tecnología; siendo la normativa de referencia, la *ACI (American Concrete Institute)*.

- BANK, LAWRENCE C. *Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials*. John Wiley & Sons, (2006).

Referencias

- [1] ALSAYED, S. H., AND SIDDIQUI, N. A. Reliability of shear-deficient RC beams strengthened with CFRP-strips. *Construction and Building Materials* 42 (2013), 238 – 247.

- [2] BLASCHKO M. AND NIERDERMEIER R. AND ZILCH, K. Bond failure modes of flexural members strengthened with FRP. In *Proceedings of Second International Conference on Composites in Infrastructures*, Saadatmanesh, H. and Ehsani, M. R., Eds., Tucson, Arizona (1998), pp. 315–327.
- [3] CLARKE, J. L (ED.). *Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete*. CRC Press, 1993.
- [4] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990, Design Code*. Thomas Telford Ltd. Lausanne, Switzerland, 1993.
- [5] EHE-08. *Instrucción para el Proyecto y Ejecución de Obras de Hormigón en Masa y Armado*. Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento. BOE nº203, 23701-23717, Madrid, España, 2008.
- [6] FIB-BULLETIN 14. Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures, 2001.
- [7] HERMITE, R. *Constructional element and method of making the same*. Patent US 3468090 A. 1969.
- [8] KHALIFA, A., GOLD, W. J., NANNI, A., AND AZIZ, A. M. Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members. *Journal of Composites for Construction* 2, 4 (1998), 195–202.
- [9] MAKOTO, S., MAKOTO, T., AND HIROSHI, I. *Reinforcing fiber sheet, method of manufacturing the same, and method of reinforcing structure with EPO*. Patent EP0441519. 1991.
- [10] MÖRSCH, E. *Der eisenbetonbau, seine theorie und anwendung (Reinforced concrete construction - Theory and application)*, 5th edition ed. Konrad Wittwer, Stuttgart, 1920.
- [11] MOSALLAM, A. S., AND BANERJEE, S. Shear enhancement of reinforced concrete beams strengthened with FRP composite laminates. *Composites Part B: Engineering* 38, 5-6 (2007), 781 – 793.
- [12] PRIESTLEY, M., AND SEIBLE, F. Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures. *Construction and Building Materials* 9, 6 (1995), 365 – 377. Application of Polymeric Materials to the Construction Industry.
- [13] TENG, J. G., LAM, L., AND CHEN, J. F. Shear strengthening of RC beams with FRP composites. *Progress in Structural Engineering and Materials* 6, 3 (2004), 173–184.
- [14] TRIANTAFILLOU, T., AND PLEVRIS, N. Strengthening of rc beams with epoxy-bonded fibre-composite materials. *Materials and Structures* 25, 4 (1992), 201–211.
- [15] TRIANTAFILLOU, T. C. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites. *ACI structural journal* 95, 2 (1998), 107–115.
- [16] TRIANTAFILLOU, T. C., AND ANTONOPOULOS, C. P. Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP. *Journal of Composites for Construction* 4, 4 (2000), 198–205.
- [17] TÄLJSTEN, B., AND ELFGREN, L. Strengthening concrete beams for shear using CFRP-materials: evaluation of different application methods. *Composites Part B: Engineering* 31, 2 (2000), 87 – 96.

4

Refuerzo a flexión de hormigones de bajas prestaciones. Empleo del *TRM* como material compuesto

José T. San-José, Pello Larrinaga e Ignacio Marcos

Resumen Recientes enfoques del sector abundan en subrayar la importancia del negocio de la rehabilitación, adquiriendo especial relevancia el estudio de soluciones innovadoras, a la par que económicas. Con un enfoque hacia el refuerzo a flexión de las estructuras de hormigón, se tienen presentes las necesidades de compatibilidad integral (física, cultural y funcional) entre estos hormigones y sus sistemas de refuerzo. En línea con lo anterior, el presente capítulo analiza la tecnología de los morteros reforzados con tejidos como una solución de refuerzo conformada por el empleo conjunto de tejidos técnicos (fibras) y matrices de naturaleza inorgánica.

4.1. Introducción

Los hormigones estructurales aplicados a la construcción han sido largamente utilizados y su comportamiento está bien caracterizado por diferentes modelos, tanto teóricos como experimentales. Referido al marco del presente capítulo, hay que hablar de algunos números que cuantifican la importancia de su rehabilitación estructural. Por ejemplo, relativo al refuerzo

José T. San-José

Departamento de Ingeniería Minera y Metalúrgica y Ciencia de los Materiales
ETSI Bilbao (UPV/EHU). Alameda Urquijo s/n. 48013 Bilbao, España
e-mail: josetomas.sanjose@ehu.es

Pello Larrinaga

Departamento de Construcción Sostenible
TECNALIA, Parque Científico y Tecnológico de Bizkaia, Geldo, Edificio 700, E-48160 Derio (Bizkaia), España

Ignacio Marcos

Departamento de Ingeniería Mecánica
EUITI Bilbao (UPV/EHU). Paseo Rafael Moreno "Pitxitxi", 2. 48013 Bilbao, España

DOI: [10.3926/oms.202](https://doi.org/10.3926/oms.202) • Omnia Publisher, 2014

4 | Refuerzo a flexión de hormigones de bajas prestaciones con TRM

de las estructuras edificadas en España, prácticamente el 60% de los fallos estructurales tienen un origen de flexión: aproximadamente un 25% en vigas y un 35% en forjados como se muestra en la Figura 4.1.

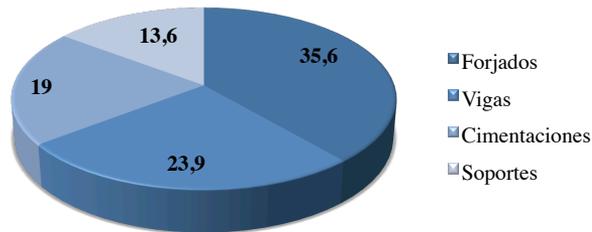


Figura 4.1: Fallos estructurales del hormigón en España [35].

En el caso del País Vasco (unos 2,1 millones de habitantes), según el informe: "*La actividad de rehabilitación en la CAPV*" del Gobierno Vasco, fechado en Octubre 2009¹ hay cerca de un 16% de viviendas (129.000) que necesitan rehabilitación, de las cuales, casi un 24%, precisarían de refuerzo en sus vigas.

Resulta difícil aportar datos fiables sobre las causas más comunes de los problemas de patología estructural. En primer lugar, por ausencia y dispersión de datos. En segundo lugar, porque casi nunca existe una única causa principal de fallo de las estructuras, sino que suele ser debido a varias a la vez. Sin embargo, en España se han realizado varios intentos para obtener una aproximación estadística sobre la situación de la patología estructural del hormigón. Cabe destacar, entre otros:

- En primer lugar la Tesis Doctoral de D. J. A. Vietez [35], en la que se estudia la situación española a principios de los años 80. Adicionalmente, en 1992, el Grupo Español del Hormigón (GEHO²), publica un trabajo titulado "*Encuestas sobre patología de estructuras de hormigón [?]*" en el que se recogían casos de patología estructural hasta finales de la década de los 80.
- Prácticamente a la vez se publica la Tesis Doctoral desarrollada por D. J. Escribano [11]. En este segundo caso más enfocada al proceso edificatorio global, es decir, incluyendo otros apartados, al margen de la estructura, como son la albañilería y los acabados, instalaciones, cubiertas, etc. Dicho trabajo es el resultado del estudio de 1500 expedientes recogidos de la Asociación de Seguros Mutuos de Arquitectos Superiores (ASEMAS), consecuencia de algún tipo de denuncia presentada contra sus asociados durante el período 1984-1987.

Por lo tanto, a la vista del gran impacto que puede suponer la rehabilitación en el mercado de la construcción, parece más que oportuno abordar soluciones de refuerzo a flexión para hormigones antiguos, a tenor del importante parque edificado de más de 50 años que tenemos en el Estado español.

¹http://www.ej-gv.net/etxebide/pd/recursos/documentos/informe_rehabilitacion.pdf

²GEHO, grupo trabajo IV-1, comisión N. *Comportamiento en servicio, mantenimiento y reparación.*

4.2. Breve estado de la técnica

El hormigón armado moderno, tal como lo conocemos hoy, es un material surgido en Europa al amparo de la Revolución Industrial, a mediados del siglo XIX. Sin embargo, ya los constructores de civilizaciones antiguas desarrollaron productos similares al hormigón moderno: primitivas pastas de calizas calcinadas mezcladas con arenas, piedras machacadas y agua pueden ser halladas en maravillas arquitectónicas aún conservadas de aquellas épocas.

François Coignet (1856-1915), precursor del hormigón en masa, emplea hormigón para rellenar el entreligado de perfiles de acero, a fin de crear un suelo resistente al fuego, en su célebre casa de Saint Denis, en 1852. Sin embargo, es William Wilkinson (1795-1865), en Inglaterra, el que plantea en su patente de 1854, el uso de elementos metálicos embebidos en hormigón con una función resistente [5]. Pese a estos antecedentes, la invención del hormigón armado ha recaído tradicionalmente en Joseph Monier (1823-1906), que curiosamente no efectuó su primera patente en construcción, sino en "agricultura, panadería y molinería" [31]. Existe otra patente francesa anterior similar, correspondiente a Joseph-Louis Lambot (1814-1887), autor de una barca imputrescible construida con cemento y alambre, que presentó en la Exposición Universal de París de 1855 y que al poco cayó en el olvido [1].

Este sistema de patentes surge en una época en la que ya estaba consolidada la estructura de acero. Durante la última década del siglo XIX, en Europa y Estados Unidos existían un número relevante de construcciones de hormigón armado. Sin embargo, en España su introducción tiene lugar a finales del XIX bajo influencia francesa. El primer caso conocido es un depósito de agua en Puigverd (Lleida) construido en 1893 por Francesc Macià i Llussà (1859-1933), según el sistema Monier. Pese a este inicio de actividad, la aplicación del hormigón armado seguía siendo bastante limitada y no tuvo unos comienzos claros hasta finales del siglo XIX, siempre asociada a virtudes tales como la durabilidad, el comportamiento al fuego y, por supuesto, su rentabilidad económica.

Es a comienzos del siglo XX cuando se percibe cómo las mismas patentes, bajo las que se impulsó el hormigón armado, se convierten en un obstáculo para su desarrollo, tanto por su reducido carácter científico, como por los derechos económicos y de exclusividad que fomentaban en el sector de la construcción. Simultáneamente ocurren avances científicos, basados en campañas experimentales, con el nuevo material, principalmente en Alemania y Francia. Circunstancias éstas que, sumadas a la alarma generada por algunos accidentes de gran trascendencia a nivel europeo (pasarela en la exposición de París [24], hundimiento de un Hotel en Basilea [18], tercer depósito en Madrid con 30 fallecidos [6], otros colapsos en Berna y Milán [7], entre otros), desembocan en el desarrollo y aprobación de las primeras normativas sobre hormigón armado.

Curiosamente, por estas fechas, la Compañía Anónima del Hormigón Armado de Sestao (Vizcaya), una de las grandes competidoras de Ribera, comienza su primera gran obra en 1906, la Alhóndiga Central de Bilbao (véase Figura 4.2). En esta edificación no se aplica en absoluto la nueva normativa; es más, ni siquiera se tienen en cuenta los criterios de cálculo publicitados por la firma [23]. Aún así, el sistema todavía pervive de la mano de los industriales más potentes, pues sus empresas cuentan con notables técnicos ya habituados a trabajar con el hormigón armado.



Figura 4.2: Alhóndiga de Bilbao.

Se ha observado cómo el desarrollo normativo del hormigón armado ha ido parejo no sólo al desarrollo científico, sino a la formación con la que cuentan los ingenieros dedicados al cálculo de estructuras. En Francia Charles Rabut (1852-1925) inaugura la docencia del hormigón en 1897-98, en la Escuela Nacional de Puentes y Caminos. En España, durante el curso 1910-11 estas enseñanzas comienzan en la Escuela de Caminos de la mano de Juan Manuel de Zafrá (1869-1923), quien asume públicamente la defensa de un nuevo estatus del hormigón basado en el conocimiento y la justificación científica frente al sistema de patentes, manteniendo una agria polémica [25] con François Hennebique (1842-1921) a través de la Revista de Obras Públicas, en varios de sus números.

Podría entonces afirmarse que la conjunción de factores económicos, técnicos, docentes y normativos es, consecuentemente, lo que produce la desaparición paulatina del sistema de patentes, que sobrevive hasta la segunda década del siglo XX. Caso de fijar un hito histórico en España para el inicio de su declive, este sería la aparición de la Circular francesa de 1906 [12]. El fenómeno es común a otros países, y se publican, entre otras, normas suizas (1903 y 1910), alemanas (1904 y 1907), estadounidenses (1908 y 1910), italianas (1907) y rusas (1908 y 1911). En España no se aprobó ninguna norma para el proyecto y el cálculo de estructuras de hormigón armado hasta la Instrucción de 1939, por lo que fue frecuente adoptar la Circular francesa en las primeras décadas del siglo XX. Por lo tanto, son las nuevas regulaciones y la novedosa docencia universitaria las que generalizan el conocimiento, aportando criterios técnicos suficientes para abordar el cálculo estructural, sin recurrir a sistemas patentados. No obstante, son varias las organizaciones vinculadas a la época de las patentes que prosiguen su actividad, una vez superada esta fase, especialmente Wayss & Freytag (hoy existe como ingeniería) y Hennebique (activa hasta 1967).

En este escenario, al afrontar la rehabilitación de estructuras de esas épocas, en las que las patentes tuvieron tanto protagonismo, u otras posteriores en las que las normativas no acaban por estar consolidadas en España, implica la existencia de grandes limitaciones a los conocimientos disponibles acerca de su concepción, materiales, cálculo y construcción. Por ello, antes de proceder a la intervención sobre estas estructuras, debe conocerse en profundidad su génesis, si se efectuó bajo patente y las divergencias entre el sistema y la realidad construida, así como la naturaleza y propiedades básicas de sus materiales.

Dicho lo anterior, adicionalmente, parece adecuado abordar un estudio específico que oriente acerca de potenciales soluciones de refuerzo de los que podríamos denominar "hormi-

gones antiguos", entendiéndose por tales aquellos con edades superiores a los 50 años (época de patentes, pre-normativos, degradados, etc.), los cuales representan una parte, nada desdeñable (véase Figura 4.3) del total de las estructuras de hormigón actualmente en servicio.

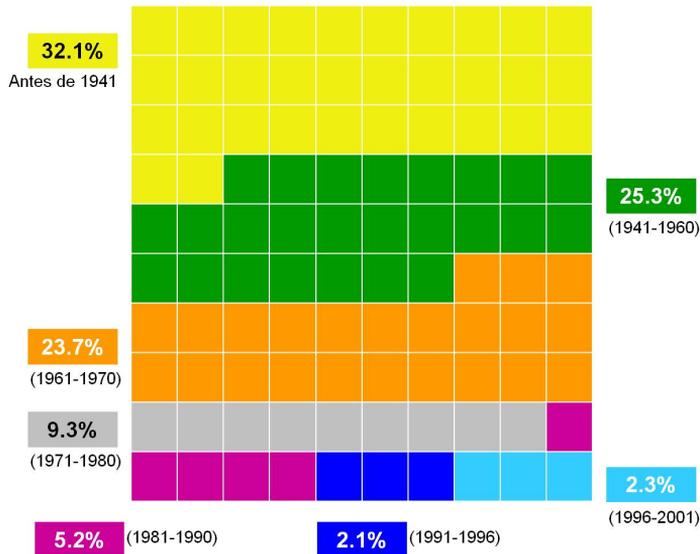


Figura 4.3: Distribución por antigüedad del parque edificado de Bilbao.

Por las especiales características de degradación de estos hormigones antiguos: alta porosidad, bajas resistencias mecánicas, alta deformabilidad, etc., no parecen adecuados para reforzarlos gran parte de los sistemas existentes en el mercado, pues muchos implican una manifiesta incompatibilidad refuerzo/sustrato, en cuestiones tales como: alta rigidez del refuerzo, empleo de soluciones impermeables, sustratos poco cohesivos y difícilmente adherentes, etc. En definitiva, podrían descartarse gran parte de las opciones de refuerzo actuales teniendo, por lo tanto, que plantear otras nuevas que muestren esa necesaria compatibilidad con estas estructuras tan antiguas de hormigón, algunas de las cuales están, además, protegidas como bienes de interés cultural.

En definitiva, se hace necesario abordar en próximos apartados qué se entiende por hormigones antiguos (sus características) y, por otra parte, definir las propiedades y comportamiento de un sistema de refuerzo compatible con aquellos. En definitiva, toda vez que ya se han presentado las características y mercado que puede tener la rehabilitación, la trascendencia concreta del refuerzo a flexión y las especificidades del caso de los hormigones antiguos, los autores proceden a entrar en materia más técnica con una doble visión experimental y analítica.

4.3. Hormigón antiguo, de baja calidad o "pobre"

Los problemas del hormigón se manifiestan por medio de sus patologías. Éstas pueden tener distinto carácter u origen (físico, mecánico o químico). Sin embargo, todas las opciones

concluyen un mismo resultado: reducir las propiedades del hormigón y amenazar su durabilidad y, por tanto, la de sus estructuras. Como antes se exponía, la mayoría de las problemáticas estructurales se localizan en elementos que trabajan a flexión (forjados y vigas).

En el argot constructivo, se considera como hormigón de baja calidad aquel en el que ciertas características físicas y mecánicas se encuentran por debajo de lo fijado en las normas actuales. Son varias las causas por las que se puede obtener un hormigón de baja calidad: diseño incorrecto, ejecución errónea, uso de materiales inadecuados y nulo o insuficiente mantenimiento.

En otras ocasiones la causa de la baja calidad de un hormigón puede ser el contexto histórico (época de las patentes). Incluso hormigones fabricados bajo las primeras instrucciones pueden presentar problemas debido a los límites fijados entonces, bastante inferiores a los actuales, especialmente en lo relativo a los requisitos mecánicos de los materiales. Además, debido a cierto desconocimiento del material era habitual emplear componentes inadecuados: acero dulce liso o arena de playa.

Dicho lo anterior, estos hechos no implican que todos los hormigones antiguos presenten problemas, si bien es cierto que gran parte de las patologías se observan en estructuras erigidas con anterioridad a 1973, fecha en la que la Instrucción incluyó medidas para preservar la calidad y durabilidad. Se puede definir como hormigón de baja calidad o "pobre" aquel que cumpla alguna de estas características [19]:

- Resistencia característica a compresión inferior a 15 MPa.
- Bajo contenido en cemento ($<250 \text{ kg/m}^3$).
- Alta porosidad ($>17\%$).
- Alto contenido de cloruros ($>0,4\%$).
- Elevada relación agua cemento ($A/C > 0,5$).
- Carbonatación del hormigón hasta las armaduras.

Estas características no son independientes entre sí, sino que más bien se encuentran relacionadas, pues la presencia de una de estas carencias fomenta el desarrollo de otras. El paso del tiempo juega en contra de este tipo de hormigones si no se aborda su rehabilitación. Los hormigones de baja calidad se encuentran presentes en nuestras estructuras, nuestro patrimonio e incluso nuestras viviendas; forman parte de nuestra vida cotidiana. Una razón suficiente para analizar sus métodos de rehabilitación.

4.4. Soluciones tradicionales y novedosas del refuerzo estructural

Son muy numerosos los tipos de materiales de reparación y refuerzo estructural que pueden encontrarse en la actualidad en el mercado. Su práctica totalidad podría agruparse en tres familias: materiales de base inorgánica (recrados de hormigón en forjados, por ejemplo), orgánica (hormigones poliméricos para el refuerzo de pilares, por ejemplo) y modificados

(cementos adicionados con polímeros). Además de estas soluciones masivas, el refuerzo estructural también se ha abordado mediante el empleo de elementos auxiliares de refuerzo: suplementación con perfiles estructurales, chapas de acero pegadas, encamisado o empresillados en pilares y vigas, etc. (véase Figura 4.4).



Figura 4.4: Recrecido de hormigón (izquierda) y pegado de chapas de acero (derecha).

Junto a las anteriores soluciones "pesadas", más tradicionales, se plantean otra serie de tecnologías más "ligeras", basadas en materiales compuestos de matriz orgánica e inorgánica con núcleos reforzantes (fibras, textiles, etc.). Un caso de amplio éxito han sido los *FRPs* (*Fibre Reinforced Polymer*): bandas, laminados y varillas (*cut-in*), todas ellas constituidas por matrices orgánicas reforzadas con fibras de carbono, vidrio, aramida, entre otras.

Adicionalmente, en los últimos 10 años se están planteando nuevas líneas de trabajo, centradas en el refuerzo de las estructuras de hormigón (e incluso de fábrica) por medio del empleo de matrices inorgánicas a modo de morteros armados por tejidos técnicos. Siendo los núcleos reforzantes mallas uni/bi-bidireccionales conformados por fibras flexibles y de distintas naturalezas (acero, basalto, carbono, vidrio, naturales, etc.). Estas tecnologías, aún en desarrollo, son lo que se denominan como *TRM/C/G* (*Textile Reinforced Mortar/Cement/Grout*), en adelante *TRM*. Se trata de sistemas ampliamente difundidos en la escena internacional [30]. Una solución particular híbrida entre los ámbitos *FRP* y *TRM* lo constituyen los *SRP* (*Steel Reinforced Polymer*) y el *SRG* (*Steel Reinforced Grout*), presentados recientemente [34].

Dentro del presente capítulo, se abordará el empleo del sistema *TRM* para reforzar en flexión hormigones de bajas prestaciones (antiguos o "pobres"). Este enfoque se plantea como solución complementaria (no excluyente) a los *FRPs* y, fundamentalmente, en el ánimo de compensar algunas debilidades de la mayoría de los sistemas tradicionales de refuerzo: intervenciones pesadas, durabilidad limitada, compatibilidad integral (física y cultural), entre otros.

Para aquellas estructuras de hormigón antiguo, o incluso en la fábrica, estructuras con una elevada sensibilidad higrométrica y muy deformables (ductilidad estructural), además de con unos sustratos muy degradados y poco cohesivos, el *TRM* -muy cercano a la propia naturaleza del hormigón- supone una opción más que interesante, pues su naturaleza inorgánica (mortero de cal, cemento, yeso, etc.) y porosa resulta altamente compatible. Al tratarse de una tecnología basada en un ámbito inorgánico, tienen una mejor resistencia al fuego frente a

los polímeros y una mejor sostenibilidad frente a la manipulación de los *FRP* (emisiones de estirenos, empleo de derivados del petróleo, etc.).

No obstante, en comparación con los sistemas basados en matrices orgánicas (resinas), como es el caso de los *FRPs*, la solución *TRM* resulta en una menor eficacia en términos de capacidad portante. Este rendimiento está altamente condicionado por la inferior adherencia de la matriz inorgánica, así como por la menor cantidad de fibras en la configuración tipo tejido. Por citar un caso práctico, sobre la base de algunos resultados experimentales, se puede afirmar que, en términos de carga última, el encamisado de pilares con *TRM* es entre un 80 % y un 90 % tan eficaz como los de *FRP* en configuraciones idénticas [2].

4.5. Caracterización del *TRM*

El mortero reforzado con tejido *TRM* podría considerarse como una evolución del *FRP*, habiendo notables diferencias entre ambos sistemas de refuerzo. En primer término, la sustitución de las resinas (matrices orgánicas) del *FRP* por morteros (matrices inorgánicas) promueve la necesidad de adaptar el núcleo reforzante. En los materiales compuestos fibroplásticos las fibras se disponen en láminas unidireccionales continuas, que son fácilmente impregnales por resinas epoxis. Sin embargo, este tipo de configuración es ineficaz cuando la matriz es un mortero de base inorgánica. Para lograr un material compuesto monolítico es necesario permitir el flujo del mortero a través del núcleo de refuerzo. Esto se consigue mediante el uso de tejidos, una disposición que permite la cohesión de las diferentes capas de mortero a través de las celdas que configuran la malla.

En segundo lugar, otra diferencia relevante lo constituye el comportamiento a tracción pura del *TRM* frente al *FRP*. Los fibroplásticos (*FRPs*), donde la matriz es más dúctil que las fibras, muestran un comportamiento elástico-lineal hasta alcanzar una rotura frágil. Por el contrario, un mortero se fisura mucho antes del fallo de las fibras de modo que el tejido soporta carga cuando la matriz comienza a desarrollar fisuras, logrando este efecto con un mínimo volumen de fibras entre el 1 y el 3 % [28].

En la Figura 4.5 se presenta la respuesta experimental del *TRM* en tracción, distinguiéndose 3 fases bien diferenciadas:

- Fase I: Transmisión uniforme de los esfuerzos en toda la sección, siendo la rigidez inicial prácticamente la del propio mortero. Esta fase concluye con la primera fisura.
- Fase II: Fisuración múltiple del material compuesto. Con el incremento de la fuerza de tracción se generan nuevas fisuras. La distancia entre fisuras y su espesor está directamente afectado por el material de refuerzo, su cuantía, la interacción entre matriz y tejido y la resistencia a tracción del mortero.
- Fase III: Una vez finalizada la formación de fisuras sólo el núcleo reforzante soporta la carga. Esta etapa es prácticamente lineal con un módulo de Young cuantificado entre un 10 y 30% inferior al del propio tejido [8]. Esta reducción se ve motivada por la pérdida de adherencia entre el tejido y el mortero, y por la imposibilidad de la matriz de impregnar todas las fibras (vidrio, carbono, aramida, basalto, etc.) del tejido.

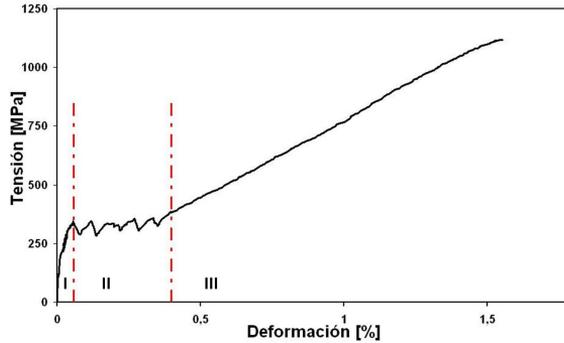


Figura 4.5: Curva del TRM en tracción uni-axial.

En lo relativo a su aplicabilidad, señalar cómo el *TRM* precisa de escasa ejecutoria y preparación de los sustratos sobre los que aplicarse, mientras que es bien conocido cómo en otras sistemáticas de refuerzo es necesario regularizar y tratar la superficie a reforzar con el fin de evitar concentraciones de tensiones o despegues prematuros.

En tiempos recientes se ha abundado de manera notable en el empleo de tejidos como núcleo reforzante para matrices inorgánicas en variadas aplicaciones: elementos prefabricados autoportantes [15], encofrados perdidos [26] y para reforzar estructuras de fábrica [13, 14]. No obstante, la aplicación del *TRM* para el refuerzo estructural del hormigón es aún muy limitada, habiéndose centrado, hasta la fecha, al confinamiento de pilares [2], refuerzo a cortante [33] y a flexión [9], pero siempre en hormigones de media y alta resistencia (>30 MPa).

En vista a posteriores análisis, es importante caracterizar correctamente el material compuesto estudiado. No sólo los materiales que lo conforman por separado, sino también el comportamiento del material compuesto en su conjunto (frente a esfuerzos de tracción pura), régimen en el que idealmente trabajaría el *TRM* si no estuviera adherido a la superficie a reforzar.

4.5.1. Mortero y tejido

La matriz inorgánica de esta solución compuesta (el mortero) es de base cementicia, diseñada con las suficientes prestaciones mecánicas a costes asequibles para promover su aplicación a gran escala. De modo tal que el contenido de resinas poliméricas sea inferior al 4% en peso, por lo que se garantizaría una cierta resistencia y reacción al fuego del refuerzo *TRM*.

Las propiedades mecánicas del mortero se determinan mediante ensayo (curación de 28 días) de probetas al uso ($40 \times 40 \times 160$ mm), siguiendo la normativa UNE-EN 1015-11:2000, obteniéndose una resistencia media a compresión y flexotracción de 20 MPa y 7,2 MPa, respectivamente. Adicionalmente, como refuerzo interno del TRM, se han empleado dos tipos de fibras, según las siguientes características:

- Tejido de carbono conformado por mechones de fibras distribuidos ortogonalmente (véase Figura 4.6 derecha). El peso de este tejido es de 200 g/m^2 , uniformemente en ambas direcciones, teniendo las celdas dimensiones de 4×4 mm.

- Tejido de acero, unidireccional, conformado por torzales o cordeles de alambre trefilado, estando formado cada torzal por 5 alambres entrelazados (véase Figura 4.6 izquierda). Estos filamentos permanecen fijados en su posición por medio de una malla auxiliar de polipropileno, distribuidos en 1,57 torzales por centímetro. Este empleo del acero da como origen a la denominación *Steel Reinforced Mortar (SRM)* y *Steel Reinforced Polymer (SRP)*, si la matriz es mortero o una resina (epoxi, mayormente), respectivamente. Sin embargo, emplearemos el término *TRM* también para el *SRM*, objeto del presente capítulo.

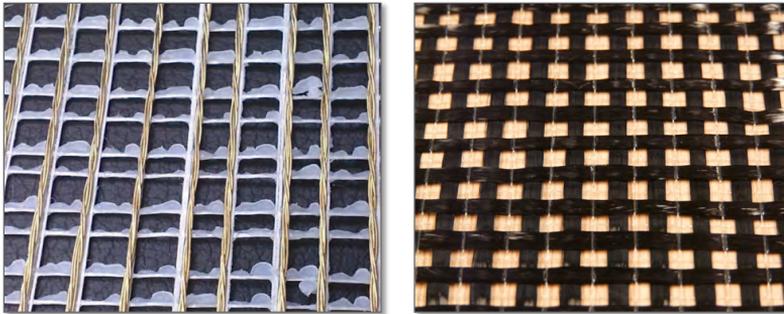


Figura 4.6: Tejidos de acero trefilado (izquierda) y de carbono (derecha).

La Tabla 4.1 presenta algunas propiedades de los materiales mencionados, siendo datos proporcionados por el suministrador industrial de los tejidos. Estos valores están referidos a las fibras de carbono y al alambre de base para las de acero, siendo propiedades que, evidentemente, pueden verse afectadas por el formato en el que se presentan: tejidos, como se puede apreciar en la Tabla 4.2.

El mechón es un haz de centenares (o miles) de fibras simples (filamentos) de modo que el comportamiento tenso-deformacional del mechón está influenciado por la posición e interacción de sus filamentos. Siendo cierto que, idealmente, todos los filamentos deberían posicionarse paralelos y estirados, sin embargo, dependiendo del método de fabricación pueden surgir divergencias entre el comportamiento fibras vs. mechón [3].

Propiedad mecánica	Tejido de fibra de carbono	Tejido de alambre de acero
Resistencia a la tracción [†] (MPa)	3500	3500
Módulo de Young (GPa)	240	206
Elongación rotura (%)	1,45	1,60
Espesor efectivo (mm)	0,056	0,075

[†] Respecto al espesor efectivo

Tabla 4.1: Propiedades mecánicas y geométricas del material de refuerzo del TRM.

Por lo tanto, sumando el hecho de que en un tejido actúan múltiples mechones paralelos, es evidente la necesidad de caracterizar mecánicamente los tejidos empleados en el TRM, lo que se hará fabricando por cada tipo de tejido 7 probetas de 600 × 100 mm, ensayándolas a esfuerzo axil de tracción (véase Tabla 4.2).

Propiedad mecánica	Tejido de fibra de carbono	Tejido de alambre de acero
Resistencia a la tracción [†] (MPa)	963	3165
Módulo de Young (GPa)	167	160
Elongación rotura (%)	0,72	2,21

[†] Respecto al espesor efectivo

Tabla 4.2: Propiedades experimentales de tejidos de carbono y acero.

Según esos resultados, hay una notable diferencia entre el experimento y los datos suministrados por el fabricante. Puede decirse que el bajo rendimiento a tracción pura del tejido de carbono, en términos de resistencia y elongación, puede atribuirse a la imposibilidad de aplicar la misma deformación inicial a todos los mechones del tejido [20], produciéndose roturas prematuras. En el caso del tejido de acero la resistencia a tracción es parecida pero con mayores elongaciones. En ambos materiales, se tomará el valor experimental del módulo de Young.

4.5.2. TRM sometido a tracción pura

No estando normalizado el ensayo de uniaxial de tracción para el *TRM*, se adopta su experimentación sobre probetas de $600 \times 100 \times 10$ mm (véase Figura 4.7) similares a otros estudios previos [16]. Al objeto de promover la fisuración en su tercio central y, de esa forma, facilitar la medida de la deformación del *TRM*, se instalan tejidos extra en ambos extremos (zonas de mordazas), permaneciendo 200 mm libres para poder medir la elongación real del material compuesto.



Figura 4.7: Perspectiva general del ensayo de tracción axial del TRM.

Se fabrican 7 probetas por cada tipo de tejido, con una sola capa de refuerzo textil, ensayándose a 28 días con una velocidad de 0,5 mm/min, controlando la deformación del tercio central mediante los correspondientes *LVDTs* (*Linear Variable Displacement Transducers*), acoplados a ambos lados de la muestra, y captando sus lecturas en un sistema de adquisición

4 | Refuerzo a flexión de hormigones de bajas prestaciones con TRM

Propiedad mecánica	Tejido de fibra de carbono	Tejido de alambre de acero
Resistencia a la tracción [†] (MPa)	1865	2959
Módulo de Young Fase III (GPa)	142	144
Elongación rotura (%)	1,37	2,76

[†] Respecto al espesor efectivo

Tabla 4.3: Datos experimentales de tracción pura del TRM.

de datos HBM MGC-Plus a 50Hz. Los resultados se condensan en la Tabla 4.3, donde se incluye el módulo de Young registrado en la Fase III. Esta información se utilizará para la elaboración (con posterioridad en el presente capítulo) de ecuaciones constitutivas que caractericen el comportamiento tenso deformacional del TRM. Las gráficas correspondientes a la Figura 4.8 muestran un comportamiento similar al descrito en la Figura 4.5 anterior.

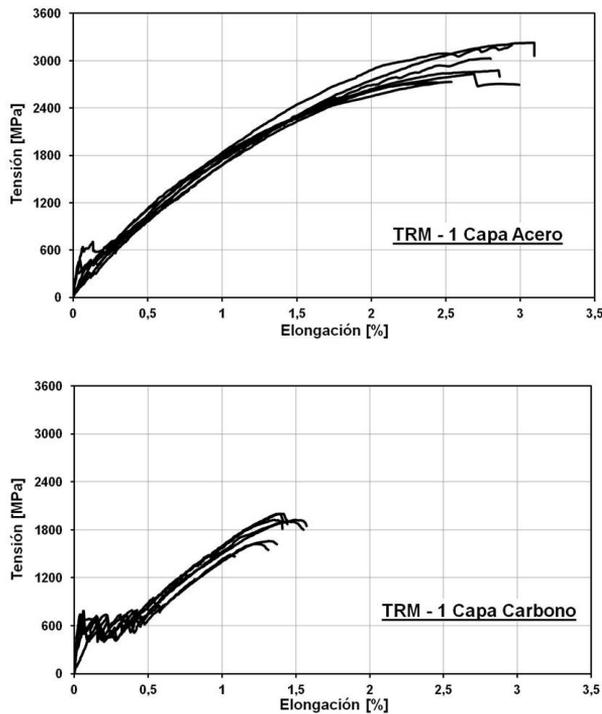


Figura 4.8: Tracción del TRM con tejido de acero (arriba) y de carbono (abajo).

A los efectos comparativos con las mismas matrices, pero ahora sin el tejido de refuerzo, se ensayan 7 muestras (bandas del mismo mortero) sin reforzar, obteniéndose los siguientes parámetros: resistencia a la tracción (σ_{mu}) = 2,48 MPa; elongación de rotura (ϵ_{mu}) = 0,03 % y módulo de Young (E_m) = 8,25 GPa. Pueden apreciarse los incrementos que proporciona el núcleo resistente al sistema TRM, frente a la banda de mortero, estimados en: 3, 2 y 2 órdenes de magnitud para la resistencia, rigidez y elongación, respectivamente.

Propiedad mecánica	Vigas a escala 1/3	Vigas a escala real
Resistencia a compresión del hormigón a 28 días (MPa)	17,2	17,2
Tensión de fluencia del acero (MPa)	672	589
Tensión de rotura del acero (MPa)	703	690

Tabla 4.4: Características mecánicas de los materiales de las vigas.

4.6. Ensayo del refuerzo a flexión con TRM

4.6.1. Construcción de las vigas de hormigón armado

A continuación se presenta un estudio sobre el efecto del refuerzo con TRM (tejido de carbono y acero, respectivamente) sobre vigas de hormigón armado de bajas prestaciones reforzadas frente a la flexión. En esta campaña experimental se trabaja con dos escalas: real (5 vigas) y 1/3 (12 vigas), tal y como se presenta en la Figura 4.9.

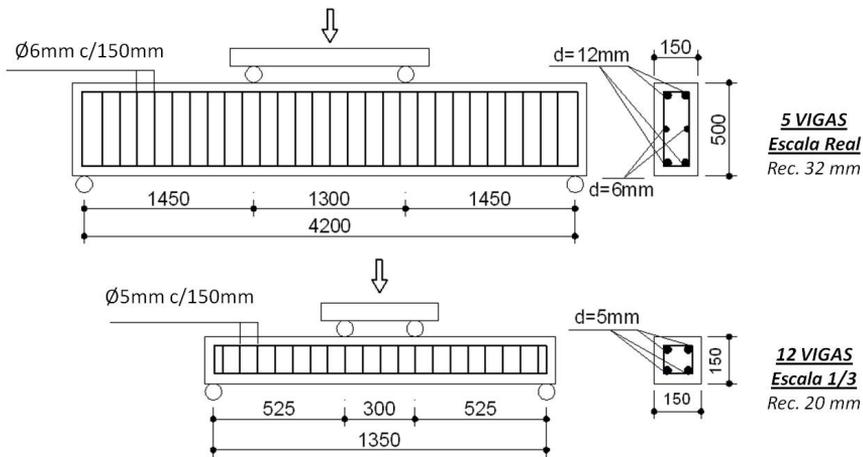


Figura 4.9: Configuración del ensayo a flexión de vigas.

Al objeto de reproducir un hormigón de bajas prestaciones (estructuras antiguas), se optó por diseñar uno de baja calidad con una resistencia media inferior a 20 MPa, adoptando la siguiente dosificación: 200 kg/m³ (cemento) y 0,57 (A/C). Sobre una toma de ese hormigón (Ø 150×300 mm), se ensayó su resistencia media a 28 días (UNE 83303/84) y, adicionalmente, se hizo lo propio con sus armaduras (UNE EN 100002-1), según se indica en la Tabla 4.4.

4.6.2. Refuerzo con TRM de las vigas de hormigón armado

Al objeto de facilitar unas condiciones superficiales de rugosidad adecuadas al refuerzo, se abujardó la cara inferior de cada viga (flexión positiva) que era la que recibiría al TRM.

4 | Refuerzo a flexión de hormigones de bajas prestaciones con TRM

Una vez eliminado por soplado el polvo superficial generado y humectada hasta saturación la superficie adherente, para así obviar absorciones parciales del agua del TRM (mortero), se procede al refuerzo que consiste en (véase Figura 4.10):

- Extensión de una primera capa de mortero con espesor de 4 a 5 mm.
- Colocación del tejido sobre el mortero aún fresco. Conviene estirar el tejido por medio de un rodillo (por ejemplo).
- Cubrición del tejido con una capa de mortero similar a la primera. En caso de ser necesario aplicar más capas de tejido por necesidades estructurales del refuerzo, se procedería de igual manera.
- Adicionalmente, para evitar despegues prematuros del TRM, se instalan anclajes en "U" realizados con el mismo mortero y tejido del refuerzo.

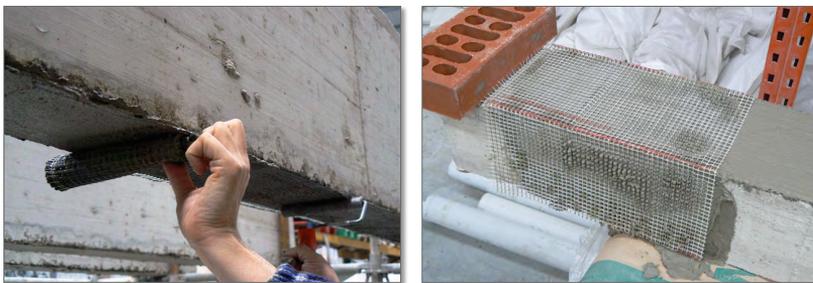


Figura 4.10: Aplicación del TRM en techo (izquierda) y colocación del anclaje en "U" (derecha).

Las 12 vigas a escala 1/3 son: 2 de referencia sin refuerzo (r-1 y r-2), 2 reforzadas con TRM constituido por una capa de tejido de carbono (c1) y, finalmente, 8 vigas reforzadas con tejido unidireccional de acero. Estas últimas desglosadas en: 4 con una capa de tejido (2 sin anclajes "U", s1, y 2 con anclajes en "U", s1u), 2 con dos capas de tejido sin anclaje (s2) y, finalmente, 2 muestras con matriz de resina epoxi (fs1) a modo de comparativa con las s1. Las 5 vigas de escala real se desglosan en: 1 de referencia, sin refuerzo (R), 1 reforzada con cuatro capas de tejido de carbono (C4), 3 reforzadas con tejido unidireccional de acero. De estas tres últimas, una tiene dos capas sin anclar (S2), otra viga igual pero con anclajes en "U" (S2U) y, finalmente, una tercera con cuatro capas de tejido ancladas en "U" (S4U).

4.6.3. Ensayo de las vigas reforzadas

La simulación de carga uniformemente distribuida se asume cumplida con la configuración de flexión de las vigas en cuatro puntos. La deformación se ejerce mediante una velocidad del pistón actuante de $3 \mu\text{m/s}$, controlando la flecha de la viga con 6 LVDTs y captando todas los datos de los sensores en el sistema de adquisición HBM MGC-Plus a 1Hz.

Se constata cómo las vigas de referencia a escala 1/3 (r-1 y r-2) colapsan por deformación excesiva de la armadura de tracción, debido a que se ha querido seguir la sistemática constructiva de antaño empleando acero estirado en frío (menor ductilidad). Sin embargo, en las vigas a escala real (R) el fallo se produce por agotamiento de la cabeza comprimida. Por otro

lado, en las vigas reforzadas con TRM [19] se registran dos modos de fallo distintos (véase Figura 4.11). El primero consiste en el despegue prematuro del TRM desde una fisura intermedia, comenzando en la zona de flector máximo y extendiéndose hacia los apoyos, siendo un fallo localizado en el interior del TRM que provoca la pérdida de su monolitismo (fallo frágil, sin aviso previo). El segundo supone la fractura del refuerzo cuando el tejido del TRM alcanza su máxima elongación.



Figura 4.11: Despegue prematuro (izquierda) y rotura tejido carbono (derecha).

Se observa una variación muy notable del patrón de fisuración. En las vigas sin refuerzo de TRM (referencia) se da una escasa fisuración, mientras que en las reforzadas su número aumenta considerablemente siendo más finas y uniformemente distribuidas que aquellas, indicando un mejor reparto de los esfuerzos. En la Tabla 4.5 se presentan los resultados de la campaña experimental, siendo la flecha indicada la correspondiente al instante de máximo flector, donde el efecto del refuerzo es muy apreciable en todos los casos.

Viga	Tejido de refuerzo	Nº de capas	Momento flector Máximo (kN·m)		Modo de fallo
				Ratio	
r-1	—	—	3,32	—	Acero
r-2	—	—	3,39	—	
c1-1	Carbono	1	5,35	1,61	Refuerzo
c1-2		1	4,63	1,39	
s1-1	Acero	1	6,49	1,95	Despegue prematuro del refuerzo
s1-2		1	7,15	2,15	
s1u-1		1	8,29	2,49	Refuerzo
s1u-2		1	8,25	2,48	
fs1-1		1	8,18	2,46	
fs1-2		1	8,56	2,57	
s2-1		2	9,97	3,00	Despegue prematuro del refuerzo
s2-2		2	9,56	2,88	
R	—	—	72,32	—	Hormigó, cabeza comprimida
C4	Carbono	4	89,29	1,23	Despegue prematuro del refuerzo
S2	Acero	2	102,66	1,42	
S2U		2	99,54	1,38	
S4U		4	114,16	1,57	

Tabla 4.5: Características y resultados de las vigas ensayadas.

Un estudio interesante es analizar las leyes experimentales que proporcionan los diagramas de flector frente a flecha, comprobándose cómo hay cuatro estadios posibles. El primero en el que toda la sección trabaja a flexión hasta que el hormigón se fisura. El segundo que comprende la fase elástica de las armaduras de acero. Un tercer estadio en el que se aprecia de manera notable el efecto del TRM y, finalmente, el cuarto que representa el comportamiento de la viga tras el fallo del refuerzo.

En la Figura 4.12 se muestran las gráficas de las vigas a escala 1/3. Se constata un aumento apreciable de la rigidez, capacidad portante y ductilidad de las vigas reforzadas frente a las de referencia. Ante la baja inercia de la sección de las vigas (150×150mm) el efecto que aporta la rigidez del TRM es muy notable en el segundo estadio antes mencionado (fase elástica del acero).

En el caso particular de las vigas reforzadas con tejido unidireccional de acero, la rigidez de la viga en su segundo y tercer estadios de la flexión se incrementa ligeramente su rigidez con la aplicación de una segunda capa (Figura 4.12d). Además, se aprecia cómo la fragilidad por despegue prematuro (Figura 4.12b) produce una pérdida repentina de capacidad portante y su consiguiente fallo, pero la aplicación de los anclajes ("U"), en ambos extremos, evita el fallo y permite que el TRM asuma carga hasta rotura, aumentándose el momento máximo y la ductilidad de las vigas frente al caso en el que no tengan anclajes. Referente a la sustitución de las matrices (mortero frente a resina epoxi) según las curvas de la Figura 4.12c (familias s1u y fs1) se puede comprobar un comportamiento mecánico muy similar.

Adicionalmente, en la Figura 4.13 se presentan los resultados de las vigas a escala real. Hasta el momento en el que el acero alcanza su valor de fluencia (frontera estadios 2º y 3º), los diagramas de las vigas con y sin refuerzo son muy similares, apenas se registra un ligero incremento de la rigidez. Tratándose ahora de vigas de elevado canto (inercia), tal y como se construía en la época, se minimiza en gran medida el efecto del refuerzo de TRM hasta que alcanzándose el estadio plástico, las armaduras aportan menor rigidez al conjunto, estando relacionada la pendiente de la tercera fase con la rigidez del refuerzo.

En estas vigas grandes, sin anclaje, el despegue prematuro del refuerzo es el modo de fallo habitual. Según se aprecia en las vigas S2U y S4U (anclajes), siendo satisfactorio el efecto de los anclajes, no se alcanza, tal y como ocurría en las vigas pequeñas, la rotura del TRM. Es cierto que la delaminación del refuerzo se retrasa, pero los anclajes terminan cediendo a los elevados esfuerzos de rasante transmitidos (se alcanza una gran deformación en un elemento de gran inercia).

4.7. Estudio analítico-numérico del hormigón reforzado

4.7.1. Modelización a tracción del TRM

Este es el paso previo para abordar el estudio en la viga reforzada en su globalidad. Partiendo de los datos de los ensayos de tracción axial anteriores, es posible desarrollar modelos matemáticos sencillos (ecuaciones constitutivas) que reproduzcan el experimento. Tomando como referencia la Figura 4.5, se aborda la simulación de las 3 fases allí indicadas. La Fase I

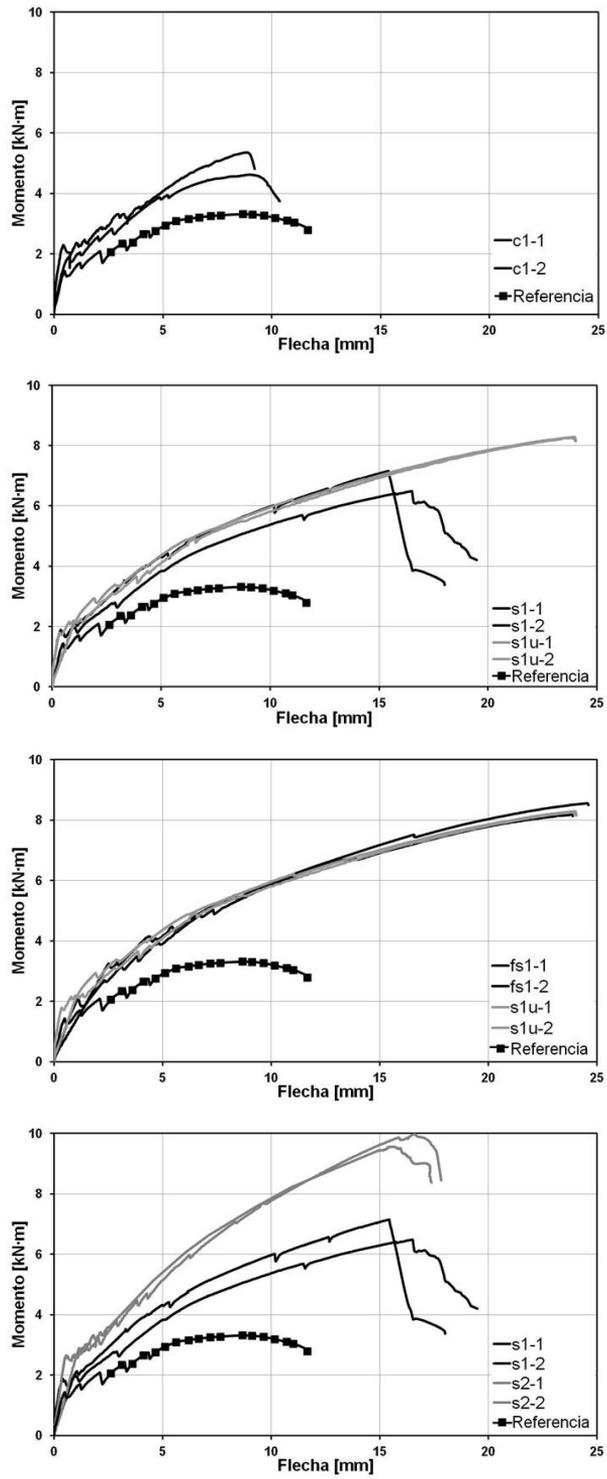


Figura 4.12: Relación momento-flecha en vigas a escala 1/3. Figuras a d de arriba abajo.

4 | Refuerzo a flexión de hormigones de bajas prestaciones con TRM

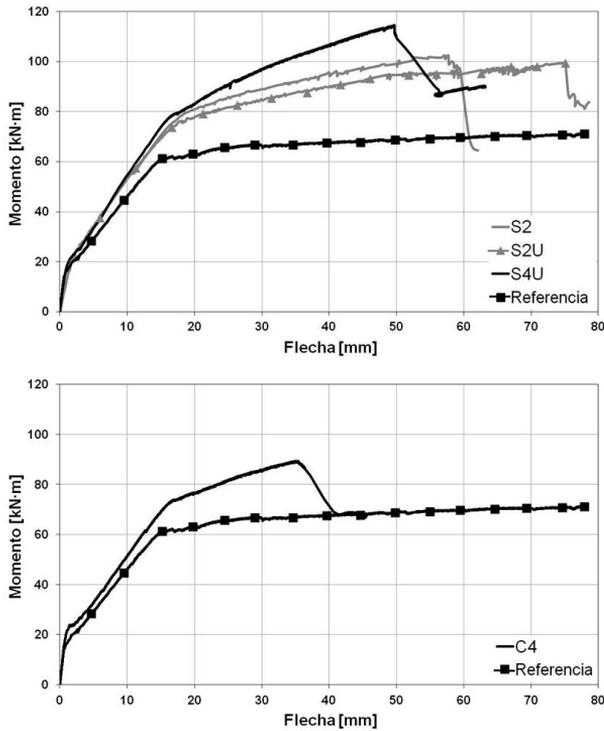


Figura 4.13: Relación momento-flecha en vigas a escala real.

se define utilizando la ley de mezclas que nos dice que el módulo de Young del *TRM* en esta fase E_{c1} depende de la fracción volumétrica del tejido V_f , la del mortero V_m y de los módulos respectivos de las fibras y mortero E_f y E_m , respectivamente:

$$E_{c1} = E_f V_f + E_m V_m \quad (4.1)$$

La Fase II (formación fisuración) se simplifica a una línea horizontal ($E_{c2} = 0$), que se corresponde al comienzo de la fisuración del mortero pudiéndose emplear, de nuevo, la ley de mezclas. Es decir, la tensión media de fisuración del *TRM* (σ_{mc}) se obtiene de la ecuación (la resistencia a tracción pura del mortero σ_{mu} se ha ensayado con anterioridad):

$$\sigma_{mc} = \frac{E_{c1} \sigma_{mu}}{E_m} \quad (4.2)$$

En referencia a la Fase III, por su similitud de comportamiento, se recurre a la expresión del EC2-Parte1³ que permite el control de la fisuración en el hormigón armado [19]. La ecuación 4.3 es el resultado de adaptar esa expresión al *TRM*.

$$\sigma = (\varepsilon - \varepsilon_{mu}) E_f + k_t \frac{\sigma_{mu}}{V_f} (1 + \alpha_e V_f) \quad (4.3)$$

³Eurocódigo.

Siendo:

k_t = factor dependiente de la duración de la carga (empíricamente = 0,2)

α_e = ratio E_f/E_m

$\sigma = \sigma_{mc} = \sigma_{TRM}$

$\varepsilon = \varepsilon_{mc} = \varepsilon_{TRM}$

Es decir, conociendo σ_{mu} puede obtenerse la elongación del *TRM* al final de la fase II (ε_{mc}), según se despeja en la ecuación 4.4:

$$\varepsilon_{mc} = \frac{\sigma_{mc} - k_t \frac{\sigma_{mu}}{V_f} (1 + \alpha_e V_f)}{E_f} + \varepsilon_{mu} \quad (4.4)$$

Con las ecuaciones anteriores, se obtendrían las leyes de modelización frente a las áreas llenas respectivas de las curvas experimentales de la Figura 4.14 donde, únicamente, se incluye el caso del acero por ser el más relevante en cuanto a sus discrepancias con el ensayo.

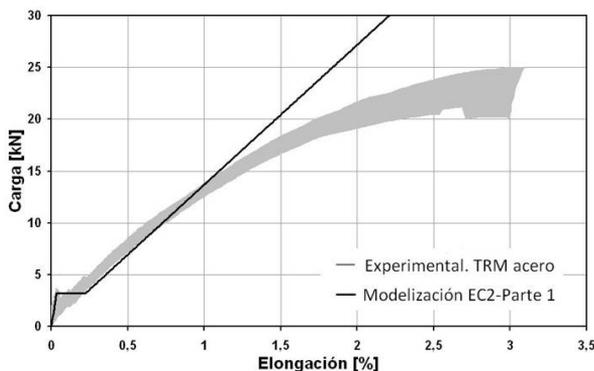


Figura 4.14: TRM tejido de acero: comparativa modelización-experimentación.

Las diferencias entre el modelo y el experimento son despreciables para bajos niveles de deformación. Sin embargo, en estos refuerzos externos, es prioritario controlar el modo de fallo obviando las notables discrepancias que sí se aprecian en el resto de la modelización (divergencia en Fase III). A este respecto, con el fin de mejorar los resultados del modelo propuesto, se introduce la aproximación de Richard y Abbot [29] expresada en la ecuación 4.5, tal y como ya se justifica por los autores en investigaciones anteriores [21]. Con esta corrección, habitual en el caso del hormigón zunchado, se consigue afinar el modelo en la Fase III de fallo, que es el ámbito de fallo del *TRM*, donde la pendiente de las curvas anteriores tiende a cero.

$$f_c = \frac{(E_1 - E_2) \varepsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_1 - E_2) \varepsilon_c}{f_0} \right)^n \right]^{\frac{1}{n}}} + E_2 \varepsilon_c \quad (4.5)$$

Las ecuaciones 4.3 y 4.5 se entrelazan para conformar la ecuación 4.6 que ya encaja mucho mejor con los resultados experimentales.

$$\sigma = \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{mu})E_f}{\left[1 + \left(\frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_{mu})E_f}{f_0}\right)^n\right]^{\frac{1}{n}}} + k_t \frac{\sigma_{mu}}{V_f} (1 + \alpha_e V_f) \quad (4.6)$$

En esta ecuación, para E_1 se asigna el módulo de Young del tejido E_f y se asume que la Fase III tiende a la asíntota horizontal (buen ajuste experimental), por lo que puede fijarse un E_2 nulo. Es decir, f_0 refleja el valor de la ordenada de esa asíntota cuyo dato se establece como la resistencia máxima del TRM a tracción uniaxial en el ensayo anterior: 1865 MPa y 2959 MPa para el acero y carbono, respectivamente. Todo lo cual se concreta en la Figura 4.15 que ya incluye la corrección de Richard y Abbot.

En definitiva, el modelo aquí presentado puede emplearse como una ecuación constitutiva del TRM en tracción, según vías de estudio analítico-numérica para vigas de hormigón armado con este sistema TRM, objeto de desarrollo en el siguiente apartado.

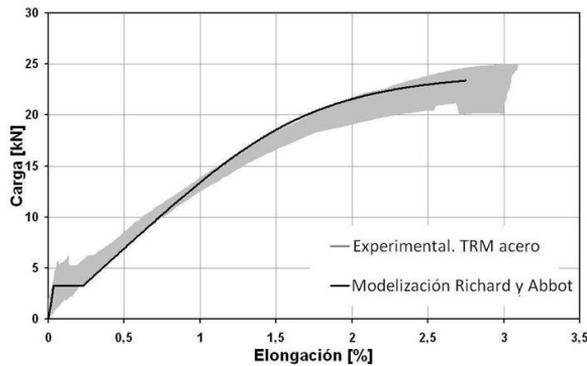


Figura 4.15: TRM tejido de acero: comparativa final modelización-experimentación.

4.7.2. Modelo numérico de vigas de hormigón armado reforzadas a flexión

Siguiendo la vía analítica antes expuesta, se pasa ahora a su integración en el caso de una viga de hormigón armado reforzada con TRM. Los estudios analítico-numéricos, convenientemente desarrollados, pueden llegar a ahorrar notables recursos en las, algunas veces, demasiado extensas campañas experimentales. Ya se da cierto histórico sobre la aplicación de modelos numéricos en refuerzos como es el caso del FRP [32] o el SRP [22], por ejemplo.

Para el caso del presente capítulo, el modelo de la viga reforzada con TRM se desarrolla en Microsoft[®] Excel y está basado en la discretización, a modo de láminas paralelas a las fibras traccionadas/comprimidas, según niveles de la sección transversal. De modo tal que el hormigón se divide en 52 elementos lámina (rectangulares), tal que la armadura de acero y el refuerzo de TRM se asignan al nivel o lámina en el que geoméricamente estén ubicados.

Para la ecuación constitutiva del hormigón a compresión, se sigue lo indicado en el EC2-Parte 1, mientras que para el acero de las armaduras se adopta el modelo de Park y Pauley

[27] y, finalmente, para modelizar el *TRM* (lamina o nivel traccionado) se emplea el modelo anteriormente desarrollado. Mediante un proceso iterativo, puesto a punto por los autores en colaboración con el Profesor Carlos Chastre de la Universidad Nova de Lisboa [19], el modelo calcula la deformación longitudinal de todos los niveles definidos. Por lo tanto, la carga relacionada con esa deformación (ecuaciones constitutivas) deberá garantizar el equilibrio de la sección.

Dicho lo anterior, empleando el concepto de curvatura (φ), y partiendo de la deformación del nivel superior de la sección (ε_0), se puede obtener la deformación del resto de niveles siguiendo la ecuación 4.7 y la Hipótesis de Bernoulli [17]:

$$\varepsilon^i = \varepsilon_0 + \varphi \cdot y^i \quad (4.7)$$

Donde:

- ε^i = deformación unitaria del nivel correspondiente
- ε_0 = deformación unitario del nivel superior
- φ = curvatura de la sección
- y^i = altura del nivel estudiado

Una vez definidas todas las deformaciones y haciendo uso de las ecuaciones constitutivas, se determinan las tensiones respectivas por lámina/nivel, al objeto de que se garantice el equilibrio (ecuaciones 4.8 y 4.9), obteniéndose así el momento flector resultante.

$$N = \sum_{i=1}^{nc} f_c^i A_c^i + \sum_{i=1}^{ns} f_s^i A_s^i + \sum_{i=1}^{nf} f_f^i A_f^i \quad (4.8)$$

$$M = \sum_{i=1}^{nc} f_c^i A_c^i y_c^i + \sum_{i=1}^{ns} f_s^i A_s^i y_s^i + \sum_{i=1}^{nf} f_f^i A_f^i y_c^i \quad (4.9)$$

Adicionalmente, el cálculo de la flecha se aborda según la EHE-08⁴ [10], siguiendo el método Branson [4], método que quedaría invalidado para flechas que conduzcan a la plastificación del acero. Para estos últimos casos, claves en elementos de hormigón armado a flexión, se adopta una interpretación de la teoría de la rótula plástica adaptada a las vigas ensayadas [19], cuestión ya ajena al presente capítulo.

4.8. Correspondencia analítico-experimental

Una vez aplicada la simulación anteriormente propuesta a las vigas armadas con *TRM* (escaladas y de tamaño real), su adaptación a los ensayos queda patente en la Figura 4.16, correspondiente al caso del *TRM* con alambres de acero, estando recogidos los restantes desarrollos, de similar comportamiento, en la tesis del Dr. Pello Larrinaga [19].

A partir de la observación de las curvas (series "s1" y "s2"), se concluye que el modelo realiza una simulación correcta de los ensayos hasta que se produce el despegue prematuro

⁴Instrucción de hormigón estructural.

del TRM, que no es capaz de predecir. Al objeto de poder avanzar ese despegue, se requeriría un estudio específico del comportamiento de la interfase TRM-hormigón, cuestión ya del todo ajena a los alcances del presente capítulo. En el caso de las vigas con los anclajes "U" [19], el modelo sí acierta a prever, de manera aproximada, el punto de rotura del TRM.

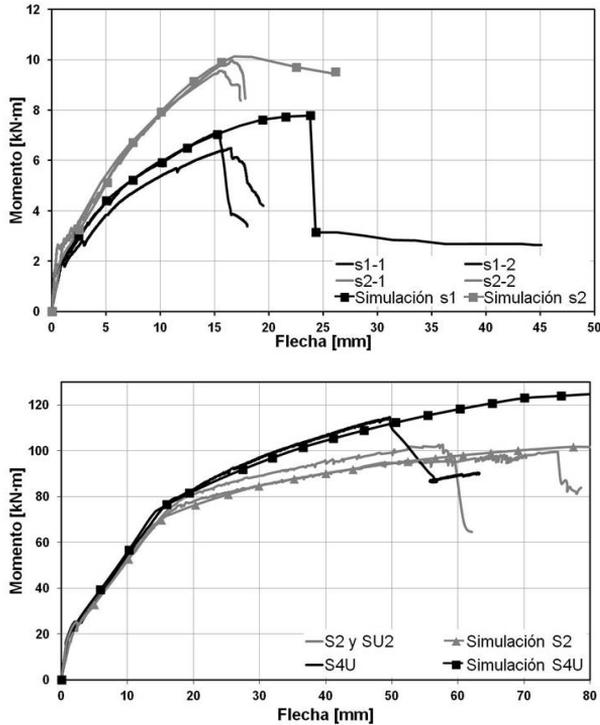


Figura 4.16: Correspondencia simulación-experimento en vigas 1/3 (arriba) y reales (abajo).

Finalmente, en la misma figura anterior se comprueba cómo la correspondencia analítico-experimental de las vigas a escala real tiene un compromiso más que óptimo, aunque tampoco reproduce adecuadamente el desprendimiento prematuro del TRM. Tarea esta última de estudio para abordarla en líneas futuras de investigación.

4.9. Conclusiones

El presente capítulo detalla los resultados del ensayo de doce vigas escaladas a 1/3 y otras cinco a escala real, reforzadas todas ellas a flexión mediante la solución de materiales compuestos denominada TRM (matriz de mortero y tejido de refuerzo). Los resultados del estudio estructural, sobre los casos aquí analizados de hormigones de bajas resistencia (antiguos), han sido plenamente satisfactorios aportándose, además, un completo estudio numérico que desarrolla las ecuaciones constitutivas del TRM en tracción uni-axial, así como del refuerzo de las vigas.

Sometidas a un estado de cargas de flexión, todas las vigas reforzadas han incrementado su capacidad portante y su deformabilidad. De igual modo, se han observado distintas tipologías de fallo con unos mecanismos que se relacionan con la pérdida de la acción reforzante, debido a un despegue prematuro, eficazmente contrarrestado con el uso de anclajes (en U). Este tipo de fallo es causado por la gran fuerza de rasante transmitida en la interfase hormigón-refuerzo.

Para tratar de obviar el despegue prematuro, se hace necesario optimizar el comportamiento del *TRM*. Como enfoques posibles a seguir para poder realizar este cometido, destacar el empleo de morteros modificados, geometrías de tejidos que logren una completa impregnación, o recubrimientos de mechones que confieran un comportamiento monolítico al conjunto de las fibras.

El *TRM* ha sido simulado correctamente mediante un modelo basado en el cálculo de fisuras incluido en el Eurocódigo 2. La sencillez del modelo permite su uso como ecuación constituyente, en análisis numéricos que reproduzcan su efecto como material de refuerzo. A este respecto, el estudio a tracción pura del *TRM* ha sido de gran interés al objeto de implementar el modelo propuesto.

El empleo del Método de los Elementos Finitos para el presente capítulo, no ha sido considerado adecuado por parte de los autores. La razón no es otra que, para el caso particular de refuerzo aquí presentado, podrían resultar excesivamente consumidores de tiempo de computación, con unos resultados no siempre acordes a las salidas de la experimentación. Es por este motivo por lo que en el presente capítulo se ha empleado un análisis numérico *ad hoc*, que siendo sencillo ha resultado en unos valores bastante aproximados frente a la realidad experimental aquí constatada.

4.10. Líneas futuras

Con los trabajos presentados en este capítulo los autores han constatado la necesidad a futuro de optimizar aún más el comportamiento resistente del material compuesto *TRM*. A este respecto, se sugiere abundar en el diseño de nuevas matrices (morteros modificados), otras geometrías de celdilla de los tejidos técnicos, o capas de imprimación sobre las fibras para mejorar su adherencia con las diferentes matrices. Podrían también plantearse otros materiales para las fibras, como pudieran ser los de origen natural (vegetales y pelo animal), más acordes (precio, sostenibilidad ambiental, etc.) con los entornos culturales y de oficio constructivo considerado para el refuerzo.

Vistas las cuestiones del despegue sustrato-refuerzo, parece necesario abordar a futuro también estudios sobre la adherencia a simple o doble solape. Estudio, por otro lado, muy sensible a las condiciones de contorno y ejecutoria del refuerzo, con lo que nunca debería perderse de vista que estos ensayos debieran complementarse con otros de mayor escala, y más próximos a las situaciones reales de trabajo de la estructura, pocas veces bajo estados tan puros de carga (solo adherencia).

Todas estas cuestiones, también podrían complementarse con estudios sobre la durabilidad de estos novedosos sistemas de refuerzo, según algunas condiciones ambientales, críticas, de trabajo.

Agradecimientos Los autores desean agradecer el apoyo financiero de la Diputación Foral de Bizkaia (DFB-7/12/TK/2009/10), del Gobierno Vasco (IT781-13) y, finalmente, de la Fundación Iñaki Goenaga por su programa de becas predoctorales.

Bibliografía seleccionada

De cara a detallar todo lo relativo al *TRM* y su aplicación en el hormigón, la tesis doctoral de uno de los autores resulta de gran apoyo [19]:

- LARRINAGA P. *Flexural Strengthening of Low Grade Concrete Through the Use of New Cement-Based Composite Materials*. PhD Tesis. Universidad del País Vasco (2011).

En este documento se parte de los principios básicos del material *TRM* por un lado y hormigón pobre o antiguo por el otro, llegando a todo lo tratado en el presente capítulo con mucho más detalle y precisión.

Adicionalmente, en el congreso FRPRCS-8 fue donde por primera vez se presenta el *TRM* a escala mundial y es en sus libros de actas donde también puede encontrarse una completa información de base para el presente capítulo.

- *8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures - FRPRCS-8*. FRPRCS8 Proceedings Ed. Prof. T.C. Triantafillou, University of Patras (2007). ISBN 978-960-89691-0-0.

Referencias

- [1] BOSC, J.L., CHAUVEAU, J.M. AND CLÉMENT, J. *Joseph Monier et la naissance du ciment armé*. Éditions du Linteau. Paris, 2001.
- [2] BOURNAS, D. A., LONTOU, P. V., PAPANICOLAOU, C. G., AND TRIANTAFILLOU, T. C. Textile-reinforced mortar versus fiber-reinforced polymer confinement in reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal* 104, 6 (2007), 740–748.
- [3] BRAMESHUBER, W. *Textile Reinforce Concrete. State-of-the-art*. Report of RILEM Technical Committee TC 201-TRC. Ibac-RWTH Aachen University, Aachen, 2006.
- [4] BRANSON, D.E. *Deformation of Concrete Structures*. McGraw-Hill, 1971.
- [5] BROWN, J.P. *Study in the history of Civil Engineering*. Newby F. London, 2001.
- [6] BURGOS-NÚÑEZ, A. El desastre del tercer depósito, cien años después. *Revista de Obras Públicas* 3458 (2005), 25–48.
- [7] COLBY, A.L. *Reinforced concrete in Europe*. The Chemical Publishing Company. Easton, 1909.
- [8] CUYPERS, H., AND WASTIELS, J. A. Stochastic cracking theory for the introduction of matrix multiple cracking in textile reinforced concrete under tensile loading. *Proceedings of the 1st International RILEM Symposium. RILEM Technical Committee 201-TRC. Aachen* 34, 2 (2006), 107 – 118.
- [9] DI TOMMASO, A., FOCACCI, F., MANTEGAZZA, G., GATTI, A. *FRCM versus FRP Composites to Strengthen RC Beams: a Comparative Analysis*. Proceedings of the 8th Fiber-Reinforced-Polymer Reinforcement to Concrete Structures, FRPRCS-8. Patras, 2008.

- [10] EHE-08. *Instrucción para el Proyecto y Ejecución de Obras de Hormigón en Masa y Armado*. Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento. BOE nº203, 23701-23717, Madrid, España, 2008.
- [11] ESCRIBANO, J. *Siniestralidad Arquitectónica en el Estado Español desde 1984 a 1987*. PhD thesis, Universidad del País Vasco, 1992.
- [12] FRANCE COMMISSION DU CIMENT ARMÉ. *The properties and design of reinforced concrete*. D Van Nostrad Company. New York, 1912.
- [13] GARCÍA, D., SAN-JOSÉ, J. T., GARMENDIA, L., AND LARRINAGA, P. Comparison between experimental values and standards on natural stone masonry mechanical properties. *Construction and Building Materials* 28, 1 (2012), 444 – 449.
- [14] GARMENDIA, L., SAN-JOSÉ, J. T., GARCÍA, D., AND LARRINAGA, P. Rehabilitation of masonry arches with compatible advanced composite material. *Construction and Building Materials* 25, 12 (2011), 4374 – 4385.
- [15] HEGGER, J., AND VOSS, S. Investigations on the bearing behaviour and application potential of textile reinforced concrete. *Engineering Structures* 30, 7 (2008), 2050 – 2056.
- [16] HÄUBLER-COMBE, U., AND HARTIG, J. Bond and failure mechanisms of textile reinforced concrete (TRC) under uniaxial tensile loading. *Cement and Concrete Composites* 29, 4 (2007), 279 – 289.
- [17] JIMENEZ, P., GARCÍA, A., MORÁN, F. *Hormigón Armado. 14a Edición Basada en la EHE*. Gustavo Gili Editorial S.A., 2000.
- [18] KURRER, K. E. *The History of the Theory of Structures. From Arch Analysis to Computational Mechanics*. Ernst & Sohn. Berlin, 2008.
- [19] LARRINAGA, P. *Flexural Strengthening of Low Grade Concrete Through the Use of New Cement-Based Composite Materials*. PhD thesis, Universidad del País Vasco, 2011.
- [20] LARRINAGA, P., CHASTRE, C., SAN-JOSÉ, J.T., GARMENDIA, L. Non-linear analytical model of composites based on basalt textile reinforced mortar under uniaxial tension. *Composites Part B: Engineering. In press* (2013), 93–103.
- [21] LARRINAGA, P., SAN-JOSÉ, J.T., GARCÍA, D., GARMENDIA, L. Refuerzo a flexión de hormigón de bajas prestaciones mediante materiales compuestos de matriz inorgánica. *Hormigón y Acero* 63, 266 (2012), 79–93.
- [22] LOPEZ, A., GALATI, N., ALKHRDAJI, T., AND NANNI, A. Strengthening of a reinforced concrete bridge with externally bonded steel reinforced polymer (SRP). *Composites Part B: Engineering* 38, 4 (2007), 429 – 436.
- [23] MARCOS, I., SAN-MATEOS, R., LASARTE, N. *Conception and Design of Reinforced Concrete Structures in the Early Twentieth Century: Considerations for Analysis*. Universidad de Cantabria. Santander, 2012.
- [24] MARSH, C. F. *Reinforced Concrete*. D Van Nostrad Company. New York, 1904.
- [25] MONTENEGRO, M. Muelles de fábrica sobre terrenos de escasa resistencia. *Revista de Obras Públicas* 1909 (1912), 203.
- [26] PAPANICOLAOU, C. G., AND PAPANTONIOU, I. C. Mechanical Behaviour of Textile Reinforced Concrete (TRC) / Concrete Composite Elements. *Journal of Advanced Concrete Technology* 8, 1 (2009), 35–47.
- [27] PARK, R., AND PAULAY, T. *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, 1975.
- [28] PELED, A., AND BENTUR, A. Fabric structure and its reinforcing efficiency in textile reinforced cement composites. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing* 34, 2 (2003), 107 – 118.
- [29] RICHARD, R., AND ABBOT, B. Versatile elástico-plastic stress-strain formula. *Journal of Engineering Mechanics* 4 (1975), 511–515.

4 | Referencias

- [30] SAN-JOSÉ, J.T., GARCÍA, D., GARAY, A., CASTILLO, J. *Novelty FRP strengthening systems applied to different substrates: analysis of the anchorage behaviour. FRPRCS-8*. Editor Prof. T.C. Triantafillou, University of Patras, Patras, 2007.
- [31] SIMONNET, C. *Hormigón. Historia de un material. Economía, técnica, arquitectura*. Editorial Nerea, San Sebastián, 2009.
- [32] TOUTANJI, H., ZHAO, L., AND ZHANG, Y. Flexural behavior of reinforced concrete beams externally strengthened with CFRP sheets bonded with an inorganic matrix. *Engineering Structures* 28, 4 (2006), 557 – 566.
- [33] TRIANTAFILLOU, T. C., AND PAPANICOLAOU, C. G. Shear strengthening of reinforced concrete members with textile reinforced mortar (TRM) jackets. *Materials and Structures* 39, 1 (2006), 93–103.
- [34] VALLUZZI, M.R. *et. al.* Round robin test for composite-to-brick shear bond characterization. *Materials and Structures* 45, 12 (2012), 1761–1791.
- [35] VIETEZ, J.A. *Patología estructural. Aspectos Químicos, Normativa y Estadística*. PhD thesis, Universidad del País Vasco, 1984.

5

Refuerzo a cortante de vigas de hormigón armado mediante *TRM*

Christian Escrig

Resumen El *Textile Reinforced Mortar (TRM)* es un material compuesto que ha sido desarrollado con la intención de minimizar los inconvenientes que presenta el *Fiber Reinforced Polymer (FRP)* en aplicaciones del ámbito de la ingeniería civil. A pesar de los estudios realizados el *TRM* aún está en fase embrionaria de conocimiento, sobretodo en el ámbito del refuerzo a cortante de estructuras de hormigón armado. En el presente capítulo se muestra la preparación y los resultados de ensayar vigas de hormigón armado reforzadas a cortante con diferentes combinaciones de *TRM*. Como resultado de esta campaña experimental, se puede determinar que una sola capa de refuerzo aplicada con una configuración en "U" es capaz de incrementar entre un 40% y un mínimo del 60% la capacidad de resistencia a cortante de un elemento estructural de hormigón con deficiencias en el armado transversal, en función de la combinación del tipo de tejido y de mortero. Además, algunos de estos refuerzos son capaces de evitar la rotura frágil de este tipo de estructuras, aspecto importante desde el punto de vista de la seguridad en edificios e infraestructuras que requieran ser rehabilitados.

5.1. Introducción

El refuerzo de estructuras de hormigón armado tiene una larga trayectoria y un amplio campo de aplicación debido al gran volumen de construcciones existentes que, desde el día que se ejecutaron, van degradándose progresivamente.

Desde el inicio de la crisis financiera global de finales de la década de los 2000, la construcción de obra civil, residencial e industrial, ha decaído notablemente, justo al contrario que la rehabilitación de infraestructuras existentes. Motivos como el cambio de uso de estas

Christian Escrig

Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria
Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, Colón 11, TR45, Terrassa, 08222 Barcelona, España
e-mail: christian.escrig@upc.edu

DOI: [10.3926/oms.203](https://doi.org/10.3926/oms.203) • Omnia Publisher, 2014

construcciones (aumento de cargas en servicio) o modificaciones en los parámetros de diseño en los códigos referentes a las acciones sísmicas, han hecho aumentar considerablemente el número de elementos estructurales a reforzar frente al esfuerzo cortante.

Actualmente existen varias técnicas para aumentar la resistencia a cortante de las estructuras de hormigón armado. Todas ellas presentan sus ventajas e inconvenientes, pero la evolución histórica de las estrategias de refuerzo tiende a priorizar la rapidez y facilidad de ejecución, y la mínima afectación de la estructura existente. Así es como empezaron a aparecer los materiales compuestos en la obra civil: primero con la introducción del *FRP* y luego con el desarrollo del *TRM*.

El presente capítulo desarrolla un breve estado de la técnica de lo descrito anteriormente, así como una explicación detallada de la campaña experimental llevada a cabo en el CER-LITEM BarcelonaTECH referente al estudio de vigas de hormigón armado reforzadas con diferentes combinaciones de *TRM*. Con los datos obtenidos de los ensayos se realiza una introducción al estudio analítico de la cuestión, donde, según la orientación actual del estado de la técnica, la tendencia reside en la adaptación de la formulación existente del *FRP* al *TRM*. Finalmente se desarrollan las pertinentes conclusiones y se proponen unas líneas futuras de investigación que intenten avanzar en el estado de la técnica.

5.2. Breve estado de la técnica

5.2.1. Contextualización histórica

A pesar de que existen muestras de que las antiguas civilizaciones (Persia, Mesopotamia, Roma, etc.) ya utilizaban primitivos hormigones para realizar construcciones¹, en el ámbito de la edificación, se considera a François Coignet (1856-1915) el padre del hormigón moderno, cuando en 1861 plasma el ideal de construir monolíticamente mediante bloques de conglomerado de hormigón unidos entre sí [12].

Años antes, el hormigón armado ya había empezado a ser utilizado en otras aplicaciones fuera del ámbito de la construcción. En 1848, Joseph-Louis Lambot (1814-1887) construyó una embarcación de hormigón con una malla de alambres de hierro dispuestos en su interior, cuya presentación pública fue en la Exposición Universal de París en 1855. Sin embargo, la primera patente de un objeto realizado con hormigón armado la desarrolló el jardinero parisino Joseph Monier (1823-1906) en 1867 con la construcción de recipientes para jardinería. A partir de esa patente Monier desarrolló su uso en vigas y otras estructuras relacionadas con los ferrocarriles [8]. Posteriormente François Hennebique (1842-1921) contribuyó al uso y difusión del hormigón armado con su sistema patentado de construcción [22]. Hasta finales del siglo XIX Hennebique construyó miles de casas en Francia y Bélgica, promovió el uso de este material y realizó los primeros códigos de dimensionamiento estructural.

A pesar de la difusión de Hennebique, hasta después de la Primera Guerra Mundial el hormigón armado no fue tomado como material competidor directo del acero en el ámbito

¹Tal y como se puede observar en las etimologías de las palabras *betón*, *calcestruzzo* o *concrete* [29].

de la construcción y el diseño estructural. Hasta esa fecha el uso del hormigón armado en la construcción se había restringido a los equipamientos industriales (fábricas, depósitos, silos, canales, etc.).

El auge del hormigón armado como material de uso en la construcción llegó con los tratados de Le Corbusier (1887-1965) [13] que lo percibe como un material idóneo para las creaciones y diseños arquitectónicos. En ese sentido, Le Corbusier concibe los elementos hormigón armado aptos para ser fabricados industrializadamente de manera que la construcción de edificios residenciales se convierte en la producción de "máquinas de vivir".

Pero no es hasta después de la Segunda Guerra Mundial cuando el uso del hormigón armado se extiende de forma general en todos los ámbitos de la construcción de manera generalizada. Con la necesidad de reconstruir una Europa arrasada por la guerra, el aumento significativo y creciente de la población y las mejoras tecnológicas en la fabricación del hormigón y el acero para las armaduras, que han hecho este material competitivo económicamente, el hormigón armado se ha convertido en el material de construcción más utilizado hasta la fecha.

Después de más de 60 años de construcción con hormigón armado, el volumen actual de infraestructuras y edificios existentes a lo largo del planeta es, como mínimo, significativo. Todos ellos se han ido (y se están) degradando gradualmente debido a diferentes motivos, dejando entrever que, si se desea su continuación en servicio, deben ser mantenidos y/o reparados.

5.2.2. Necesidad de reforzar

Las estructuras de hormigón armado se ven afectadas por el paso del tiempo. Sus prestaciones se ven mermadas por motivos físicos, químicos y mecánicos. Efectos como la fatiga, la fisuración del hormigón y la consecuente alta probabilidad de ataque químico, la corrosión de las armaduras, los asentamientos o los impactos provocan una degradación en este tipo de estructuras y hacen disminuir su capacidad resistente. En este sentido, la vida útil de los elementos de hormigón armado viene definida por el tiempo que tardan las prestaciones mecánicas de estos elementos en llegar a un mínimo.

El refuerzo de una estructura existente de hormigón armado puede ser concebido desde diferentes puntos de vista. Según Rostam [27], la durabilidad de un elemento de hormigón armado es un parámetro función del diseño, los materiales, la ejecución y el curado. En la actualidad todos los códigos obligan a realizar un diseño de las estructuras de hormigón armado teniendo en cuenta la durabilidad y un plan de mantenimiento de las mismas durante su vida útil. Una problemática habitual reside en que existen edificios e infraestructuras ejecutados antes de la aparición de estos criterios de diseño en los códigos, incluso antes de los códigos mismos. En este caso, si no existe un plan específico de mantenimiento, la degradación de sus estructuras de hormigón armado se ve acelerada, acortando así su vida útil (véase Figura 5.1). En estos casos se pueden reforzar las estructuras existentes de acuerdo con un plan de mantenimiento específico que consiga que la pérdida de capacidad portante sea atenuada.

La crisis financiera y económica global ha agitado profundamente el sector de la construcción, provocando una brusca desaceleración en las ejecuciones de nuevas infraestructuras

5 | Refuerzo a cortante de vigas de hormigón armado mediante TRM

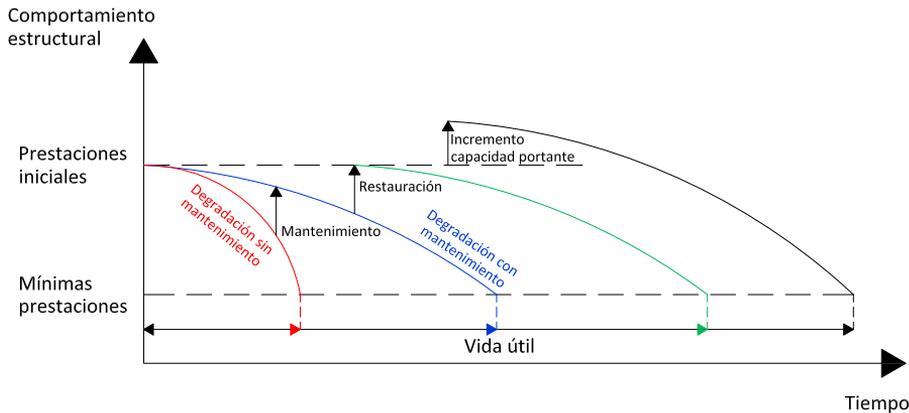


Figura 5.1: Diagrama del comportamiento estructural de los elementos de hormigón armado y las posibles intervenciones de refuerzo.

y edificios residenciales. En cambio, se prevé que en los futuros años la tendencia sea la de rehabilitar construcciones existentes para alargar su vida útil. Así pues, otra posible necesidad de refuerzo reside en la reparación parcial o restauración total de las estructuras de hormigón armado. En el primer caso, se lleva a cabo una solución para los daños que haya podido sufrir la estructura a lo largo del tiempo. En el segundo, se prevé la completa restauración de la estructura, asegurando la misma capacidad portante que la que tenía en su puesta en servicio.

Finalmente, y siguiendo en la misma línea de aprovechamiento de construcciones ya ejecutadas, se puede dar el caso de que se deban incrementar la capacidad portante de los elementos estructurales existentes a causa de actualizaciones del código de diseño o cambios en el uso previsto de los edificios.

Todos estos casos motivan el refuerzo de las estructuras de hormigón armado, pero en el caso concreto de incrementar la resistencia a cortante, la evolución de los códigos de diseño que hacen referencia a las acciones sísmicas y los propios daños causados por los terremotos, son los dos principales motivos que justifican la necesidad de reforzar.

5.2.3. Soluciones tradicionales de refuerzo a cortante

Las estrategias para reforzar un conjunto estructural se pueden dividir en tres grupos de actuaciones: (1) la inserción de un nuevo sistema estructural, (2) las soluciones e intervenciones específicas para patologías concretas y (3) el refuerzo del sistema estructural existente con el incremento de sección transversal y/o la adición de nuevos materiales de refuerzo.

El primer caso supone una actuación lenta y agresiva para el conjunto del edificio con una nula incidencia sobre la capacidad resistente de la estructura existente. La segunda actuación consiste específicamente en un saneamiento de las partes dañadas de la estructura. En este caso sí que se puede hablar de un aumento de la capacidad portante de la estructura deteriorada, pero en ningún caso superando la resistencia que tenía el elemento en su puesta en servicio. En cambio, con el incremento de la sección transversal o la adición de nuevos materiales

reforzantes sí que es posible aumentar la capacidad portante para la cual había sido diseñada la estructura inicialmente.

Existen diferentes técnicas para reforzar e incrementar la resistencia a cortante de estructuras de hormigón armado. Estas se pueden resumir en los siguientes casos:

- (a) Ampliación de la sección transversal o aumento del número de estribos.
- (b) Refuerzo con placas de acero pegadas o atornilladas.
- (c) Refuerzo con tirantes de acero postensados.
- (d) Refuerzo con materiales compuestos de matriz orgánica (FRP).

Todas estas técnicas, cuya aplicación aún se realiza a día de hoy, presentan ventajas e inconvenientes. Sus características se presentan a continuación:

(a) Ampliación de la sección transversal o aumento del número de estribos

Incrementar la resistencia de un elemento estructural de hormigón armado aumentando su sección es seguramente la técnica más antigua de todas las presentadas anteriormente. La capacidad a cortante del elemento estructural se ve acrecentada debido a que la contribución del hormigón aumenta (véase Figura 5.2 izquierda). Estudios realizados demuestran que es necesario disponer estribos adicionales para que las tensiones a cortante puedan ser absorbidas, así como para garantizar el efecto de confinamiento necesario para transmitir el cortante entre la interfase de la sección existente y la suplementada [4]. Para llevar a cabo esta operación es necesario realizar una actuación *in situ* mediante encofrados y apuntalamientos del elemento a reforzar, dejándolo fuera de servicio hasta pasados 28 días después del hormigonado de la sección incrementada.

Otra técnica que supone la modificación e intervención directa sobre la estructura diseñada reside en añadir estribos allí donde sea necesario sin incrementar la sección transversal (véase Figura 5.2 derecha). El proceso de refuerzo consiste en repicar la zona a reforzar hasta dejar descubierto el esqueleto de la estructura, colocar el estribo y rellenar la zona con mortero sin retracción. Esta operación, si se hace de forma puntual y escalonada, no requiere retirar de servicio al elemento estructural.

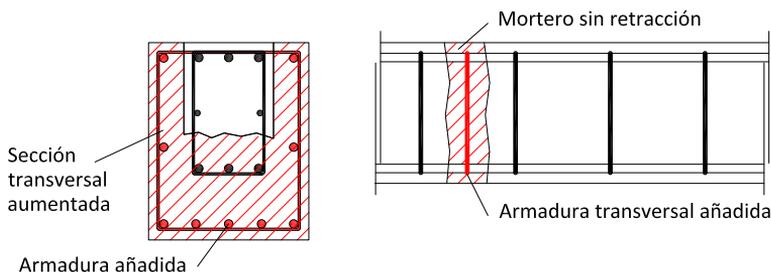


Figura 5.2: Refuerzo mediante actuación directa en la sección existente de hormigón armado: (izquierda) incremento sección transversal, (derecha) adición de estribos.

Generalmente, esta técnica es la que requiere una menor inversión económica debido al

bajo coste de los materiales empleados y a que no se requieren operarios con una formación específica. Desde el punto de vista del aumento de la capacidad resistente, este tipo de aplicación es de las más eficaces, ya que la inserción de nuevas armaduras y el efecto de confinamiento que estas producen, hacen de la estructura reforzada un nuevo elemento estructural de comportamiento resistente totalmente definido. Por el contrario, esta actuación resulta lenta y laboriosa. A pesar de tener los recursos suficientes para realizar la operación lo más rápidamente posible, la estructura no puede ponerse en servicio hasta que el nuevo hormigón no alcance una mínima resistencia (habitualmente a los 28 días desde su ejecución). Además, las dimensiones de la estructura se ven incrementadas, con el consecuente incremento de peso y rigidez (no siempre deseado), y el impacto estético asociado.

(b) Refuerzo con placas de acero pegadas o atornilladas

El refuerzo a cortante mediante placas de acero se suele realizar uniendo estos componentes, de forma continua [1] o con una configuración tipo estribos (véase Figura 5.3), al sustrato del elemento de hormigón mediante resinas epoxi. Este tipo de técnica ha caído en desuso con la aparición de los polímeros reforzados con fibras (*FRP*) dada su superior relación resistencia/peso.

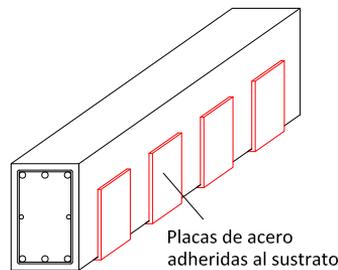


Figura 5.3: Refuerzo con placas de acero distribuidas en forma de estribos.

Un aspecto clave en el diseño de este tipo de refuerzo es el adhesivo. Si bien es cierto que el acero es un material idóneo para aumentar la resistencia a flexión y a cortante de los elementos estructurales de hormigón armado, el aumento de la capacidad portante que este refuerzo proporcionará a la estructura vendrá limitado por la capacidad de transmisión de tensiones que tenga la resina epoxi [19]. Esta técnica resulta eficaz pero puede presentar problemas relacionados con el deslizamiento de la resina, dado su comportamiento viscoelástico y la pérdida de propiedades mecánicas de la misma cuando está expuesta a altas temperaturas.

Una variante a este tipo de unión es atornillar directamente las placas de acero a la estructura existente. Esta solución resulta una alternativa en aquellas estructuras donde no es posible el uso de adhesivos, pero resulta poco eficaz por el número de anclajes que se deben realizar para competir con las resinas, respecto a la transmisión de esfuerzos al refuerzo. Una buena solución planteada para mejorar la eficacia de esta técnica de refuerzo es la combinación de las dos metodologías de adherencia: primero se fijan las placas metálicas a la estructura existente mediante tornillos y posteriormente se rellena la interfase entre el refuerzo y el sustrato con resina. Finalmente, una vez endurecido el adhesivo, se aprietan los tornillos para garantizar el contacto entre los componentes.

(c) Refuerzo con tirantes de acero postensados

El refuerzo con tirantes de acero postensados es la técnica más eficaz para restaurar e incrementar la capacidad portante de estructuras de hormigón armado altamente degradadas o dañadas. Consiste en introducir una compresión externa al elemento estructural mediante el tensionamiento de un tirante fijado a los extremos (véase Figura 5.4). Con esta metodología se descarga la tracción en las armaduras (aumento de la capacidad portante a flexión) y se comprime el hormigón (aumento de la capacidad portante a cortante).

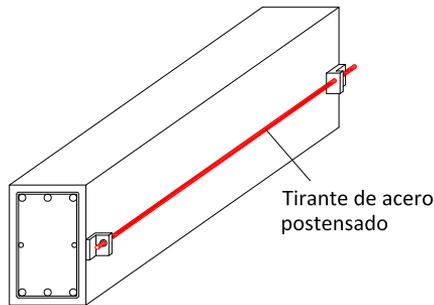


Figura 5.4: Refuerzo con tirante de acero postensado.

El inconveniente que presenta esta estrategia de refuerzo es que su aplicación es compleja, necesitando operarios con formación especializada para su instalación. Además, se debe realizar un análisis global de la estructura teniendo en cuenta los esfuerzos horizontales adicionalmente aplicados. Según su configuración y diseño, cabe la posibilidad de que el conjunto estructural existente no sea capaz de absorber y distribuir estos esfuerzos.

(d) Refuerzo con materiales compuestos de matriz orgánica (FRP)

La introducción de los materiales compuestos en la ingeniería civil supuso una revolución en las estrategias de refuerzo de estructuras de hormigón armado por su versatilidad y facilidad de aplicación. Su estudio empezó a realizarse después de la Segunda Guerra Mundial, pero su aplicación quedaba restringida a la industria militar y aeronáutica. No fue hasta finales de la década de 1980 cuando su utilización empezó a expandirse en el sector de la construcción y las infraestructuras [5].

Los materiales compuestos de matriz orgánica (FRP) están formados por una matriz polimérica de altas prestaciones (habitualmente resinas epoxi) reforzadas con fibras. La principal función de la matriz es mantener las fibras unidas y protegerlas de la abrasión y las agresiones medioambientales. En cuanto a las fibras, estas pueden ser de diferentes materiales, pero las más utilizadas históricamente son las de vidrio, carbono o aramida. Estas se suelen distribuir en la matriz en láminas unidireccionales o bidireccionales.

Las principales diferencias entre este refuerzo y las otras técnicas descritas anteriormente son su carácter anisotrópico, que hace conveniente la orientación de las fibras del refuerzo paralelas a las tracciones a que esté sometido el elemento estructural, y su comportamiento lineal elástico hasta su rotura. Esta última característica es importante tenerla en cuenta en el caso de realizar un diseño plástico del elemento estructural.

Del mismo modo que en las placas de acero pegadas a la estructura existente, el sistema *FRP* necesita ser adherido al sustrato mediante el uso de resinas tipo epoxi. Para garantizar el correcto pegado del *FRP*, antes de aplicar la resina es necesario tratar previamente la superficie del elemento a reforzar. Entre los procesos a realizar se destaca la abrasión de la superficie del hormigón mediante un chorreo de arena, la posterior limpieza de esta superficie y la aplicación de un producto polimérico denominado *primer* que actúa como transición entre el sustrato inorgánico y el adhesivo orgánico, mejorando la compatibilidad química entre ambos. Por último, se aplica el adhesivo sobre el *FRP* y sobre la superficie de hormigón tratada previamente, para finalizar con la fijación del refuerzo a la estructura existente.

En cuanto a las tipologías de *FRP*, existen dos productos de uso habitual en refuerzos a cortante: los sistemas precurados y los de aplicación húmeda o de curado *in situ* (véase Figura 5.5), siendo la principal diferencia entre ellos el proceso de curado de la matriz. En el primer sistema la matriz se cura de forma industrializada y se suministra el *FRP* como producto finalizado en forma de láminas rígidas. En cambio, en los sistemas de aplicación húmeda la matriz se adhiere a las fibras una vez estas se han situado en la zona a reforzar. En este caso las fibras son suministradas en forma de tejido flexible y la matriz en forma líquida, consolidando el sistema *FRP* a la vez que se adhieren las fibras al sustrato de la estructura.

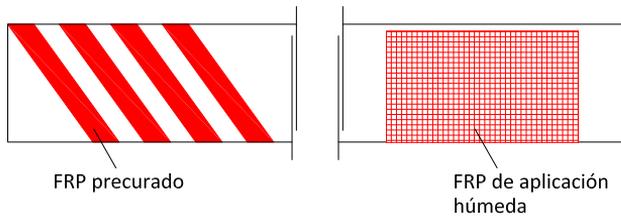


Figura 5.5: Aplicación *FRP* como refuerzo a cortante: (izquierda) sistema precurado y (derecha) sistema de aplicación húmeda o de curado *in situ*.

Los primeros estudios del uso del *FRP* como refuerzo a cortante de estructuras de hormigón armado [7] desarrollaron un modelo analítico que trataba el *FRP* como si fueran estribos de acero. En los siguientes años, se realizaron diversos estudios experimentales [3, 11, 20, 30] con resultados satisfactorios en cuanto al incremento de la resistencia a cortante de las estructuras reforzadas, pero con ciertas divergencias entre los estudios analíticos desarrollados, debido a la complejidad de cuantificar la influencia de las variables que intervienen en los diversos mecanismos de ruptura observados. Posteriormente, Triantafyllou y Antonopoulos [31] analizaron más de 75 ensayos y determinaron que se puede suponer el *FRP* como un refuerzo interno de la estructura, considerando para el cálculo de su resistencia última a cortante en la dirección principal, una deformación eficaz (ϵ_{fe}) generalmente menor que la deformación última de rotura (ϵ_{fu}). Esta deformación eficaz no es un parámetro constante y disminuye al crecer la rigidez axial del *FRP* ($\epsilon_f \rho_f$), así como al disminuir la resistencia a tracción del hormigón de la estructura reforzada. Además, se observó que la contribución del *FRP* a la resistencia a cortante del elemento estructural crece linealmente con la rigidez axial del *FRP* hasta cierto valor límite ($(\epsilon_f \rho_f)_{lim}$), después del cual los mecanismos de despegue del refuerzo hacen que la ganancia de capacidad a cortante sea menor.

Desde el punto de vista aplicativo, las principales ventajas que ofrece esta técnica son la alta relación resistencia-peso del *FRP* y la rapidez en la instalación del refuerzo y la posterior puesta en servicio de la estructura reforzada. Además, el *FRP* es un refuerzo resistente a la corrosión y ofrece un menor impacto visual que las estructuras reforzadas mediante otras técnicas, debido a que los cambios en la geometría de la estructura son mínimos [18].

5.2.4. *Textile-Reinforced Mortar*

A pesar de que el uso del *FRP* supuso una revolución en el refuerzo de estructuras de hormigón armado, a lo largo del tiempo se han ido detectando diferentes inconvenientes debido al uso de resinas en la impregnación de las fibras (como matriz del *FRP*) y en la fijación del refuerzo al sustrato [25, 33]. Entre estas desventajas se pueden incluir el mal comportamiento de las resinas epoxi a temperaturas por encima de la temperatura de transición vítrea, el alto coste relativo de las resinas, la imposibilidad de aplicar el *FRP* en superficies húmedas o a bajas temperaturas, la ausencia de permeabilidad al vapor de agua, la incompatibilidad de los adhesivos y matrices orgánicas del refuerzo con los sustratos inorgánicos, la dificultad de la evaluación de los daños post-sísmicos de las estructuras de hormigón armado reforzadas con mantas de *FRP* sin daños aparentes y el riesgo para la salud de los instaladores del refuerzo debido los productos tóxicos que contienen las resinas.

La evolución planteada para minimizar los inconvenientes que presentaba el *FRP* fue cambiar la matriz orgánica por una de mortero con base cementítica. Con este cambio, debido a la granulometría del mortero, no se obtuvieron buenos resultados en aspectos como la penetración e impregnación de las fibras en productos de refuerzo tipo láminas con alta densidad de material. Por ello el siguiente paso fue actuar sobre la distribución de las fibras. Para garantizar que la matriz de mortero lograra penetrar y humedecer las fibras, estas se agruparon en mechones flexibles y se distribuyeron en forma de malla unidireccional o bidireccional formando una estructura tipo tejido. Esta configuración de las fibras, conjuntamente con la matriz de mortero, dio lugar a lo que se conoce como *Textile-Reinforced Mortar (TRM)* (véase Figura 5.6).

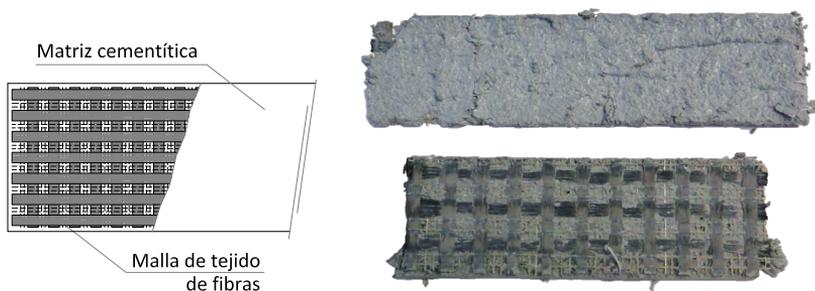


Figura 5.6: Descripción del *TRM*: esquema de configuración interna (izquierda) e imagen interna del refuerzo y del producto acabado (derecha).

El tipo de configuración interna del *TRM* tiene sus orígenes en el ferrocemento [24], material de construcción impulsado después de la Segunda Guerra Mundial por la industria naval,

consistente en elementos estructurales de cemento reforzados internamente por mallas metálicas electrosoldadas, conocidas también como tela de gallinero, con la función de ofrecer resistencia a tracción. Teniendo una estructura similar, el *TRM* ha sido diseñado para actuar como refuerzo que aporte resistencia a tracción a elementos de hormigón armado, aunque durante años su aplicación ha sido principalmente en estructuras de obra de fábrica.

Las mallas del *TRM* pueden estar constituidas por varios materiales. Actualmente se puede encontrar en el mercado mallas de fibra de vidrio, fibra de carbono, fibra de basalto, fibra de Poliparafenil Benzobisoxazol (PBO) y fibra de alambres de acero. El tejido del *TRM* es el encargado de proporcionar el incremento de resistencia a tracción al elemento reforzado, estando limitada su capacidad por la facultad que tenga el mortero de transmitir las tensiones entre el elemento estructural existente y la malla de fibras. De esta forma, a diferencia del *FRP*, la matriz del *TRM* actúa también como adherente al sustrato de la estructura existente. Los morteros que se aplican en esta técnica suelen ser de base cementítica (uso común para sustratos de hormigón), base cal o puzzolánicos, y están específicamente diseñados, mediante la incorporación de aditivos químicos y microfibras, para garantizar la adherencia del correspondiente tipo de tejido al sustrato a reforzar. En todos los casos, las fibras deben ser químicamente compatibles con el mortero de aplicación.

Por otro lado, analizando el comportamiento mecánico del *TRM* respecto a los refuerzos con matriz orgánica, se pueden observar grandes diferencias. Mientras en el *FRP* la matriz es significativamente más dúctil que las fibras y el material compuesto tiene un comportamiento lineal elástico hasta la rotura, en el *TRM* la matriz es considerablemente más frágil que la malla de fibras, aspecto que provoca la fisuración del mortero antes de que el tejido desarrolle su capacidad máxima a tracción, obteniendo así un pronunciado comportamiento no lineal. Una vez fisurada la matriz del *TRM* de manera múltiple, el tejido de fibras será capaz de soportar un incremento de tracciones siempre y cuando el volumen de fibras del refuerzo sea superior a un mínimo, valor entorno al 1-3 % [26].

Hasta la fecha se han realizado varios estudios con estructuras de hormigón armado reforzadas con *TRM* a flexión [10, 16, 21] confinamiento de pilares [9, 33], así como la realización de estudios de la aplicación de este refuerzo en obra de fábrica sometida a compresión excéntrica [6] y en arcos de mampostería sometidos a cargas puntuales hasta el colapso [17]. En la mayoría de ellos, el *TRM* se muestra como una técnica de refuerzo competitiva para lograr un aumento de resistencia y capacidad de deformación, aunque en algunos casos con una menor eficiencia que con la técnica *FRP*.

Varios artículos científicos desde el año 2006 tratan la temática del incremento de resistencia a cortante de vigas de hormigón armado mediante diferentes configuraciones *TRM*. En [10] se comprueba que el *TRM* ofrece incrementos de resistencia aplicando hasta 4 capas de tejido, aunque su eficiencia se ve reducida a partir de la 2ª capa aplicada de tejido en el caso que no existan conectores mecánicos externos que aseguren su adherencia. Por otro lado, en [28, 32] se propone que, al igual que en el caso del *FRP*, se pueda tratar el *TRM* como si fuera un refuerzo interno de la estructura, considerando para el cálculo de su resistencia última a cortante en las direcciones principales la deformación eficaz (ϵ_{re}) del refuerzo. Finalmente, en [2] se muestra la viabilidad de incrementar la capacidad a cortante de elementos de hormigón armado mediante tejidos de basalto con matrices cementíticas, así como que el aumento

de resistencia está relacionado con el número de capas de refuerzo y con la orientación de las mallas de tejido respecto la dirección de las tensiones de cortante.

A pesar de ser un refuerzo competitivo a nivel de incremento de resistencia y solucionar algunos de los inconvenientes que presenta el *FRP*, el *TRM* manifiesta también algunas desventajas, sobretodo en el ámbito del tiempo de espera para poder poner la estructura reforzada en servicio, ya que -por lo general- el mortero tarda 28 días en alcanzar la resistencia deseada.

5.3. Campana experimental

En el apartado desarrollado a continuación se realiza una breve descripción de las diferentes etapas que han constituido la campana experimental del presente estudio, realizado por el grupo de investigación CER-LITEM BarcelonaTECH , así como la exposición de los resultados y su análisis crítico.

5.3.1. Construcción de las vigas

Para el presente estudio se han ejecutado nueve vigas de hormigón armado de 1,70 m de longitud y una sección transversal de 300×300 mm. Todas las vigas se han diseñado con un déficit de resistencia a cortante, logrado mediante la no disposición de armadura transversal en los extremos de las vigas en una distancia igual a dos veces la altura de la sección (véase Figura 5.7). Se ha dispuesto un armado longitudinal 3Ø16 tanto en la parte superior como en la inferior de la viga, suficiente armadura para asegurar el fallo por cortante de las mismas.

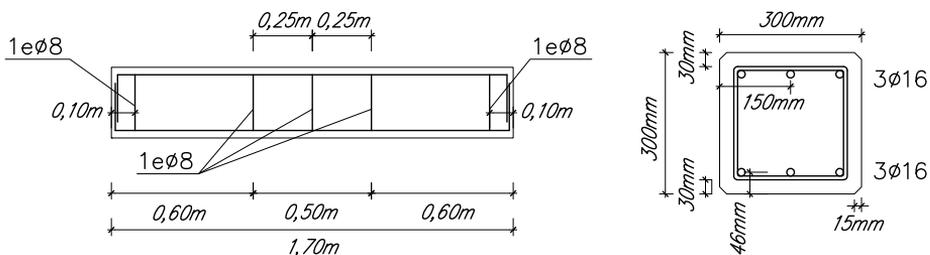


Figura 5.7: Detalle de la geometría y del refuerzo de las vigas construidas y ensayadas: despiece armaduras longitudinal y transversal (izquierda) y sección transversal (derecha).

Las vigas se han ejecutado en tres amasadas distintas. Las resistencias a compresión del hormigón de cada amasada se han obtenido mediante la toma de muestras y el ensayo de cinco probetas cúbicas de lado 150 mm, según UNE-EN 12390-3 [35] (véase Tabla 5.1). Por otro lado, las armaduras dispuestas en las vigas han sido de acero clase B500S. En la fabricación se han utilizado encofrados metálicos, disponiendo en ellos la armadura antes del proceso de hormigonado. Este se ha llevado a cabo vertiendo el hormigón directamente de la cuba. A medio llenado y en la fase de plena capacidad del encofrado se han realizado

operaciones de vibrado del hormigón y finalmente la eliminación de material sobrante para ajustar las tolerancias dimensionales del elemento estructural.

Fecha de la amasada	Resistencia media a compresión f_{cm} (MPa)
22/12/2011	34,07
13/01/2012	33,78
24/01/2012	40,85

Tabla 5.1: Resistencias del hormigón según amasada.

5.3.2. Materiales de refuerzo

Tal y como se ha descrito en apartados anteriores, el TRM es un material compuesto formado por fibras dispuestas en forma de malla y mortero que actúa como matriz inorgánica y adherente al sustrato de la estructura existente. En el presente estudio, de las nueve vigas de hormigón construidas, se han reforzado ocho de ellas utilizando cuatro combinaciones diferentes de fibras y mortero.

Para observar el comportamiento de diferentes materiales de refuerzo existentes en el mercado, se ha optado por estudiar cuatro tipologías de fibras: Vidrio, PBO, Basalto y Carbono (véase Figura 5.8). Se han elegido estos tejidos para el estudio debido a que presentan una alta adaptabilidad a la morfología del sustrato, necesaria para realizar configuraciones de refuerzo en "U". Existen otros tejidos en el mercado que son más rígidos y no presentan esta adaptabilidad. Estos tejidos, como pueden ser los compuestos por fibras de acero, son mucho más aptos para realizar refuerzos en un plano continuo.

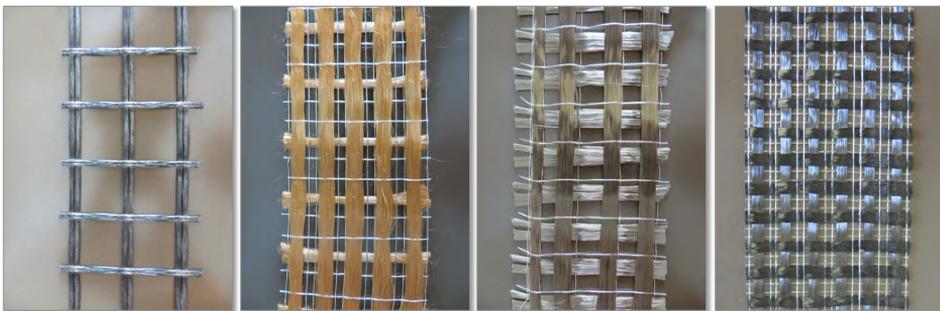


Figura 5.8: Fibras utilizadas en el estudio (de izquierda a derecha): Vidrio, PBO, Basalto y Carbono.

Estas fibras están constituidas en mallas de distintas arquitecturas y diferentes configuraciones anisotrópicas. En la Figura 5.9 se aprecia que todas las mallas presentan una configuración de refuerzo bidireccional, exceptuando la de PBO que es unidireccional. También es destacable que los tejidos de PBO, Basalto y Carbono presentan un tamaño de celda similar, habiendo una separación entre mechones de fibras entre 10-15 mm. En cambio, se puede observar que el tejido de fibra de vidrio presenta una configuración sensiblemente diferente, siendo la que tiene un tamaño de celda mayor. Este hecho puede ser un inconveniente desde

el punto de vista de uniformidad de la respuesta estructural, en aquellos elementos resistentes donde el ancho de la zona a reforzar no sea suficiente para mitigar el efecto malla del refuerzo.

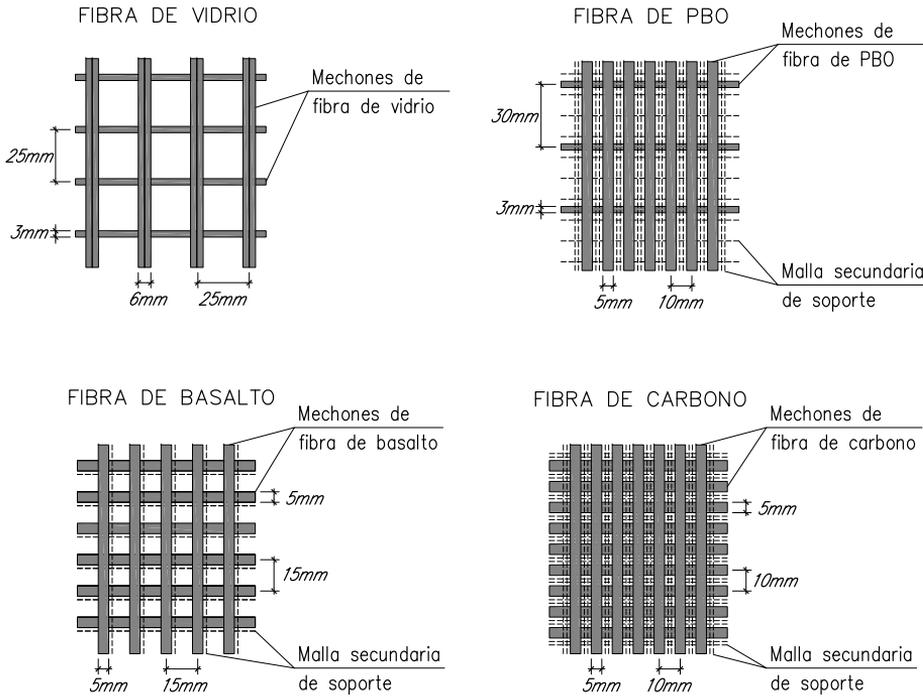


Figura 5.9: Arquitectura de las mallas utilizadas: Vidrio, PBO, Basalto y Carbono.

En cuanto a las propiedades mecánicas (véase Tabla 5.2) se observa que las fibras de PBO son las que presentan una mayor resistencia a tracción y un mayor módulo de Young. En cambio el mayor alargamiento reside en las fibras de vidrio. Al estar dispuestas estas fibras en forma de malla, las características mecánicas de los tejidos deben ser ponderados por el espesor equivalente del refuerzo en cada caso; esto es, tener en cuenta de manera implícita la densidad de fibras por unidad de ancho de malla, variable dependiente de la morfología de los mechones y de la medida de la celda.

Material	Resistencia a la tracción f_{fk} (MPa)	Alargamiento a la rotura ϵ_{fu} (%)	Módulo de Young E_{fu} (GPa)	Espesor equivalente [†] t_f (mm)	Orientación de las fibras	Código
Vidrio	2600	3,00	90	0,0420	Bidireccional	V
PBO	5800	2,15	270	0,0455	Unidireccional	P
Basalto	1735	1,93	90	0,0530	Bidireccional	B
Carbono	3400	1,80	240	0,0470	Bidireccional	C

[†] Espesor equivalente en cada una de las direcciones en caso de ser un tejido bidireccional.

Tabla 5.2: Fibras utilizadas y características mecánicas.

Los morteros utilizados en el presente estudio son morteros de base cementítica o puzzolánica específicamente diseñados para su aplicación en TRM. La mayoría de ellos presentan diferentes aditivos y fibras para maximizar las propiedades del refuerzo en base al tipo de fibra aplicado. Por ello, generalmente, las empresas suministradoras del tejido aportan también un mortero específico que actúe como matriz del material compuesto. Con el objeto de caracterizar la resistencia a flexión y la resistencia a compresión de cada tipo de mortero utilizado, se han ensayado 6 probetas de 160×160×40 mm según lo establecido en UNE-EN 1015-11:2000 [34] (véase Figura 5.10). Los resultados de estos ensayos se recogen en la Tabla 5.3.

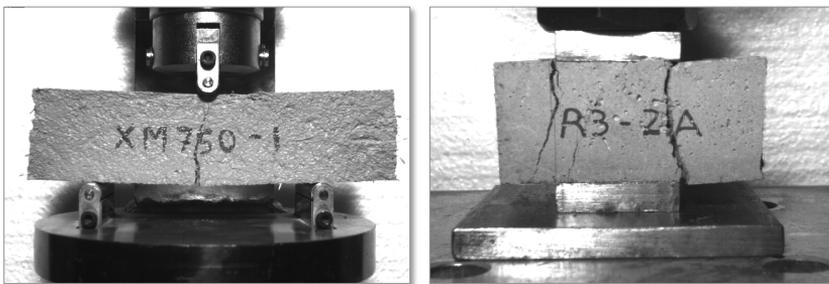


Figura 5.10: Ensayos de caracterización de los diferentes tipos de mortero según UNE-EN 1015-11:2000: determinación de la resistencia a flexión (izquierda) y determinación de la resistencia a compresión (derecha).

Tipo de mortero	Resistencia a compresión (MPa)	Resistencia a flexión (MPa)	Código
Mortero bicomponente a base de cementos de alta resistencia y aditivos poliméricos	35,40 (2,53)	8,63 (0,57)	PHDM
Mortero hidráulico de alta adherencia con fibras y adiciones especiales	30,02 (2,21)	10,65 (0,80)	XM750
Mortero hidráulico modificado con adiciones poliméricas (PCC)	24,65 (1,43)	8,13 (0,99)	R3
Mortero hidráulico puzzolánico	24,95 (1,64)	7,87 (0,78)	XM25

Tabla 5.3: Morteros utilizados y características mecánicas experimentales (entre paréntesis se indica la desviación estándar).

5.3.3. Aplicación del refuerzo en las vigas de hormigón

Dado que el principal objetivo del presente estudio es observar el comportamiento mecánico y la aplicabilidad de diferentes combinaciones de tejidos y morteros como refuerzo a cortante de elementos estructurales de hormigón armado, se han reforzado ocho de las nueve vigas con cuatro combinaciones diferentes de TRM en las zonas donde la configuración del armado no contiene estribos, como se ilustra en la Figura 5.11. En todos los casos se ha dispuesto el refuerzo a cortante mediante una configuración en "U", también conocida como *U-jacketing*. Esta configuración presenta una buena combinación entre la eficacia del refuerzo y la aplicabilidad del mismo en vigas existentes. En los tejidos unidireccionales las fibras principales se han dispuesto con una orientación de 90° respecto de la directriz longitudinal de la viga. De la misma forma las fibras de los tejidos bidireccionales se han orientado con

los ejes que forman 0° y 90° respecto la misma directriz. En la Tabla 5.4 se pueden observar los tipos de combinaciones de *TRM* utilizados y la nomenclatura final de cada una de las vigas ensayadas. Además, se especifica si cada combinación es comercial (el tejido y el mortero son suministrados como componentes de un único producto final por la misma empresa fabricante) o, por el contrario, es no comercial (el tejido y el mortero son suministrados por empresas diferentes y no constituyen, a priori, partes concebidas de un producto final).

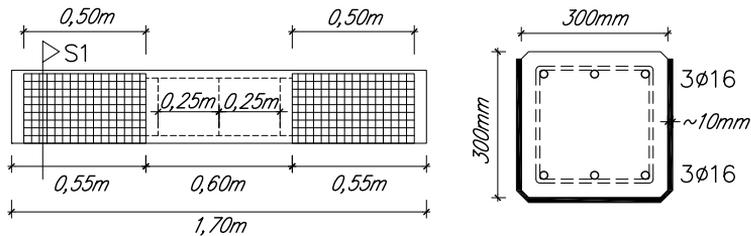


Figura 5.11: Detalle de la geometría y del refuerzo de las vigas reforzadas: ubicación del refuerzo (izquierda) y sección 1 - configuración del refuerzo en "U" (U-jacketing) (derecha).

Tipo de Fibra	Tipo de Mortero	Tipo de Combinación	Designación vigas
Vidrio (V)	PHDM	Comercial	V-VPDM-01
			V-VPDM-02
PBO (P)	XM750	Comercial	V-PXM750-01
			V-PXM750-02
Basalto (B)	R3	No Comercial	V-BR3-01
			V-BR3-02
Carbono (C)	XM25	Comercial	V-CXM25-01
			V-CXM25-02
-	-	-	V-CONTROL

Tabla 5.4: Combinaciones de *TRM* usadas la campaña experimental y nomenclatura de las vigas ensayadas.

La preparación de los materiales se ha llevado a cabo según las necesidades y los condicionantes de los fabricantes en cada caso. En relación a las fibras, en todos los casos menos en el tejido de basalto, el material suministrado tenía el suficiente ancho para cubrir la zona destinada a refuerzo con un solo tramo. En el caso del basalto, la compañía suministra el producto con un ancho inferior a la zona prevista de refuerzo. La solución ha sido duplicar los tramos de tejido instalado, manteniendo un solapamiento de 70 mm en todo el perímetro de la sección reforzada. Respecto a la preparación del mortero se han seguido las instrucciones de los fabricantes en cada caso, en cuanto a proporciones de los componentes de la mezcla, tiempos y velocidades de amasado y tiempos máximos de aplicación. En la preparación de la mezcla, generalmente, se ha procedido a añadir la fase sólida progresivamente a la fase líquida (agua o preparado con específicos químicos). En todos los casos se han mezclado los dos componentes de forma mecánica mediante el uso de un mezclador helicoidal de sección plana asociado a un taladro. En ningún caso se recomienda el amasado manual por no garantizar la homogeneidad de la mezcla.

Con el fin de garantizar una adherencia óptima entre el sustrato de la estructura existente y el refuerzo, Larrinaga [21] propone una metodología definida para la aplicación del TRM en estructuras de hormigón. Inicialmente, para asegurar la penetración del mortero al sustrato del elemento existente, es necesario realizar un tratamiento superficial en la zona de la estructura de hormigón que se va a reforzar. Esta operación consiste en eliminar el grano fino de la superficie del hormigón mediante procedimientos mecánicos (véase Figura 5.12 izquierda), con el uso de un martillo percutor con varillas metálicas o el de una máquina desbastadora con disco de diamante de granulometría adecuada. Una vez abierto el poro en la zona de la estructura de hormigón que se va a reforzar, es importante eliminar los restos arena y polvo mediante la aplicación de ráfagas de aire comprimido o técnicas manuales para dejar la estructura preparada para el procedimiento de aplicación de refuerzo.



Figura 5.12: Preparación de las superficies de la estructura existente.

Tras la preparación del sustrato de la estructura existente se inicia el procedimiento de aplicación del refuerzo. Como se ha expuesto en las secciones anteriores, el TRM es un material compuesto donde la matriz inorgánica actúa también como adhesivo al sustrato de la estructura existente. Este adhesivo, en forma de mortero, debe estar preparado con la relación de agua/cemento proporcionada por el fabricante en cada caso. Dado que el hormigón fraguado es un material poroso con una determinada capacidad de absorción de agua (aumentada por el hecho de haber eliminado la capa de grano fino), si se aplica el mortero directamente sobre el sustrato de la estructura existente se produciría una transferencia de agua de la matriz del TRM hacia el hormigón y un consecuente cambio en las propiedades químicas y mecánicas del propio mortero. Para evitar este efecto de transferencia de agua entre los dos materiales, antes de aplicar el mortero sobre la superficie del elemento, se humedece toda la zona donde se aplicará el refuerzo hasta la saturación de la propia estructura de hormigón (véase Figura 5.13 izquierda). Dado que tampoco sería deseado el efecto contrario, que el mortero absorbiese agua del sustrato de hormigón saturado, antes de empezar a aplicar la matriz del refuerzo, se eliminan los excesos y sobrantes de agua del sustrato de hormigón. Llegados a este punto se aplica la primera capa de mortero en la zona de refuerzo, garantizando un espesor entre 3 y 5 mm. Su correcta aplicación es de especial importancia dado que actuará como parte de la matriz del material compuesto y como adherente del refuerzo a la estructura existente. Finalizada la aplicación de la primera capa de mortero, se procede a la fijación de las fibras. El tejido, previamente cortado a la medida deseada, se presenta en la zona de refuerzo para, posteriormente, embeber dentro de la primera capa aplicada de mortero (véase Figura 5.13 centro). Es importante que en esta operación el mortero aún esté húmedo para asegurar la impregnación de éste en las fibras del tejido dispuesto en forma de malla, garantizando así una buena conexión mecánica entre ambos. Para acabar con el proceso de

aplicación del refuerzo, se añade una segunda y última capa de mortero (véase Figura 5.13 derecha). Esta capa también debe tener un espesor entre 3 y 5 mm, dotando al refuerzo *TRM* de un grosor total aproximado de 1 cm.



Figura 5.13: Aplicación del refuerzo.

En el caso que se desee aplicar más de una capa de tejido, se deberían repetir estas dos últimas operaciones, vigilando especialmente que el mortero permanezca húmedo y garantice la impregnación de las diferentes capas de malla. En esta casuística, las capas intermedias de mortero deberán tener un espesor de 2 a 4 mm. La capa final de mortero debe tener un acabado uniforme, ofreciendo un espesor del *TRM* y un recubrimiento de la malla constante en toda la zona de refuerzo. Por otro lado, al ser el *TRM* un material de matriz inorgánica, se debe tener un especial cuidado con el curado del mismo, evitando exposiciones directas al sol o al viento que favorezcan altas velocidades de curado que hagan aparecer fisuras en el mortero. Se recomienda mantener la zona húmeda sobre todo en las primeras horas después de la aplicación. Un buen indicativo de la correcta instalación del refuerzo reside en que la malla de tejido no se debe vislumbrar una vez finalizada la aplicación de la última capa de mortero y su posterior proceso de acabado con llana.

5.3.4. Ensayos

El presente estudio experimental ha consistido en someter a un ensayo a flexión de tres puntos las nueve vigas construidas, ocho de ellas reforzadas previamente a cortante con *TRM*. Con una luz libre entre soportes de 1,50 m, los ensayos llevados a cabo han consistido en la aplicación de un solo punto de carga descentrado que lograra movilizar los mecanismos de flexión y cortante, intentando evitar el comportamiento estructural de bielas y tirantes que se desarrolla, por ejemplo, en ménsulas cortas. En este sentido, el punto de aplicación de la carga ha sido descentrado de tal manera que la distancia hasta el soporte no fuera menor que dos veces la altura de la viga (véase Figura 5.14). En todos los casos los especímenes se han apoyado en cilindros metálicos con el giro no restringido de forma que los soportes constituyeran rótulas en el plano de la viga.

La aplicación de la carga se ha llevado a cabo mediante un actuador hidráulico de 500 kN de capacidad. Todos los ensayos se han realizado con control por desplazamiento a una velocidad constante de 1 mm/min, donde el control de la señal ha sido gobernado por un sistema MTS y los datos de fuerza aplicada han sido adquiridos por una célula de carga MTS de 500 kN de capacidad. La flecha ha sido medida en tres planos de deformación mediante seis

5 | Refuerzo a cortante de vigas de hormigón armado mediante TRM

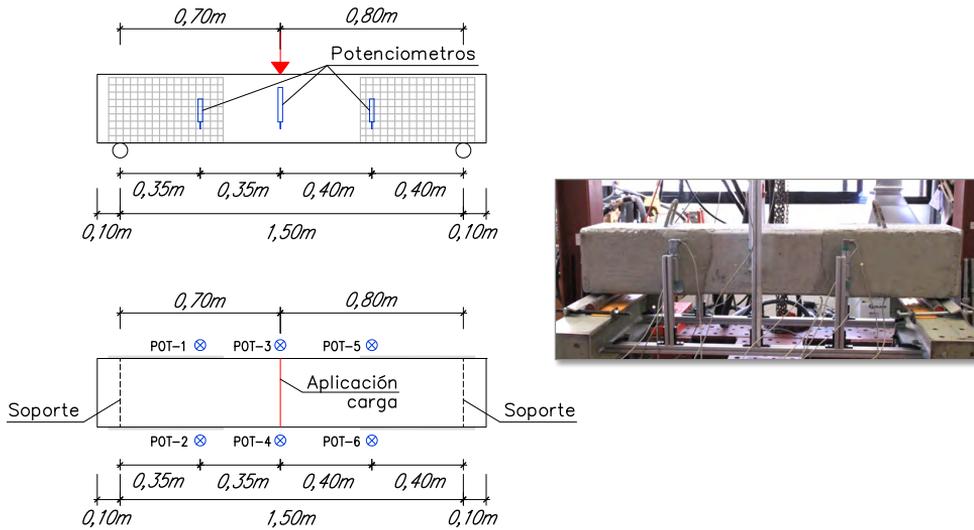


Figura 5.14: Configuración de ensayo: esquema del alzado y la planta (izquierda) se imagen real del montaje del ensayo (derecha).

potenciómetros (dos en cada plano registrado), ubicados en el punto de aplicación de la carga y en el punto medio entre los soportes y la aplicación de la carga (véase Figura 5.14). Los datos de los sensores han sido adquiridos por el sistema HBM MGC-Plus a 50 Hz. Además, se ha registrado el modo de fallo de cada uno de los especímenes mediante la verificación visual del proceso de fisuración. Por último cabe especificar que para garantizar que el mortero haya alcanzado su máxima resistencia, todos los ensayos realizados han sido llevados a cabo, como mínimo, 28 días después de la finalización del refuerzo de la última viga.

5.3.5. Resultados

De las diferentes pruebas de carga realizadas se han observado tres modos de fallo diferentes. Tanto la viga de control sin reforzar, como las reforzadas con malla de carbono, han sufrido una rotura a cortante donde la fisura evita cruzar la zona de la armadura transversal y, una vez superado el último estribo, se desarrolla inclinada hasta el soporte. Por otro lado, las vigas reforzadas con PBO y una de las reforzadas con fibra de basalto (V-BR3-01) y con fibra de vidrio (V-VPDMD-02), desarrollan un modo de rotura a flexo-cortante, en la que la fisura se propaga inclinada desde el punto de aplicación de la carga, cruzando el armado transversal, hasta la parte inferior de la viga sin invadir significativamente la zona del TRM. Por último, las vigas reforzadas con basalto (V-BR3-02) y vidrio (V-VPDMD-01) presentan un modo de rotura a cortante en el que la fisura atraviesa tanto la zona de estribos como la zona de refuerzo, hasta alcanzar el soporte correspondiente. En estos dos últimos modos de fallo, todos los especímenes presentan rotura de la cabeza de compresiones (véase Figura 5.15). En ningún caso se ha desarrollado un modo de fallo de despegue del refuerzo, ya sea con arranque de parte del sustrato (*peeling*) o simplemente despegue del TRM en la interfase entre la primera capa de mortero y el tejido (*debonding*).

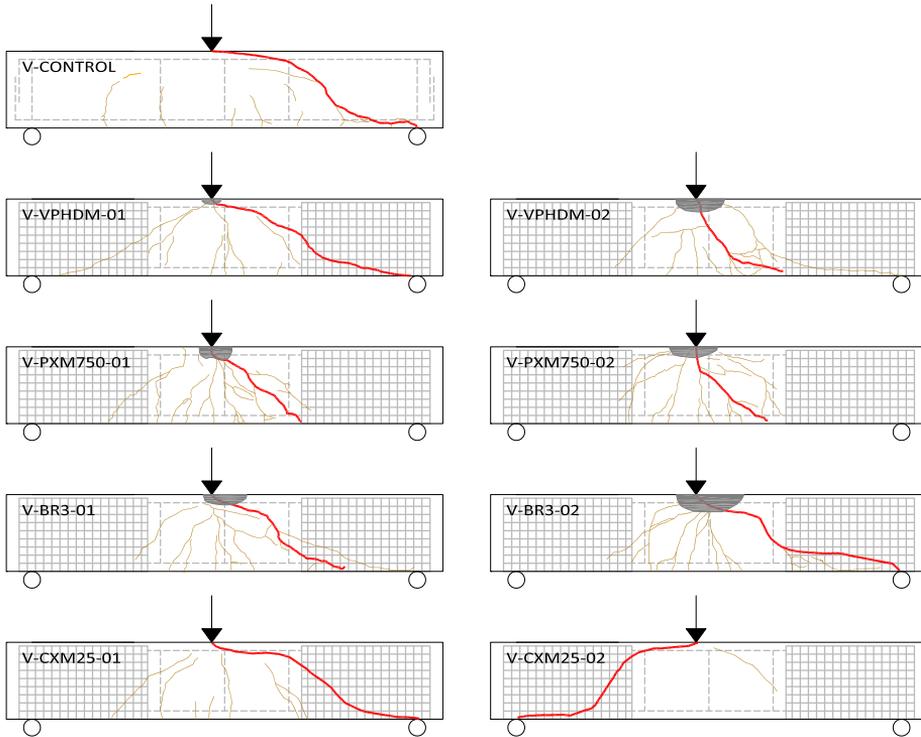


Figura 5.15: Modos de fallo de los especímenes ensayados.

Cabe destacar que ocho de las nueve vigas ensayadas desarrollan el mecanismo de rotura en la parte del espécimen cuya luz de cortante es mayor (zona B). Este hecho, a priori, no es lógico desde el punto de vista de la mecánica clásica, ya que el cortante debido a una carga puntual se reparte mayoritariamente en la zona con una luz de cortante menor (zona A). Una posible explicación a este fenómeno reside en que la luz de corte de la zona A es próxima a dos veces el canto de la viga, valor frontera en que se desarrollan mecanismos de bielas de compresión similares a los que ocurren en las ménsulas cortas, y donde la resistencia a cortante se incrementa notablemente.

En la Figura 5.16 se pueden observar las curvas de carga aplicada (F) respecto el desplazamiento vertical en el punto de aplicación de la carga (δ_{max}). En ella se observa que la mayoría de especímenes reforzados son capaces de aumentar su capacidad de carga, ofreciendo en algunos casos un aumento considerable de la ductilidad. En especial cabe destacar que las vigas reforzadas con PBO son las que presentan mejores resultados desde el punto de vista de capacidad resistiva y de uniformidad en la respuesta estructural.

Para poder comparar directamente los ensayos realizados y eliminar la variable de la resistencia del hormigón de las diferentes vigas, se define μ como el cortante adimensional experimental. Este parámetro consiste en la relación entre el cortante experimental desarrollado en la zona de rotura de la viga y la resistencia a cortante V'_c que proporciona el hormigón en aquellas regiones fisuradas sin armadura transversal, según el EC2 [14]:

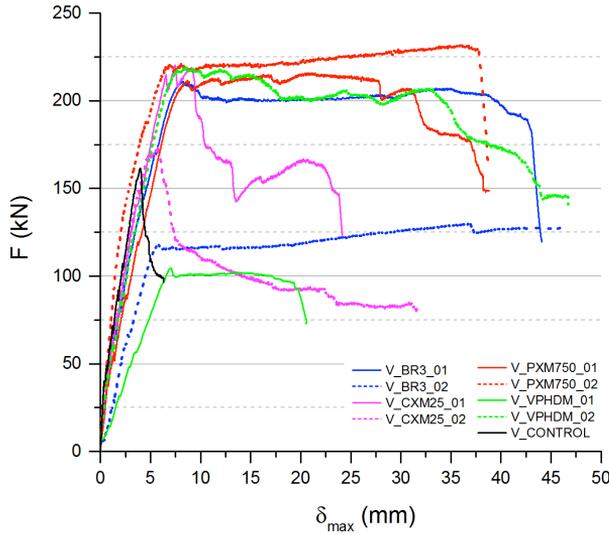


Figura 5.16: Fuerza versus desplazamiento vertical máximo.

$$V'_c = 0,18\xi (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} bd \quad (5.1)$$

con un valor mínimo de:

$$V'_c \geq 0,035\xi^{\frac{3}{2}} (f_{ck})^{\frac{1}{2}} bd \quad (5.2)$$

donde:

ξ = coeficiente que tiene en cuenta la influencia del canto útil en el efecto del engranamiento de los áridos

ρ_l = cuantía de la armadura longitudinal a tracción

f_{ck} = resistencia característica del hormigón

b y d = base y el canto útil de la sección, respectivamente

En las Figuras 5.17, 5.18 y 5.19 se muestran las diferentes gráficas de μ respecto del desplazamiento vertical en el punto de aplicación de la carga, agrupándolas por tipo de fallo y añadiendo en todos los casos el espécimen de control. En los casos donde el fallo de la viga reforzada es por flexo-cortante o por cortante sin contribución de la armadura transversal (Figuras 5.17 y 5.19), se puede observar que los especímenes logran aumentar su capacidad resistente entre un 40-60%, dependiendo del tipo de refuerzo aplicado. Además del aumento de resistencia a cortante, es importante destacar que las vigas que presentan una rotura a flexo-cortante desarrollan un significativo comportamiento plástico debido a la movilización de la cabeza de compresiones. Este hecho permite incrementar su ductilidad y, lo que es más relevante desde el punto de vista de la seguridad, evita la rotura frágil del elemento estructural. En cambio, no es así para los especímenes reforzados con tejidos de fibra de carbono, que, aunque tienen la aptitud de desarrollar más capacidad de carga, presentan una rotura frágil similar a la de la viga de control.

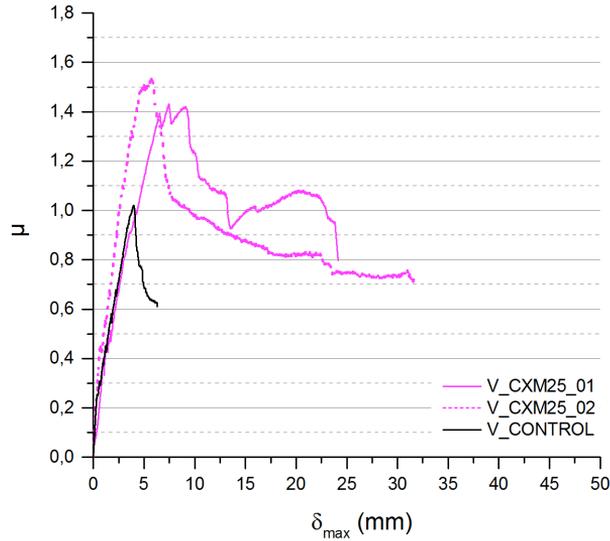


Figura 5.17: Cortante adimensional μ respecto el desplazamiento vertical en el punto de aplicación de la carga (δ_{max}) para el fallo a cortante sin contribución de la armadura transversal.

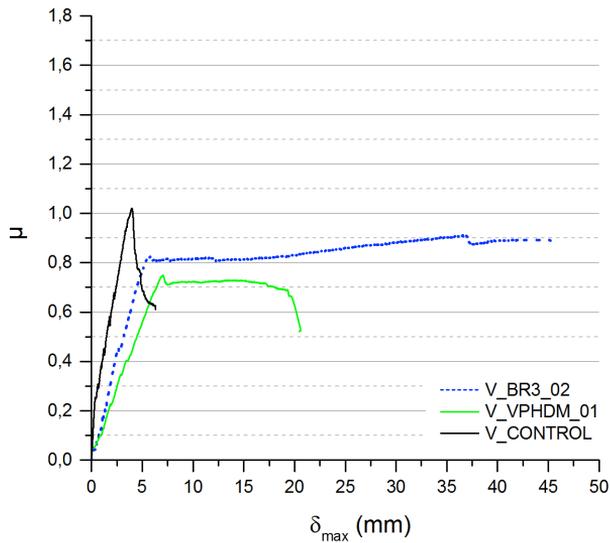


Figura 5.18: Cortante adimensional μ respecto el desplazamiento vertical en el punto de aplicación de la carga (δ_{max}) para el fallo a cortante con contribución de la armadura transversal.

Por otro lado, los especímenes que presentan un fallo por cortante con contribución del armado transversal y del refuerzo (véase Figura 5.18) presentan un comportamiento no esperado, debido a que no son capaces de alcanzar la capacidad portante de la viga de control a pesar de tener las contribuciones del armado y el refuerzo *TRM* en el conjunto global de la resistencia a cortante. Esta respuesta estructural es anómala, dado que son elementos realiza-

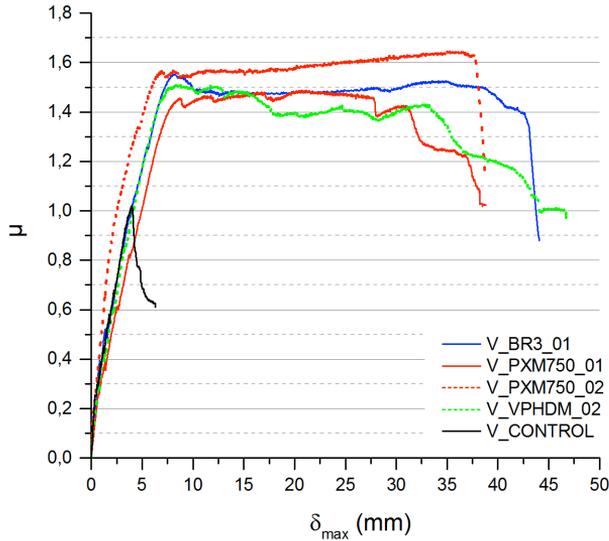


Figura 5.19: Cortante adimensional μ respecto el desplazamiento vertical en el punto de aplicación de la carga (δ_{max}) para el fallo a flexo-cortante sin contribución de la armadura transversal.

dos con hormigón de la misma amasada y que presentan una menor rigidez que el resto de especímenes ensayados (véase Figura 5.20), y se podría deber a una mala ejecución de las vigas durante el proceso de hormigonado y curado, afectando directamente a la resistencia a cortante del hormigón. En cambio, cabe destacar que ambas vigas presentan un comportamiento dúctil, lo que lleva a pensar que se han activado los mecanismos del TRM referentes a la contribución de resistencia a cortante global de la estructura.

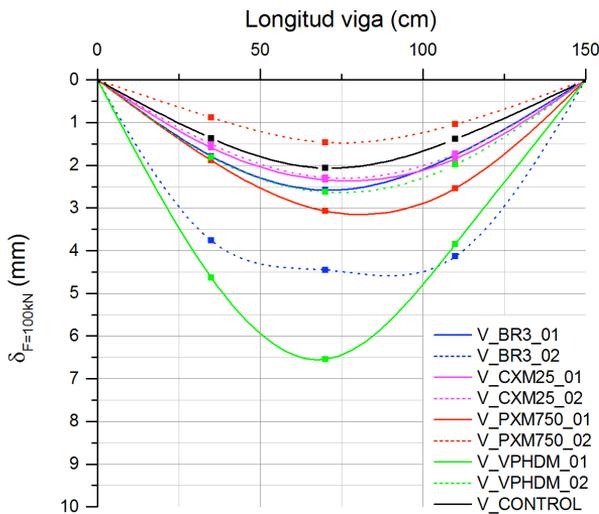


Figura 5.20: Deformada de los especímenes ensayados para una carga de $F = 100$ kN.

5.4. Estudio analítico

El siguiente estudio analítico consiste en la obtención de las deformaciones eficaces del material compuesto ($\varepsilon_{te(j)}$) para cada tipo de tejido utilizado en la campaña experimental descrita con anterioridad. Análogamente al caso de las vigas de hormigón armado reforzadas con *FRP*, el refuerzo *TRM* puede tratarse como un refuerzo interno siguiendo el modelo de celosía desarrollado por Mörsch [23] a principios del siglo XX. En éste modelo se considera que la resistencia a cortante de una estructura de hormigón armado puede obtenerse cómo la suma de las resistencias a cortante de los diferentes elementos que lo componen:

$$V_R = V_c + V_s + V_t \quad (5.3)$$

donde:

V_c = resistencia a cortante del hormigón fisurado en presencia de armado transversal

V_s = resistencia a cortante que ofrece el armado transversal

V_t = resistencia a cortante que ofrece el *TRM*

Algunos códigos de diseño consideran nula la aportación del hormigón a la resistencia a cortante global cuando existe armadura transversal [14]. No obstante, esta consideración se presume muy conservadora ya que numerosos estudios han demostrado que mecanismos resistentes como la existencia de la cabeza comprimida, el efecto arco, el engranamiento de los áridos y el efecto pasador de la armadura longitudinal, contribuyen a la resistencia a cortante del hormigón. De esta manera, para determinar la resistencia a cortante del hormigón en zonas fisuradas con existencia de armado transversal, se utiliza la expresión de la norma española EHE-08 [15]:

$$V_c = 0,15\xi (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} bd \quad (5.4)$$

Se puede observar que esta expresión ofrece valores de resistencia un 16,7% menores que en el caso del cálculo de la resistencia a cortante del hormigón en aquellas regiones fisuradas sin armadura transversal (ecuación 5.1) según EC2. En el caso de la contribución del armado transversal, el EC2 y la normativa EHE-08 coinciden en el valor de V_s , que, teniendo en cuenta una disposición de los estribos normales a la directriz, toma la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw} \cot \theta \quad (5.5)$$

donde:

A_{sw} = área de la sección transversal de la armadura de cortante

s = separación entre estribos

z = brazo mecánico de la armadura longitudinal

f_{yw} = resistencia característica de la armadura transversal

θ = ángulo de la fisura que atraviesa la zona de la armadura respecto la directriz de la viga

Por último, para la determinación de la resistencia a cortante que proporciona una configuración en "U" del refuerzo *TRM* en elementos estructurales de hormigón (V_t), Triantafyllou [32] propone adaptar las expresiones desarrolladas para el caso de refuerzos con *FRP* [18] de

5 | Refuerzo a cortante de vigas de hormigón armado mediante TRM

la siguiente manera:

$$V_t = \sum_{i=1}^2 2 t_{ti} \sin \alpha_i \varepsilon_{te,i} E_{fib} z (\cot \alpha_i + \cot \theta) \sin \alpha_i \quad (5.6)$$

donde:

t_{ti} = espesor equivalente del tejido en la dirección i

$\varepsilon_{te,i}$ = deformación eficaz del refuerzo en la dirección i

E_{fib} = módulo de deformación longitudinal de las fibras

z = brazo mecánico de la armadura longitudinal

α_i = ángulo que forman la dirección i de cada uno de los mechones de un tejido bidireccional respecto la directriz de la viga (véase Figura 5.21)

θ = ángulo de la fisura que atraviesa la zona del refuerzo respecto la directriz de la viga (se puede asumir 45°)

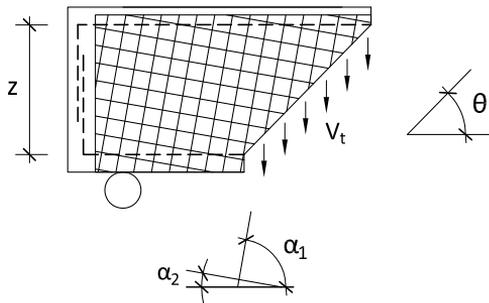


Figura 5.21: Contribución a cortante de los tejidos bidireccionales con mechones dispuestos ortogonalmente.

En el caso de disponer el tejido de refuerzo orientado con los mechones paralelos a las direcciones que forman la directriz de la viga y su normal ($\alpha_1 = 90^\circ$ y $\alpha_2 = 0^\circ$), se observa que la contribución de las fibras dispuestas horizontalmente es nula. Este hecho resulta bastante conservador, ya que se podría intuir que estas fibras podrían colaborar en la transferencia de las tracciones según el modelo de celosía. En cualquier caso, siendo conservadores y suponiendo esta circunstancia, la ecuación 5.6 se ajusta a los parámetros de las fibras orientadas ortogonalmente a la directriz de la viga:

$$V_t = 2 t_t \varepsilon_{te} E_{fib} z (\cot 45^\circ) \quad (5.7)$$

De la ecuación 5.7 se observa que para obtener valores de la deformación eficaz de los diferentes tejidos estudiados ($\varepsilon_{te,exp}$), es necesario saber cuál es la contribución experimental de la resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo ($V_{t,exp}$), y relacionarla con la formulación expuesta anteriormente. Con ese fin, es necesario imponer que la resistencia a cortante coincida con el máximo cortante desarrollado por los especímenes justo antes de la rotura, y estudiar las casuísticas que ofrecen los diferentes modos de fallo. Así pues, dejando de lado las vigas que ofrecieron un comportamiento anómalo (V-VPHDM-01 y V-BR3-02), en aquellos especímenes dónde hubo un fallo por cortante con contribución del TRM y sin

contribución del armado transversal, la resistencia a cortante proporcionada por el *TRM* se obtiene $V_{t, exp}$ despejando de la ecuación 5.3:

$$V_{t, exp} = V_{max} - V'_c \quad (5.8)$$

donde:

V_{max} = cortante máximo experimental desarrollado por las vigas justo antes de la rotura
 V'_c = resistencia a cortante que proporciona el hormigón en aquellas regiones fisuradas sin armadura transversal

Por otro lado, en aquellas vigas cuya rotura ha sido a flexo-cortante con una fisura que no ha invadido la zona del *TRM*, al no intervenir el refuerzo en el proceso de rotura, no se puede obtener el valor exacto de la contribución experimental de la resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo. Pero sí que es posible, de manera análoga al caso anterior, estimar un valor límite inferior que permita acotar valores de deformación eficaz del *TRM*:

$$V_{t, exp} \geq V_{max} - V'_c \quad (5.9)$$

De este modo, sustituyendo la ecuación 5.7 en las ecuaciones 5.8 y 5.9, se obtienen los valores experimentales de la deformación eficaz del refuerzo ($\epsilon_{te, exp}$) para los diferentes tipos de tejidos estudiados. Además, se define el coeficiente α_t, exp como la fracción entre la deformación eficaz y la deformación última del tejido. Este coeficiente es utilizado para justificar la distribución no-homogénea de tensiones de cortante a lo largo de la fisura. Por último, también se incluyen en la Tabla 5.5 los valores analíticos de la deformación eficaz del refuerzo *TRM* adaptadas de la formulación desarrollada en el código FIB [18] para refuerzos adheridos de *CFRP*. Esta expresión considera una configuración en "U" vertical y un modo de fallo que incluye la fractura del refuerzo:

$$\epsilon_{te} = \alpha_t \epsilon_{tu} = 0,17 \left(\frac{f_{cm}^{\frac{2}{3}} b}{2 t_t E_{fib}} \right)^{0,3} \epsilon_{tu} \quad (5.10)$$

donde:

f_{cm} = resistencia media del hormigón (MPa)
 b = base de la sección (mm)
 t_t = espesor equivalente del tejido (mm)
 E_{fib} = módulo de deformación longitudinal de las fibras (GPa)
 ϵ_{tu} = deformación última del tejido

Considerando los valores mínimos experimentales se observa que las deformaciones eficaces del *TRM* están comprendidas entre el 30% y el 92% de las deformaciones últimas, según el caso y dependiendo del tipo de fibra. Estos valores representan una gran dispersión respecto del 0,5 propuesto por Si Larbi [28] en refuerzos con tejidos de vidrio y acero adheridos lateralmente. Por último, se puede apreciar que en los casos de tejidos de fibras de carbono y de fibras de PBO, el ratio experimental de deformaciones es ligeramente inferior que el ratio obtenido mediante el uso de la formulación adaptada del *CFRP*. En cambio, los resultados obtenidos de los tejidos de fibras de basalto y de vidrio presentan notables diferencias.

Tipo de fibra	$\epsilon_{te, exp} (\%)$	$\epsilon_{tu} (\%)$	α_t, exp	$\epsilon_{te} (\%)$	α_t
Vidrio (V)	$\geq 2,20$	3,00	$\geq 0,73$	1,04	0,35
PBO (P)	$\geq 0,65$	2,15	$\geq 0,30$	0,73	0,34
Basalto (B)	$\geq 1,77$	1,93	$\geq 0,92$	0,94	0,49
Carbono (C)	[0,53; 0,66]	1,80	[0,29; 0,37]	0,76	0,43

Tabla 5.5: Deformaciones eficaces del TRM (experimentales y analíticas) y ratios respecto la deformación última para cada tipo de tejido.

5.5. Conclusiones

El TRM es una tecnología desarrollada para el refuerzo de elementos estructurales con sustratos inorgánicos. Como evolución de los materiales compuestos que utilizan resinas como matriz y adhesivo, el TRM ha sido diseñado para mitigar los inconvenientes que presenta su antecesor. En cuanto a la eficacia de esta técnica para el incremento de la resistencia a cortante de elementos de hormigón armado, los ensayos realizados en la campaña experimental descrita en el presente capítulo, revelan que una sola capa de tejido, dispuesto con una configuración tipo "U" y orientado ortogonalmente respecto a la directriz de la viga, es capaz de incrementar la capacidad portante del elemento estructural significativamente. En esta coyuntura, los tejidos de fibras de PBO han sido los que han presentado un mejor comportamiento estructural, siendo capaces de cambiar el modo de fallo de la viga y lograr un elevado grado de ductilidad. En cambio, los tejidos de fibras de carbono han sido los que han mostrado el peor comportamiento, logrando incrementar la capacidad a cortante de las vigas un 40%, pero no pudiendo evitar un fallo por rotura frágil de las mismas.

En la línea de las mejoras que ofrece el TRM respecto del FRP, cabe destacar la posibilidad de visualizar las fisuras a través del refuerzo durante el proceso de carga de las vigas. Este hecho resulta muy interesante desde el punto de vista de la evaluación de los daños post-sísmicos de las estructuras. En cambio, en el caso de los elementos reforzados con FRP, esta valoración resulta imposible de llevar a cabo sin equipamiento auxiliar adecuado (infrarrojos, ultrasonidos, etc.).

Por otro lado, es importante resaltar que ninguno de los refuerzos de TRM ha presentado un fallo por despegue, ya sea con arranque de sustrato (*peeling*) o en la interfase mortero-tejido (*debonding*). Este hecho indica que para refuerzos de una capa de tejido con una configuración tipo "U" que alcance la cabeza comprimida del hormigón, las longitudes de adherencia son suficientes para evitar el despegue del refuerzo. Es necesario realizar más estudios para determinar las longitudes mínimas de adherencia en el caso de tener más de una capa de tejido.

En cuanto a la exclusividad de tener que usar combinaciones comerciales de tejido y mortero (ambos suministrados por el mismo fabricante), se ha demostrado que es posible utilizar componentes de diferentes empresas (caso del tejido de basalto combinado con el mortero hidráulico modificado con adiciones poliméricas) con resultados aceptables. Este hecho acerca el proceso a un sistema de producción abierto, donde se puedan incorporar diferentes tipos de morteros con diferentes tipos de fibras, siempre que estos morteros estén específicamente diseñados para la aplicación en TRM y sean compatibles químicamente con las fibras del tejido a combinar.

Finalmente, en cuanto al estudio analítico del refuerzo a cortante, se ha observado que es viable utilizar la deformación eficaz de las fibras para el cálculo de la contribución que ofrece el *TRM* a la resistencia a cortante global del elemento reforzado. Para ello es necesario generar una extensa base de datos experimentales que permita extrapolar una formulación analítica para la determinación de la deformación eficaz de cada tipo de tejido. A priori, según los resultados obtenidos, no resulta aconsejable adaptar directamente la formulación desarrollada en el caso de refuerzos con *FRP*.

5.6. Líneas futuras

Al ser el *TRM* un tipo de técnica de refuerzo de corto recorrido cronológico, los estudios experimentales realizados son escasos. Por ese motivo, la principal línea futura propuesta es la realización de más ensayos de estructuras de hormigón armado reforzadas a cortante con *TRM*. El objetivo final es obtener una base de datos suficientemente amplia que permita desarrollar una formulación analítica en función de los resultados experimentales. En este sentido hay diferentes variables a tener en cuenta en la realización de estos ensayos. Aspectos como el tipo de fibra, la arquitectura del tejido, los morteros utilizados, el número de capas de refuerzo, las longitudes de anclaje o la disposición de anclajes mecánicos para aumentar la eficacia del refuerzo, resultan clave en el proceso que debe tener como finalidad desarrollar un código de diseño que permita al proyectista sentirse seguro en el uso del *TRM* como material de uso habitual en la reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado.

De acuerdo con lo expresado, es importante ampliar el conocimiento teórico del comportamiento del *TRM* como material compuesto. Hasta el momento las líneas de investigación tienden a intentar adaptar los conocimientos adquiridos del *FRP*, pero efectos como la distribución no-homogénea de tensiones a lo largo de una sección del *TRM* debidos a la propia arquitectura del tejido, pueden hacer variar esta tendencia. En la misma dirección es necesario que los fabricantes expliciten de manera clara y exhaustiva las propiedades mecánicas de los componentes, especialmente de las mallas de tejido. Para ello es necesario realizar amplias campañas de caracterización de materiales, desde un punto de vista local (deformación última de las fibras) hasta una visión más global del refuerzo (por ejemplo, deformación última de la malla o del conjunto del *TRM*).

Focalizando las líneas de investigación en lo que concierne al refuerzo a cortante de vigas de hormigón armado, es necesario profundizar en la comprensión de los mecanismos resistentes de las mallas bidireccionales. Una posible campaña experimental a llevar a cabo podría consistir en la comprobación del aporte de resistencia a cortante que ofrecen los mechones horizontales de un tejido bidireccional. Actualmente se considera que este aporte es nulo, pero según el modelo de celosía de distribución de tensiones no es incoherente intuir que el tejido orientado horizontalmente pueda ayudar a distribuir tensiones en la zona de tracciones del elemento reforzado.

En resumen, dada la tendencia creciente de la demanda de estructuras de hormigón armado que necesitan ser reparadas o rehabilitadas, la técnica de refuerzo del *TRM* presenta unas cualidades óptimas para su estudio y desarrollo. Pero el éxito de esta técnica está totalmen-

te condicionado a la realización de proyectos de investigación que permitan, a medio plazo, desarrollar códigos que aporten fiabilidad al proyectista en el diseño y cálculo del TRM.

Agradecimientos El presente estudio ha sido parcialmente llevado a cabo en el marco del proyecto "Uso de nuevos materiales composites para el refuerzo y rehabilitación de estructuras de edificación y obra civil con criterios de sostenibilidad TERREME", financiado por el Ministerio Español de Economía y Competitividad. También se agradece el soporte de las empresas Ibermapei, S.A., Ruredil, S.p.A. y Fidia, S.p.A. por el aporte de material para la realización de dicho estudio.

Bibliografía seleccionada

El comportamiento mecánico de estructuras de hormigón armado sometidas a esfuerzo contante es una cuestión compleja que aún no se ha resuelto analíticamente con una formulación universal. Para un mejor entendimiento de los mecanismos que se desarrollan con este tipo de esfuerzo, se recomienda la siguiente lectura:

- GARCÍA MESEGUER, A., MORÁN CABRÉ, F., ARROYO PORTERO, J.C. *Jiménez Montoya. Hormigón Armado*. 15ª Edición. Gustavo Gili. Barcelona (2009).

En la misma línea se recomienda la siguiente publicación en la que se incluye un profundo análisis del comportamiento de elementos de hormigón armado reforzados a cortante mediante materiales FRP adheridos externamente a la estructura. Este conocimiento supone una de las bases para el desarrollo analítico del comportamiento del TRM:

- ÁLZATE, A. *Análisis de los modelos de comportamiento de vigas de hormigón armado reforzadas a cortante con polímeros armados con fibras (FRP). Validación y calibración experimental*. PhD Tesis. Universidad Politécnica de Madrid (2012).

Por último, para que el lector pueda introducirse en la temática del TRM como refuerzo externo a cortante de estructuras de hormigón armado, se recomienda la lectura de los dos primeros artículos aparecidos sobre la materia [10, 32], que a la par han marcado el desarrollo de las actuales líneas de investigación:

- BRÜCKNER, A. AND ORTLEPP, R. AND CURBACH, M. Textile reinforced concrete for strengthening in bending and shear. *Materials and Structures* 39, 8 (2006), 741-748.
- TRIANTALFILOU, T. C. PAPANICOLAOU, C. G. Shear strengthening of reinforced concrete members with textile reinforced mortar (TRM) jackets. *Materials and Structures* 39, 1 (2006), 93-103.

Referencias

- [1] ADHIKARY, B. B., MUTSUYOSHI, H., AND SANO, M. Shear strengthening of reinforced concrete beams using steel plates bonded on beam web: experiments and analysis. *Construction and*

- Building Materials* 14, 5 (2000), 237–244.
- [2] AL-SALLOUM, Y. A., ELSANADEDY, H. M., ALSAYED, S. H., AND IQBAL, R. A. Experimental and Numerical Study for the Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Textile-Reinforced Mortar. *Journal of Composites for Construction* 16, 1 (2012), 74–90.
- [3] AL-SULAIMANI, G. J. *et. al.* Shear repair for reinforced concrete by fiberglass plate bonding. *ACI Structural Journal* 91, 4 (1994), 458–464.
- [4] ALTUN, F. An experimental study of the jacketed reinforced-concrete beams under bending. *Construction and Building Materials* 18, 8 (2004), 611–618.
- [5] BAKIS, C. E. *et. al.* Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction: State-of-the-Art Review. *Journal of Composites for Construction* 6, 2 (2002), 73–87.
- [6] BERNAT, E., GIL, L., ROCA, P., AND ESCRIG, C. Experimental and analytical study of TRM strengthened brickwork walls under eccentric compressive loading. *Construction and Building Materials* 44 (2013), 35–47.
- [7] BERSSET, J.-D. *Strengthening of Reinforced Concrete Beams for Shear Using FRP Composites*. MSc Thesis. Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1992.
- [8] BOSC, J.-L., CHAUVEAU, J.-M., CLÉMENT, J., AND DEGENNE, J. *Joseph Monier et la naissance du ciment armé*. Éditions du Linteau, Paris, 2001.
- [9] BOURNAS, D. A., LONTOU, P. V., PAPANICOLAOU, C. G., AND TRIANTAFILLOU, T. C. Textile-reinforced mortar versus fiber-reinforced polymer confinement in reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal* 104, 6 (2007), 740–748.
- [10] BRÜCKNER, A., ORTLEPP, R., AND CURBACH, M. Textile reinforced concrete for strengthening in bending and shear. *Materials and Structures* 39, 8 (2006), 741–748.
- [11] CHAJES, M. J. *et. al.* Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Externally Applied Composite Fabrics. *ACI Structural Journal* 92, 3 (1995), 295–303.
- [12] COIGNET, F. *Bétons agglomérés appliqués à l'art de construire notamment à l'état monolithique et à l'état de pierres artificielles*. Paris Librairie scientifique, industrielle et agricole E. Lacroix, Paris, 1861.
- [13] CORBUSIER, L. *Vers une architecture [1923]*. Flammarion, Paris, 1995.
- [14] EC2-1. *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1: Common rules for building and civil engineering structures*. EN 1992-1, European Committee for Standardisation, Brussels, 2004.
- [15] EHE-08. *Instrucción para el Proyecto y Ejecución de Obras de Hormigón en Masa y Armado*. Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento. BOE n^o203, 23701-23717, Madrid, España, 2008.
- [16] ELSANADEDY, H. M., ALMUSALLAM, T. H., ALSAYED, S. H., AND AL-SALLOUM, Y. A. Flexural strengthening of RC beams using textile reinforced mortar - Experimental and numerical study. *Composite Structures* 97 (Mar. 2013), 40–55.
- [17] GARMENDIA, L., SAN-JOSÉ, J., GARCÍA, D., AND LARRINAGA, P. Rehabilitation of masonry arches with compatible advanced composite material. *Construction and Building Materials* 25, 12 (2011), 4374–4385.
- [18] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*. Fédération Internationale du Béton. FIB bulletin 14. Lausanne, Switzerland, 2001.
- [19] JONES, R., SWAMY, R., AND ANG, T. Under- and over-reinforced concrete beams with glued steel plates. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete* 4, 1 (1982), 19–32.
- [20] KHALIFA, A., GOLD, W. J., NANNI, A., AND AZIZ, A. M. Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members. *Journal of Composites for Construction* 2, 4 (1998), 195–202.

- [21] LARRINAGA, P. *Flexural Strengthening of Low Grade Concrete Through the Use of New Cement-Based Composite Materials*. PhD thesis, Universidad del País Vasco, 2011.
- [22] MCBETH, D. G., HENNEBIQUE, F., AND MOUCHEL, L. Francois Hennebique (1842-1921), reinforced concrete pioneer. In *Proceedings of the ICE - Civil Engineering* (1998), no. 126, pp. 86–95.
- [23] MÖRSCH, E. *Der eisenbetonbau, seine theorie und anwendung (Reinforced concrete construction - Theory and application)*, 5th edition ed. Konrad Wittwer, Stuttgart, 1920.
- [24] OLVERA LÓPEZ, A. *El ferrocemento y sus aplicaciones*. México Instituto Politécnico Nacional, México D.F., 1985.
- [25] PAPANICOLAOU, C. G., TRIANTAFILLOU, T. C., KARLOS, K., AND PAPATHANASIOU, M. Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: in-plane cyclic loading. *Materials and Structures* 40, 10 (2006), 1081–1097.
- [26] PELED, A., AND BENTUR, A. Fabric structure and its reinforcing efficiency in textile reinforced cement composites. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing* 34, 2 (2003), 107 – 118.
- [27] ROSTAM, S., BAKKER, R., BEEBY, A., VAN NIEUWENBURG, D., SCHIESSL, P., SENTLER, L., AND VAN VUGT, A. *Durabilidad de estructuras de hormigón: guía de diseño CEB*, 2nd ed. Madrid GEHO-CEB, Madrid, 1996.
- [28] SI LARBI, A., CONTAMINE, R., FERRIER, E., AND HAMELIN, P. Shear strengthening of RC beams with textile reinforced concrete (TRC) plate. *Construction and Building Materials* 24, 10 (2010), 1928–1936.
- [29] SIMONNET, C. *Hormigón. Historia de un material. Economía, técnica, arquitectura*. Editorial Nerea, San Sebastián, 2009.
- [30] TRIANTAFILLOU, T. C. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites. *ACI structural journal* 95, 2 (1998), 107–115.
- [31] TRIANTAFILLOU, T. C., AND ANTONOPOULOS, C. P. Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP. *Journal of Composites for Construction* 4, 4 (2000), 198–205.
- [32] TRIANTAFILLOU, T. C., AND PAPANICOLAOU, C. G. Shear strengthening of reinforced concrete members with textile reinforced mortar (TRM) jackets. *Materials and Structures* 39, 1 (2006), 93–103.
- [33] TRIANTAFILLOU, T. C., PAPANICOLAOU, C. G., ZISSIMOPOULOS, P., AND LAOURDEKIS, T. Concrete confinement with textile-reinforced mortar jackets. *ACI structural journal* 103, 1 (2006), 28–37.
- [34] UNE-EN 1015-11. Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 11: Determinación de la resistencia a flexión y a compresión del mortero endurecido, 2007.
- [35] UNE-EN 12390-3. Ensayos de hormigón endurecido - Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas, 2009.

6

Comportamiento estructural de muros de carga de obra de fábrica reforzados con *TRM*

Ernest Bernat-Maso

Resumen La obra de fábrica es uno de los materiales más antiguos que existen. No obstante, su uso actual a nivel estructural se limita prácticamente a los muros de carga debido a sus limitaciones asociadas a la falta de resistencia a tracción. La introducción de los materiales compuestos en la obra civil y edificación, y en particular del *Textile Reinforced Mortar* o *TRM*, hacen plantearse su uso como refuerzo de la obra de fábrica. Una descripción del *TRM*, seguida de una contextualización de su aplicación en la obra de fábrica, llevan de forma natural a la detección de la necesidad de experimentar su uso en muros solicitados con una carga axial excéntrica. Este tema se analiza mediante la descripción detallada de la campaña experimental llevada a cabo en el CER-LITEM BarcelonaTECH y sus resultados. El trabajo presentado indica que el uso del *TRM* en la obra de fábrica es altamente efectivo llegándose a duplicar la capacidad de carga de muros solicitados verticalmente con una compresión excéntrica donde los efectos de flexión de segundo orden son importantes. Así mismo, las dificultades detectadas en el uso del *TRM* en la obra de fábrica conducen a poder plantear de forma clara las líneas de desarrollo futuras.

6.1. Introducción

La reciente introducción práctica de los materiales compuestos en la edificación e ingeniería civil se ha focalizado, en gran medida, en la ejecución de refuerzos estructurales. Debido a la gran cantidad de estructuras de obra de fábrica y sobretodo muros de carga en edifica-

Ernest Bernat-Maso

Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria

Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, Colon 11, TR45, Terrassa, 08222 Barcelona, España

e-mail: ernest.bernat@upc.edu

DOI: [10.3926/oms.204](https://doi.org/10.3926/oms.204) • Omnia Publisher, 2014

ción, resulta necesario el presentar la técnica que a fecha de hoy muestra mayor proyección de futuro para el refuerzo de la mampostería en general y la obra de fábrica en particular, el *TRM*.

Así pues, en el presente capítulo se profundiza en el refuerzo de muros de carga de obra de fábrica con mallas tejidas de fibra embebidas en una matriz inorgánica, técnica conocida como *Textile Reinforced Mortar* o *TRM*. El principal objetivo de la comunicación es caracterizar el refuerzo, presentar cómo debe realizarse su aplicación en la obra de fábrica y qué mejoras aporta. En particular, se centrará la atención en el refuerzo de muros sometidos a carga axial excéntrica que se deforman fuera del plano por efectos de segundo orden. No obstante, se presentan otros casos a partir de las evidencias científicas obtenidas los últimos años. Además, todo este repaso y estudio del caso será contextualizado en la evolución histórica de la obra de fábrica y se comparará brevemente el *TRM* con las alternativas de refuerzo de uso común actualmente, para acabar planteando posibles mejoras futuras del sistema.

El capítulo se divide en tres grandes bloques. Para empezar se describe el *TRM* situándolo en el contexto técnico e histórico y se plantean las principales variables de estudio de su aplicación, sintetizando el *Estado de la técnica*. En el segundo apartado, *Aplicaciones del TRM en muros de carga de obra de fábrica*, se presentan diversos ejemplos bibliográficos y experimentales de aplicación del *TRM* en muros de obra de fábrica de entre los cuáles se analizará en mayor profundidad la aplicación de *TRM* como refuerzo frente a la flexión de segundo orden originada por sistemas de cargas de compresión excéntricas. Finalmente, y antes de proporcionar fuentes de información relevantes sobre la temática, se presentaran líneas de investigación futuras que presumiblemente pueden ser o serán desarrolladas a corto o medio plazo, en el apartado *Línea futuras de desarrollo*.

En el presente trabajo no se cubre el tema de refuerzo de estructuras esqueléticas de obra de fábrica (arcos, bóvedas y cúpulas) con *TRM* puesto que aportar resistencia a tracción a dichas estructuras puede entrar en conflicto con la conservación de la herencia cultural asociada a la tipología estructural y se optaría por desaconsejar este tipo de actuaciones en general.

6.2. Estado de la técnica

La obra de fábrica o mampostería ha sido uno de los materiales de construcción más utilizados en el ámbito de la ingeniería civil y la edificación a lo largo de la historia. De hecho, su uso puede remontarse aproximadamente 15000 años [4], aunque las primeras ciudades conocidas fechan del 4000 a.C. aproximadamente y se sitúan en Anatolia. En ese instante inicial se puede hallar un tipo de construcción adintelada que suponía un aprovechamiento muy limitado de las características resistentes de la mampostería (gran resistencia a compresión y escasa o nula resistencia a tracción). El muro era el elemento fundamental en esta fase inicial de desarrollo. No obstante, esta situación fue evolucionando y con el progreso técnico se racionalizó el uso de la mampostería adaptando la geometría de las construcciones a la realidad del material y favoreciendo que la obra de fábrica trabajara comprimida bajo las cargas habituales. Así surgieron, poco a poco, los arcos, las bóvedas, las cúpulas y, en consecuencia, las imponentes catedrales góticas. Para estos elementos constructivos y edificios, el refuer-

zo estructural no debería estar orientado a dotar de resistencia a tracción a la mampostería, puesto que contradice la esencia de la propia estructura. Por este motivo, la aplicación de la técnica presentada en este capítulo debería realizarse únicamente en casos muy particulares y justificando siempre de forma adecuada su uso en edificios históricos o de alto valor cultural que trabajen por forma.

No obstante, con el paso del tiempo y la introducción del acero y del hormigón armado (concreto reforzado) -que permitían una construcción más rápida, con menos mano de obra y por lo tanto más económica- el uso de la obra de fábrica ha ido quedando relegado a un segundo plano y los elementos estructurales se han simplificado de nuevo, en lo que podría considerarse una involución técnica asociada al uso de este material, que ha desembocado en la situación actual en que únicamente se utiliza el muro de carga dentro de sistemas estructurales generalmente porticados (pilares y vigas). Este uso estructural de la obra de fábrica que se podría calificar de "poco natural", favorece la aparición de tracciones en el material en ciertas situaciones de carga o combinaciones de acciones: viento, sismo, transmisión de momentos de los forjados o cubiertas a los muros, etc. Y es precisamente en estos casos en los que la aplicación de un sistema de refuerzo que dote a la mampostería de resistencia a tracción resulta necesario.

Además, el cambio de uso de muchos edificios e infraestructuras en servicio requiere de un aumento de la capacidad portante de las estructuras de obra fábrica ya construidas. En general, esta mejora de prestaciones pasa por dotar al material de resistencia a tracción.

Por lo tanto, hay dos grandes casuísticas para las cuales dotar a la obra de fábrica de resistencia a tracción resulta una alternativa atractiva para la mejora de las prestaciones estructurales: permitir un aumento de la carga de uso respecto de una situación inicialmente estable, y evitar fallos asociados a sistemas de carga que generen tracciones en el material. Con este fin, son varias las técnicas de refuerzo que han sido utilizadas a lo largo de la historia, y que se especifican a continuación. Entre todas ellas, cabe destacar el refuerzo con mallas tejidas de fibras embebidas en una matriz inorgánica (lo que se conoce como *Textile Reinforced Mortar* o *TRM*) por su reciente y prometedor desarrollo.

El refuerzo de la mampostería con fibras se puede observar ya desde el origen del material. Los primeros muros de adobe contenían fibras vegetales que aportaban una pequeña resistencia a tracción suficiente para la ejecución de la estructura y el uso común. Con la evolución de la construcción la tendencia derivó hacia el uso de mampostería de bloques de piedra con o sin juntas y la obra de fábrica de ladrillos. Así mismo, el uso de las fibras desapareció por no tener cabida en este tipo de mampostería más evolucionada y discontinua, y la geometría de las estructuras se fue adaptando a la imposibilidad de resistir tracciones. En este contexto se observan los primeros refuerzos con cadenas y pletinas de hierro las cuales se sujetaban mecánicamente a la obra de fábrica o mampostería. Este tipo de refuerzo pasivo presentaba diversos inconvenientes de entre los que cabe destacar la poca durabilidad del sistema por la corrosión del hierro y la incompatibilidad de deformaciones térmicas entre la piedra y el hierro. Este modo de refuerzo pasivo también evolucionó llegándose a incluir barras de hierro, que posteriormente serían de acero, en las juntas de la obra de fábrica con la que quedaba conectada directamente por fricción. No obstante, los inconvenientes anteriormente citados se mantenían o incluso agravaban con esta técnica, ya que la inclusión de hierro o acero dentro

de la obra de fábrica sin la adecuada protección podía suponer la destrucción del material por la expansividad del óxido de hierro, perdiéndose no solo el refuerzo sino también dañándose la estructura que se pretendía reforzar.

Con la industrialización de los procesos constructivos y la aparición de las acerías modernas, los refuerzos internos con acero también evolucionaron llegando a estandarizar a base de un mayor control de calidad y conservación. En el pasado siglo se expandió el uso de la obra de fábrica de bloques o ladrillos reforzada internamente con barras de acero corrugado. Varias normativas recogen ampliamente el uso y diseño de este tipo de refuerzo [7, 12] que hoy en día es común en zonas sísmicas. Cabe destacar que este es un refuerzo aplicado desde origen, durante la construcción de la estructura, y no una técnica que permita aumentar la capacidad portante de estructuras ya existentes.

La evolución de los criterios de conservación, juntamente con la evolución técnica de las últimas décadas en relación al uso de materiales compuestos para el refuerzo de estructuras civiles y de edificación, ha dado lugar a dos grandes tendencias que buscan como objetivo el aumento de la capacidad portante de las estructuras de obra de fábrica. La primera se basa en el cambio de la geometría o las cargas de la estructura, y se traduce en aumentos de sección (recrecido con o sin reforzar), cambio de pesos aplicados o utilización de sistemas de postesado que contribuyan al equilibrio estructural. Esta primera tendencia resulta indicada para la conservación de estructuras esqueléticas de mampostería con valor histórico. La segunda gran línea se asocia al aumento de la resistencia a tracción mediante la conexión con materiales de altas prestaciones y es la que se abordará con más detalle. En este conjunto se encontrarían el uso de *FRP* (*Fibre Reinforced Polymer*) adherido a la superficie de la mampostería, dispuesto en las juntas (*Near-surface mounted* o *NSM*) o cosiendo grietas existentes mediante inyección de resina. En todos estos casos el *FRP* se adhiere mediante el uso de resinas epoxi de base orgánica. También en este segundo grupo se considerarían el uso de proyecciones de microhormigón con fibras (gunitado) o el ferrocemento que consiste en embeber una malla de acero en una capa de mortero de altas prestaciones. De hecho el ferrocemento puede considerarse el precursor del *TRM*, que también se incluiría en este grupo.

6.2.1. ¿Qué es y cómo funciona el TRM?

El *TRM* es un material compuesto formado por una malla tejida de fibra embebida en una matriz inorgánica de mortero. La malla puede ser fabricada con materiales tan diversos como la fibra de vidrio, la fibra de carbono, la fibra de basalto, fibras vegetales o alambres de acero (esta última opción se asemeja al ferrocemento). El principal requisito que debe cumplir la malla es su perfecta adherencia con el mortero de la matriz del *TRM*. Esta adherencia se consigue por compatibilidad química pero también por la geometría de dicha malla, o sea, por el anclaje mecánico derivado del mortero que pasa entre la trama y la urdimbre de la malla. Pasos de malla excesivamente pequeños evitan que el mortero penetre por completo entre las líneas de fibra reduciendo considerablemente la conexión entre mortero y malla. Es esencial entender que el *TRM* aporta resistencia a tracción gracias a las fibras de la malla, y que estas fibras soportan únicamente las cargas que el mortero es capaz de transmitir. Así pues, la transmisión de esfuerzos mortero-malla es el principal requisito a plantearse. Otro requisito es que la malla sea químicamente estable cuando está embebida en el interior de

la matriz inorgánica, asegurando su durabilidad. Se deben descartar, para las fibras, aquellos materiales reactivos químicamente con la matriz inorgánica a la que vayan a ser asociada. Por otro lado, la adaptabilidad geométrica de la malla es de gran importancia cuando se plantea el refuerzo de estructuras con geometrías singulares. Así pues, fibras como las de carbono o vidrio ofrecerán mayor flexibilidad geométrica que las mallas de alambres de acero. Para acabar con la malla se debe destacar que esta suele ser uni o bidireccional de acuerdo con las necesidades de refuerzo.

En referencia al mortero, este puede ser cualquier tipo de matriz inorgánica. Entre las matrices más comunes están los morteros de base cementítica (*Portland*), los morteros de cal o los morteros de puzzolana. Todos los morteros que se distribuyen comercialmente para su uso en *TRM* han sido específicamente diseñados para su uso con una malla de fibra específica y cuentan con múltiples aditivos químicos que mejoran su trabajabilidad y afinidad química con la correspondiente malla. Algunos, incluso están dotados de microfibras en su composición. Por este motivo se recomienda encarecidamente seguir siempre las combinaciones y especificaciones propuestas por los distribuidores de *TRM*.

Siguiendo con la matriz se podría decir que las dos principales aportaciones que realiza al material compuesto son la conexión entre el material sustrato a reforzar (obra de fábrica) y la malla, y la protección de la fibra frente a las condiciones externas (humedad, luz solar, etc.). La primera aportación es la más relevante a nivel estructural puesto que el *TRM* únicamente contribuirá a soportar las cargas que la matriz sea capaz de transferir desde la superficie de la obra de fábrica a reforzar hasta las fibras. Así pues, la adherencia de la matriz a la mampostería u obra de fábrica es el principal parámetro a tener en cuenta si se pretende sacar el máximo provecho al material de la malla (generalmente más caro).

Si la adherencia matriz-obra de fábrica no es suficiente, el fallo de la estructura reforzada suele producirse por despegado (*debonding*) del *TRM*. Por contra, si dicha adherencia es suficiente, el fallo puede ser por falta de resistencia de la obra de fábrica que no es capaz de transmitir la carga a la matriz sin colapsar localmente en superficie. En este caso se observaría un efecto de arrancada de la capa superficial de la fábrica (*peeling*). Si la interfase obra de fábrica-matriz funciona correctamente y la conexión matriz-fibra también, podría observarse un fallo por agotamiento de la resistencia a tracción de la malla (que no tiene por qué corresponderse con un agotamiento a tracción de todas las fibras traccionadas de la sección).

Dicho esto, resulta imprescindible recordar en este punto lo que podría parecer (quizás porqué lo sea) una obviedad que pasa desapercibida muy a menudo entre los aplicadores de cualquier tipo de refuerzo: no tiene ningún sentido reforzar más allá de las posibilidades del material de sustrato o la capacidad resistente de la estructura frente a otros esfuerzos no considerados por la intervención. Es decir, que se tiene que tener siempre en cuenta el eslabón más débil de todos los que participan en la cadena de la capacidad portante de una estructura. Por ejemplo, si una viga puede soportar la flexión derivada de una carga de 20 kN y el cortante asociado a una carga de 50 kN, no tiene sentido reforzar dicha viga a flexión para soportar cargas más allá de 50 kN si no se refuerza también a cortante. De lo contrario, el material de refuerzo adicional no será de utilidad y se alcanzará una solución desproporcionada, antieconómica y técnicamente insostenible. Del mismo modo, no debería reforzarse ninguna estructura sin tener en cuenta el esfuerzo rasante máximo que puede soportar el sustrato, es decir, qué carga podrá transmitir la superficie de contacto obra de fábrica-*TRM* sin fallar

localmente. Así pues, los modos de fallo asociados al colapso de la obra de fábrica o de la superficie de contacto con el TRM, deberían considerarse un error de diseño del sistema de refuerzo que no desarrolla todas sus posibilidades.

6.2.2. Comparación del TRM con otros métodos de refuerzo

Las favorables proyecciones de futuro que se otorgan al TRM están íntimamente relacionadas con sus múltiples ventajas frente a otros métodos de refuerzo aplicables en la obra de fábrica [3, 8, 15]. En particular, la comparación resulta interesante con el FRP que es el principal competidor en el mercado:

- *Buena relación resistencia/peso.* Mucho mejor que refuerzos a base de conectar viguetas o pletinas de acero o basados en gunitado (contiene mucha menos fibra que el TRM). No obstante el FRP resulta más competitivo en este aspecto.
- *Adaptabilidad a geometrías complejas.* Únicamente comparable al gunitado y el FRP aplicado en húmedo (poco común).
- *Permeabilidad al vapor de agua de la obra de fábrica.* Esta es una de las grandes ventajas frente al FRP con el que compite en el campo de los materiales compuestos aplicados en el refuerzo de estructuras. Para la durabilidad de la obra de fábrica la permeabilidad del vapor de agua resulta esencial e irrenunciable por parte de un refuerzo.
- *Compatibilidad de deformaciones.* Puesto que la matriz inorgánica puede ser prácticamente del mismo material que las juntas de la obra de fábrica, la compatibilidad física es completa, evitando que se generen esfuerzos por deformaciones relativas debidos a cambios térmicos o por tener rigideces muy distintas. Esta es una gran ventaja frente al FRP ya sea montado en superficie o junta.
- *Aplicación simple por parte de personal de albañilería.* No se requiere formación específica como para el FRP.
- *No utiliza materiales tóxicos ni peligrosos en su aplicación* a diferencia de las resinas químicas requeridas para la adhesión del FRP a la obra de fábrica.
- *Es resistente al fuego y a la acción de rayos ultravioletas.* Esta es una gran ventaja frente al FRP que pierde sus características resistentes a temperaturas relativamente bajas (200°C) y su durabilidad se ve comprometida si se expone al sol.
- *Es reversible y reciclable de forma sencilla,* puesto que se trata de un composite formado por materiales reciclables. La adherencia del TRM con la obra de fábrica es suficientemente buena para la transmisión de esfuerzos pero no tanto como para calificar el refuerzo de irreversible sin dañar la estructura original.

No obstante, el TRM también tiene limitaciones técnicas y desventajas frente a otros sistemas. Entre las más destacables están:

- *Menor rigidez que los refuerzos con FRP o con pletinas o viguetas de acero.*
- *Larga espera para que el refuerzo sea efectivo* (en general 28 días de curado).

- *Falta de experiencia y normativa en relación al TRM.*
- *Falta de distribuidores del material de refuerzo.*
- *Falta de empresas aplicadoras del TRM.*

Así pues, las principales ventajas y desventajas técnicas están ambas relacionadas con la matriz inorgánica, que si bien es simple de aplicar y aporta una gran compatibilidad con la obra de fábrica además de resistencia frente al fuego, por contra requiere un largo período de curado. En referencia al resto de desventajas se cree que pueden ser transitorias y que podrían desaparecer de producirse la implantación definitiva de este método de refuerzo.

6.2.3. Aplicación del TRM en la obra de fábrica, consideraciones y variables de diseño

La aplicación del TRM en la obra de fábrica puede resultar simple para un trabajador de albañilería aunque hay ciertas consideraciones determinantes que deberían tenerse en cuenta antes de emprender su instalación. A continuación se detallan los diferentes pasos de aplicación haciendo hincapié en los condicionantes de la mampostería que alteran en cierta forma el proceso de instalación estándar descrito por los distribuidores de este material de refuerzo.

(a) Preparación de la superficie

Para poder aplicar cualquier mortero de reparación o refuerzo en mampostería, la preparación de la superficie es similar. En esencia se trata de conseguir una superficie rugosa, regular y sobretodo limpia de polvo y grasa.

Para la aplicación del TRM en obra de fábrica se aconseja, en primer lugar, retirar todas las irregularidades que sobresalgan de la obra de fábrica, en especial juntas de mortero excedente y que presenten ángulos agudos que podrían llegar a cortar la malla. Cabe destacar que no se trata de conseguir una superficie plana o lisa (como algunos distribuidores de TRM aconsejan erróneamente) sino que esté exenta de protuberancias que dificulten la aplicación o puedan dañar la malla. Si quedan huecos, estos serán rellenados con el mortero de refuerzo cuando se aplique el TRM.

Una vez regularizada la superficie se procederá a limpiarla. El objetivo de este proceso es eliminar el polvo y posibles grasas. El uso de desengrasantes tipo alcohol está aconsejado para este segundo fin y para retirar el polvo se ha comprobado la efectividad del uso de aire comprimido (en ambiente ventilado) como alternativa al uso de arena proyectada o agua a alta presión, que son los métodos más contrastados y los aconsejados por los fabricantes del sistema de refuerzo. Cabe destacar que la función de proyectar arena es doble ya que limpia la superficie y simultáneamente aporta rugosidad a la obra de fábrica. Para la mayor parte de aplicaciones, esta rugosidad adicional no es necesaria y por lo tanto se considera el método desproporcionado para pequeñas intervenciones si bien se puede considerar para obras de gran extensión.

Para acabar la preparación de la superficie y justo antes de aplicar el refuerzo, la obra de fábrica se debe humedecer hasta la saturación pero la superficie debe estar completamente

seca. Esta humectación resulta esencial para conseguir una buena adherencia del *TRM* con la obra de fábrica.

(b) Preparación del mortero

En primer lugar, se remarca que la elección del mortero debe realizarse de acuerdo con la elección de la malla para asegurar la compatibilidad química y la adherencia entre ambos materiales. No deberían aplicarse combinaciones no estudiadas previamente en laboratorio.

Para la preparación del mortero se aconseja seguir estrictamente las instrucciones del proveedor de mortero ya que, en general, se trata de morteros tecnológicos, con una gran cantidad de componentes químicos o aportación de microfibras. En particular es esencial respetar el tiempo y velocidad de amasado así como la proporción fase polvo/fase líquida. En todos los casos la mezcla deberá realizarse mecánicamente, nunca a mano, para asegurar la homogeneidad del producto final. El uso de las herramientas adecuadas (por ejemplo, se suele aconsejar un mezclador de hélice de sección plana asociado a un taladro) es muy importante para asegurar una buena mezcla.

Sin entrar en el detalle de productos comerciales concretos se debe señalar que en general se procede a mezclar el mortero añadiendo la fase polvo sobre la líquida mientras se agita el conjunto con el mezclador aconsejado. La fase líquida puede ser agua corriente o algún preparado con aditivos químicos que se distribuya conjuntamente con la fase polvo.

Dependiendo del mortero utilizado se dispondrá de más o menos tiempo de trabajabilidad. Aun así, se ha observado que prácticamente todos los morteros comerciales presentan características tixotrópicas, es decir, que el producto recupera en buena medida su trabajabilidad cuando se remueve de nuevo.

(c) Preparación de la malla

La elección de la malla debe realizarse de acuerdo con la elección del mortero tal y como se ha descrito anteriormente. Cabe destacar que el tipo de malla determinará en gran medida el comportamiento estructural del *TRM* así que los criterios de rigidez y resistencia deseadas son básicos para la elección.

En la guías de aplicación no se habla de la preparación previa de la malla. No obstante, para agilizar el proceso de aplicación es conveniente que la malla esté limpia y cortada a las medidas necesarias. Cortar la malla una vez aplicada es una mala praxis relativamente común en las primeras aplicaciones. Para grandes superficies en que deban superponerse varias mallas se suele aconsejar un solape de unos 30 cm. No obstante, este parámetro que debería ser aportado por el distribuidor de la malla en general no está disponible en los catálogos que acompañan el producto y debe ser solicitado.

El corte de la malla debe realizarse con las herramientas adecuadas (tijeras, cizalla, etc.) y siempre intentando no interrumpir las líneas continuas de fibra. Además, la posición de la malla debe ser elegida cuidadosamente de acuerdo con la orientación deseada para las fibras.

(d) Aplicación del *TRM*

El procedimiento de aplicación aconsejado por los fabricantes de *TRM* es prácticamente el mismo en todos los casos. Consiste en aplicar una primera capa de mortero el grosor de la

cual dependerá del tipo de producto utilizado (varía de 3 a 6 mm en general). Nótese que el consumo del producto de esta primera capa solo puede calcularse a partir de la experiencia en el refuerzo de obra de fábrica similar a la que se está interviniendo puesto que la cantidad de huecos, juntas medio llenas, etc. que deberán rellenarse con el mortero varía de caso a caso.

El siguiente paso consiste en situar correctamente la malla sobre la capa de mortero. Debe realizarse con precisión y asegurando la alineación de las líneas de fibra. Así mismo, se desaconseja que la malla exceda las dimensiones de la estructura a reforzar, es decir, que debe ser ligeramente menor que la superficie a reforzar (dejando por ejemplo 1 cm de margen por cada lado).

Con la malla situada en posición, se procede a embeberla en la capa previamente dispuesta de mortero mediante una suave presión con una llana. La dirección de avance del paso de la llana debe ser siempre la misma para evitar que se arrugue la malla. Es muy importante asegurar que la dirección de las fibras no se ve alterada durante el proceso de inserción de la malla en el mortero. Este paso del procedimiento asegura que el mortero penetra por completo en los orificios de la malla asegurando la conexión mecánica entre ambos componentes. El resultado final debe ser que la malla quede parcialmente oculta por el mortero pero que todavía se pueda distinguir su presencia.

A continuación se procede a disponer una segunda capa de mortero, que puede ser la de acabado (de 4 a 5 mm de grosor en general) si solo se desea incorporar una malla o una capa intermedia (de unos 2 a 4 mm de grosor en general) antes de repetir el procedimiento de posicionar una nueva malla y embeberla en esta segunda capa. En general, los proveedores de material para *TRM* no aportan información sobre el número máximo de capas que se pueden aplicar. No obstante, según la experiencia práctica se observa que disponer más de 3 ó 4 capas en una sola aplicación (antes de dejar curar el mortero) resulta complicado de ejecutar. Entre capa y capa de malla siempre se aconseja disponer una capa de mortero. Aún así, se ha probado con éxito la instalación de dos mallas superpuestas al tresbolillo sin mortero intermedio cuando el paso de malla es considerablemente grande (20 mm) y reducirlo a la mitad no impide el paso correcto del mortero a través de las mallas. Este procedimiento no estandarizado puede tenerse en cuenta si se dispone de información experimental que avale su uso.

(e) Acabado final y curado

La capa de acabado de mortero debe ser plana, dejando un grosor constante de *TRM* en toda el área reforzada. El criterio generalmente aceptado para asegurar un recubrimiento adecuado de la malla es que esta no se pueda distinguir a través de la última capa de mortero. Un acabado liso mejora la durabilidad del refuerzo. Por ello se aconseja el uso de llanas de grandes dimensiones que uniformizan la superficie fácilmente.

Respecto al curado, se aconseja seguir en la medida de lo posible las directrices de los distribuidores del material de refuerzo. No obstante, se debe recordar que en general se trata de una matriz inorgánica comparable a un mortero de albañilería, así que su curado seguiría la misma praxis: evitar un secado rápido de la superficie mediante humectación durante el curado o bien cubriendo la zona reforzada si está expuesta al sol a un viento considerable. Las primeras horas de curado son críticas para evitar fisuras de retracción que comprometerían la durabilidad del refuerzo.

(f) Uso de conectores

Los conectores son elementos cuya función es mejorar el anclaje del *TRM* a la obra de fábrica mediante el paso de un elemento resistente desde la cara reforzada hasta el trasdós de la estructura donde se adhiere. La sujeción transmite los esfuerzos que tenderían a desprender el refuerzo de *TRM* al trasdós mejorando así la capacidad de carga del refuerzo.

El uso de conectores no está previsto por todos los sistemas comerciales de *TRM* así que debe considerarse una técnica cuya aplicación es opcional en la mayoría de los casos. De hecho, en la bibliografía, el uso de conectores queda restringido prácticamente a estructuras esqueléticas bi o tridimensionales, es decir, estructuras tipo arco, bóveda o cúpula (por ejemplo [6]). En general se pueden distinguir dos tipos de conectores: las barras de *FRP* con fibras libres en los extremos y los realizados manualmente a partir de la malla de refuerzo. El uso de los primeros está más estudiado que el de los segundos y su producción está industrializada. No obstante, por el hecho de tratarse de *FRP*, su conexión con la obra de fábrica requiere de resinas epoxi en el agujero de paso con los inconvenientes asociados citados anteriormente. En la zona de las fibras libres la conexión puede realizarse con el propio mortero del *TRM* al que se asocia el conector. Por contra, el segundo tipo de conectores es de producción manual puesto que son tramos de la misma malla usada en la capa de *TRM*, que se cortan a la medida necesaria y se enrollan para pasar a través del agujero entre las dos caras de la estructura. La adhesión de estos conectores con la obra de fábrica es en toda su superficie mediante mortero.

A partir de la propia experiencia se considera oportuno indicar que el uso de conectores cada vez tiene menos sentido dadas las excelentes propiedades de los morteros de refuerzo usados en el *TRM* que mejoran día a día su adherencia haciendo estos elementos innecesarios en gran parte de la casuística. Así pues, el uso de conectores quedaría limitado prácticamente a geometrías curvas para las cuales el desprender del *TRM* pueda suponer un modo de fallo viable.

Dicho esto, cabe destacar también los problemas de instalación observados en el caso de utilizar conectores fabricados a partir de la propia malla de refuerzo. Se ha notado que en la zona donde el conector sobresale del plano del muro y se abre, el grosor del *TRM* aumenta considerablemente por el propio radio de giro de la malla. Además, en este punto el mortero tiene muy complicado el penetrar en la malla, por lo que el *TRM* queda parcialmente desprender de la obra de fábrica. Y para acabar, se ha observado que la presencia de puntos de paso de conectores muy juntos puede comprometer seriamente la resistencia de la estructura, generándose planos de fallo.

A pesar de las consideraciones anteriores se recomienda, en todo caso, leer y seguir las instrucciones de los desarrolladores del producto y si cabe la posibilidad, observar como personal experimentado lo aplica para detectar detalles que no se pueden recoger por completo en las guías.

Para terminar este apartado se procederá a analizar cuáles son las variables de diseño del refuerzo que deben considerarse:

- En relación a la malla, se debe tener en cuenta su material componente ya que determinará en gran medida su comportamiento estructural así como su afinidad química con la matriz inorgánica. Además, resulta esencial conocer el paso de malla, es decir, la

distancia entre líneas de trama y de urdimbre. Pasos de malla pequeños indican mayor cantidad de fibra pero menor posibilidad de que el mortero penetre en la malla asegurando su conexión mecánica con la obra de fábrica. Debe tenerse en cuenta en todo momento que la resistencia a tracción y deformación última de la fibra no tiene por qué coincidir con la de la malla ya que esta segunda presenta el material en un tejido muy deformable.

- La resistencia a tracción del mortero de refuerzo, ya que la malla de fibra no trabajará plenamente hasta que se fisure la matriz en la que está embebida por el hecho de tratarse de un refuerzo pasivo. En general, el TRM requiere de grandes deformaciones de la estructura para entrar en carga.
- Posición de la malla o canto útil. Se requiere conocer donde está situada la malla de refuerzo en relación a la estructura de obra de fábrica para conocer el brazo mecánico de la resultante de las cargas de tracción.
- Ancho de la malla aplicada o número de líneas de fibras embebidas en el refuerzo.

6.3. Aplicaciones del TRM en muros de carga de obra de fábrica

6.3.1. Estudio bibliográfico

El TRM se ha desarrollado de forma activa a partir de finales de los años 1990 cuando su aplicación se realizaba con el objetivo de reforzar estructuras de hormigón [10, 13, 17]. Los buenos resultados obtenidos en el hormigón junto con las propiedades de afinidad físico-químicas con la obra de fábrica plantearon rápidamente la utilización del TRM para el refuerzo de la obra de fábrica. Los primeros años del siglo XXI están caracterizados por el estudio experimental y el desarrollo específico del sistema de refuerzo TRM para su aplicación en estructuras de mampostería. Varios artículos científicos tratan el tema y obviamente comparan el TRM con otros sistemas de refuerzo basado en materiales compuestos como el uso de láminas de plástico [16], o una capa de microhormigón reforzado con fibras [3, 11]. No obstante, el principal competidor hoy en día es el FRP. En varios artículos se compara el TRM con el FRP [3, 8].

Analizando la bibliografía existente se puede notar que el caso más estudiado del refuerzo de obra de fábrica con TRM es el de cortante, ya sea estático o dinámico. Este hecho no es casual puesto que el TRM se ha utilizado mayormente para reforzar estructuras dañadas por sismo. Por ejemplo, en [2] se presenta un estudio experimental sobre la influencia del TRM en la respuesta estructural de paredes de carga de obra de fábrica previamente dañadas cuando se someten acciones dinámicas de cortante. En [14] se analiza la efectividad del TRM en el refuerzo de muros de obra de fábrica sometidos a acciones dinámicas en el plano (axial y cortante) y fuera del plano. Todos los estudios remarcan que el TRM es especialmente efectivo al disipar energía en situaciones dinámicas de cortante por lo que su uso en refuerzos sísmicos está justificado.

También existen estudios del refuerzo de muros con *TRM* frente a acciones fuera del plano, sobretodo simulando casos de viento o sismo. Así, tenemos el caso de [9] que se centra en la evaluación de la efectividad del *TRM* aplicado en muros de obra de fábrica sometidos a acciones cíclicas fuera del plano. De esta investigación resulta que las cargas cíclicas no reducen significativamente la rigidez ni la resistencia de la obra de fábrica reforzada frente a esfuerzos de flexión fuera del plano. Además, se remarca la gran capacidad de absorción de energía que tiene este sistema de refuerzo.

En cambio, no existían muchas investigaciones anteriores a la presentada a continuación sobre el caso de refuerzo de muros de obra de fábrica sometidos a flexión fuera del plano por efectos de segundo orden con *TRM*. Quizás una de las investigaciones previas más completas en esta rama concreta de estudio es el trabajo que se pueden encontrar en [5] donde se analiza la influencia del *TRM* y el uso de conectores en la capacidad de carga de muros de varias hojas. En esta investigación se detecta el predominio de los conectores como sistema de refuerzo y la influencia del *TRM* queda en un segundo plano.

6.3.2. Estudio de muros reforzados con *TRM* en el CER-LITEM

A partir del estudio bibliográfico, en el grupo de investigación LITEM (BarcelonaTECH) se detectó la necesidad de completar el campo de conocimiento tratando el tema del refuerzo de muros de carga sometidos a cargas axiales excéntricas con *TRM*. En este caso de sollicitación los muros sin refuerzo presentan desplazamientos fuera del plano debido a efectos de segundo orden (excentricidad) que en general llevan al colapso por formación de un mecanismo. El principal objetivo del estudio era valorar cómo cambiaba el comportamiento estructural de los muros al aplicar el refuerzo con *TRM* y, en particular, detectar posibles mejoras en la capacidad de carga de las paredes.

La investigación se centró en el estudio, tanto experimental como numérico, de una serie de 9 muros a escala real reforzados con varios tipos de *TRM*. A partir de los resultados experimentales se ajustó un modelo numérico usado posteriormente para hacer prospecciones de estudio de diversos patrones de refuerzo posibles usando el *TRM*. Los pasos seguidos en la investigación más allá de la búsqueda bibliográfica fueron:

(a) Construcción de los muros

Los materiales usados para la construcción de los muros de obra de fábrica a estudiar fueron ladrillos sólidos cerámicos y mortero común de albañilería M7,5. La ejecución de los muros fue realizada por una empresa constructora experimentada. Las dimensiones teóricas de los muros eran de 165 cm de altura, 90 cm de ancho y 13 cm (un solo ladrillo) de grosor. En total se construyeron once paredes, dos de las cuales fueron ensayadas sin refuerzo como base de comparación.

(b) Refuerzo de las paredes

Las nueve paredes restantes se reforzaron con los siguientes materiales:

- Mortero bicomponente de base cemento *Portland*, con aditivos químicos, fibras de vidrio y que se mezclaba con látex e indicado para el refuerzo de obra de fábrica actual. Este mortero fue desarrollado para el uso conjunto con mallas de fibra de vidrio.

- Mortero bicomponente de base cal, con aditivos químicos, fibras de vidrio y que se mezclaba con látex. Este estaba especialmente diseñado para el refuerzo de estructuras históricas con las juntas de cal. Como el anterior, este mortero fue desarrollado para el uso conjunto con mallas de fibra de vidrio.
- Mortero monocomponente de base puzzolánica con aditivos para favorecer sus propiedades tixotrópicas desarrollado específicamente para el refuerzo de estructuras de mampostería usando mallas de fibra de carbono. Este se mezclaba con agua corriente.
- Malla bidireccional de fibra de vidrio recubierta, dotada de un gran paso entre líneas de fibra (25 mm).
- Malla bidireccional de fibra de carbono con un paso entre líneas de fibra de 10 mm.

Que se combinaron de la siguiente forma:

- 2 muros reforzados con una malla de fibra de vidrio embebida en una capa de mortero bicomponente de base *Portland*. No se usaron conectores en este caso.
- 2 muros reforzados con una malla de fibra de vidrio embebida en una capa de mortero bicomponente de base cal. Sin conectores.
- 1 muro reforzado con dos mallas de fibra de vidrio al tresbolillo embebidas conjuntamente en una capa de mortero bicomponente de base *Portland* y sin conectores.
- 1 muro reforzado con dos mallas de fibra de vidrio al tresbolillo embebidas conjuntamente en una capa de mortero bicomponente de base cal y sin conectores.
- 1 muro reforzado con una malla de fibra de carbono embebida en una capa de mortero de base puzzolánica y ningún conector.
- 1 muro reforzado con una malla de fibra de carbono embebida en una capa de mortero de base puzzolánica y 6 conectores.
- 1 muro reforzado con una malla de fibra de carbono embebida en una capa de mortero de base puzzolánica y 9 conectores.

La aplicación del refuerzo siguió el procedimiento anteriormente presentado. Se debe destacar que todas las combinaciones de mortero y malla estaban aconsejadas por los distribuidores del material por lo que se trata de soluciones de *TRM* comerciales.

(c) Prueba de carga

La prueba de carga fue diseñada de tal modo que permitiera obtener el máximo de información útil para la validación de un modelo numérico simplificado. Así pues, la eliminación de las indeterminaciones correspondientes a las condiciones de contorno fue una prioridad. Con este fin, todos los muros fueron ensayados en una configuración estructural en la cual los muros estaban articulados en los dos extremos, superior e inferior, mediante rótulas durante la prueba de carga (véase Figura 6.1). Todos los muros se ensayaron con la misma excentricidad en la parte inferior y superior del muro: 30 mm. Por lo tanto, las variables de estudio fueron el número de mallas embebidas en una capa de mortero, el tipo de mortero, el uso de conectores y la comparación entre tres sistemas comerciales de *TRM*.

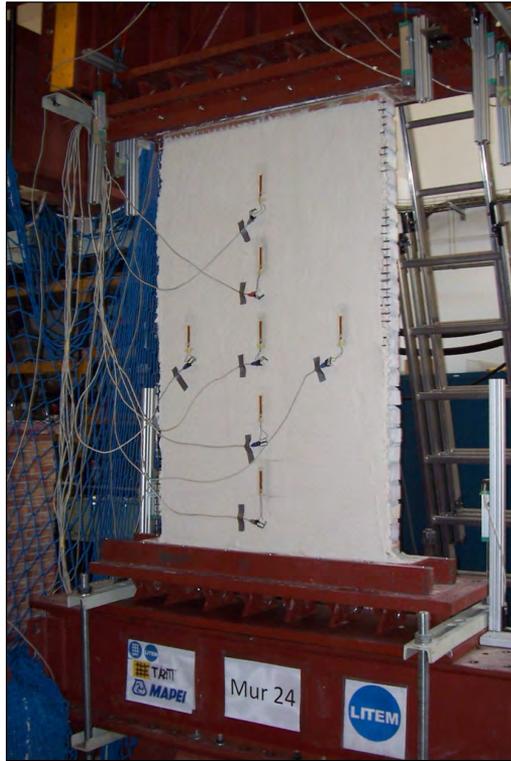


Figura 6.1: Montaje e instrumentación para el ensayo de los muros reforzados con *TRM*.

Ocho sensores potenciométricos se usaron para medir el descenso y giro de la rótula superior y el giro de la rótula inferior. Cuatro sensores de desplazamiento láser se usaron para la medida de los movimientos del muro y la rótula superior fuera del plano. En teoría la rótula superior tenía este movimiento impedido. Así pues, una de las mediciones era para cerciorarse del correcto funcionamiento del sistema de ensayo. Un sensor de presión permitió conocer, de manera indirecta, la fuerza aplicada sobre el muro en todo instante. Galgas extensométricas de hormigón se adhirieron a la superficie del *TRM* de algunos muros para medir las deformaciones en la cara exterior de la capa de refuerzo. Una videocámara de alta velocidad se instaló en el lateral del sistema de ensayo para capturar el modo de rotura.

(d) **Resultados de la prueba de carga**

Una vez finalizados los ensayos y postprocesados los datos correspondientes se realizó un análisis crítico de los resultados experimentales obtenidos.

En primer lugar, desde el punto de vista cualitativo debe remarcarse que se observaron dos modos de fallo. Los dos muros no reforzados y dos de los reforzados con una sola malla de fibra de vidrio (uno con mortero de base *Portland* y el otro con mortero de base cal) fallaron al formarse un mecanismo (véase Figura 6.2). A las dos rótulas del sistema de ensayo se añadió una más desarrollada al abrirse una junta horizontal de la obra de fábrica (caso de los muros sin reforzar) o romperse a tracción el *TRM* (caso de los dos reforzados). En cambio, los siete

muros reforzados restantes presentaron un modo de fallo caracterizado por el agotamiento de la obra de fábrica cerca de uno de los extremos debido a la concentración de los esfuerzos derivados de la compresión y el cortante fuera del plano. Para todos los casos de muros reforzados ensayados el TRM fisuró mostrándose grietas horizontales cada 20 cm aproximadamente antes de alcanzar cualquier de los dos modos de colapso descritos. Así mismo, no se observó en ningún caso que fallara la adherencia entre la obra de fábrica y el TRM por lo que ninguna diferencia aparente se detectó con el uso de conectores. No obstante, analizando los restos de los muros colapsados sí que se observó que el plano de rotura de la obra de fábrica incluía los agujeros por donde pasaban los conectores en los dos muros donde estos fueron utilizados.

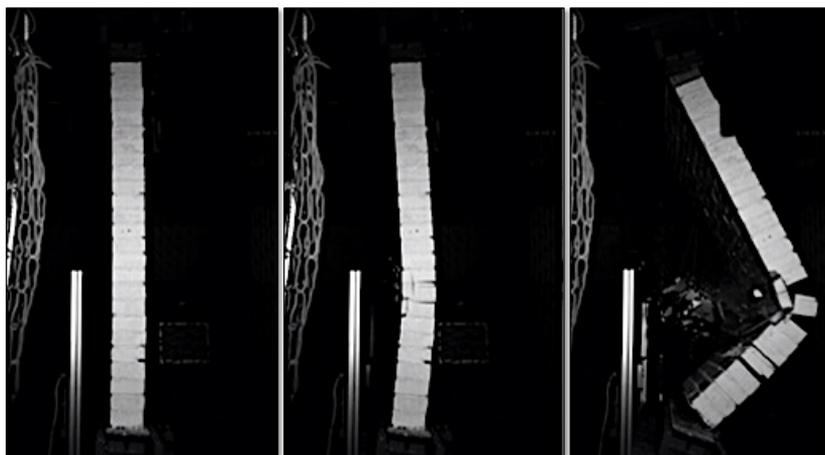


Figura 6.2: Modo de fallo por flexocompresión de la obra de fábrica simultáneo a la apertura de las juntas de mortero a media altura por flexotración.

Para comparar los datos obtenidos se definieron tres variables adimensionales: la capacidad portante del muro ϕ , definida como la carga aplicada durante el ensayo N dividida entre la resistencia a compresión de la obra de fábrica en el caso de distribución uniforme de tensiones $N_u = b \cdot bt \cdot f_c$; el desplazamiento lateral (fuera del plano) del muro a media altura h dividido por el grosor del muro t ; y el desplazamiento vertical de la rótula superior v dividido entre la altura efectiva del muro H_{eff} , que se define como la distancia entre los ejes de la rótulas. Además, con fines de comparación, se tuvieron en cuenta la excentricidad real a media altura del muro ya que las imperfecciones en la construcción de los especímenes hacen que los muros no sean nunca perfectamente verticales y que por lo tanto la excentricidad varíe a lo largo de la altura del muro aunque la excentricidad en los extremos de los muros sea siempre la misma (30 mm).

La capacidad portante de los muros reforzados con TRM se comparó con el promedio de la capacidad portante de los dos muros sin reforzar para evaluar el incremento de resistencia aportado, resultando un aumento promedio superior al 100%. Es decir, que en general, al aplicar TRM los muros doblaron su capacidad de carga. Antes de analizar los gráficos presentados se debe aclarar que los puntos posteriores a haber alcanzado la carga máxima forman

6 | Comportamiento estructural de muros de obra de fábrica reforzados con TRM

parte del proceso de colapso, que, por lo tanto, deben interpretarse con prudencia puesto que son datos obtenidos en un transitorio con sensores no destinados a ello. Además, la dispersión en las propiedades de los materiales y las irregularidades geométricas aconsejan un trato prudencial de los datos presentados a continuación.

Comparando los gráficos (véanse Figuras 6.3, 6.4 y 6.5) se puede observar que la influencia de la excentricidad sobre la capacidad de carga es mucho mayor en los muros sin reforzar que en los muros reforzados con TRM. Los pocos casos observables en que se alcanzan mayores resistencias con excentricidades ligeramente mayores que otros muros comparables con el mismo refuerzo, se pueden atribuir a la dispersión en las propiedades de la obra de fábrica y/o las irregulares geométricas.

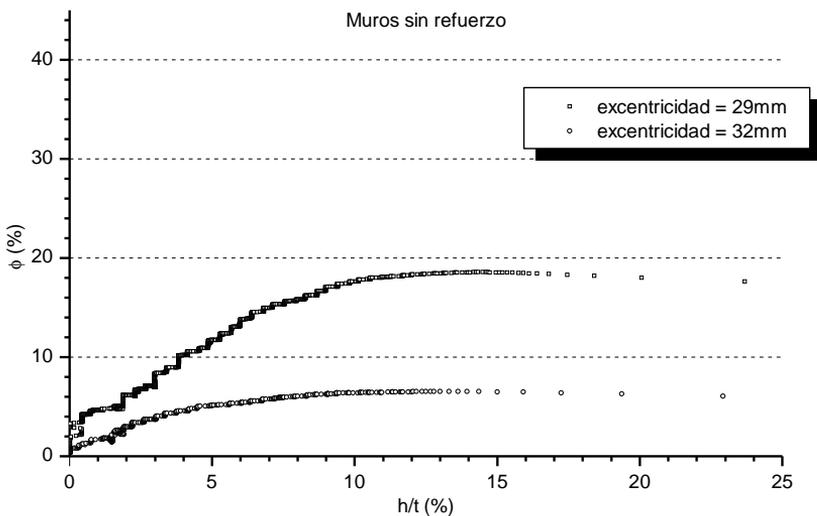


Figura 6.3: Carga ϕ vs. desplazamiento lateral a media altura (h/t) de los dos muros no reforzados.

En las Figuras 6.4 y 6.5 se puede observar que el hecho de disponer dos mallas de fibra de vidrio en comparación con el uso de una sola malla, supone un claro aumento de la capacidad portante del muro reforzado. Así mismo, el uso de dos mallas se traduce en un aumento de la rigidez lateral del muro. Este aumento de rigidez es más evidente para desplazamientos laterales a media altura mayores (fuera del plano) y para los casos reforzados con mortero de base cal (el más flexible), que para los casos reforzados con el mortero de base *Portland*. Observando las Figuras 6.6 y 6.7 se puede ver que el hecho de disponer dos mallas de fibra de vidrio rigidiza también la respuesta de desplazamiento vertical si se aplica con mortero de base cal pero no hay cambio si se hace con mortero de base *Portland* que es considerablemente más rígido. Ninguna de estas comparaciones se realizó para el tercer tipo de mortero en estudio.

Observando la Figura 6.8 se puede ver como el hecho de disponer conectores supone un claro aumento de la rigidez lateral. Igualmente se puede ver en la Figura 6.9 que los conectores aumentan la rigidez vertical aunque en este caso no hay cambio entre el uso de 6

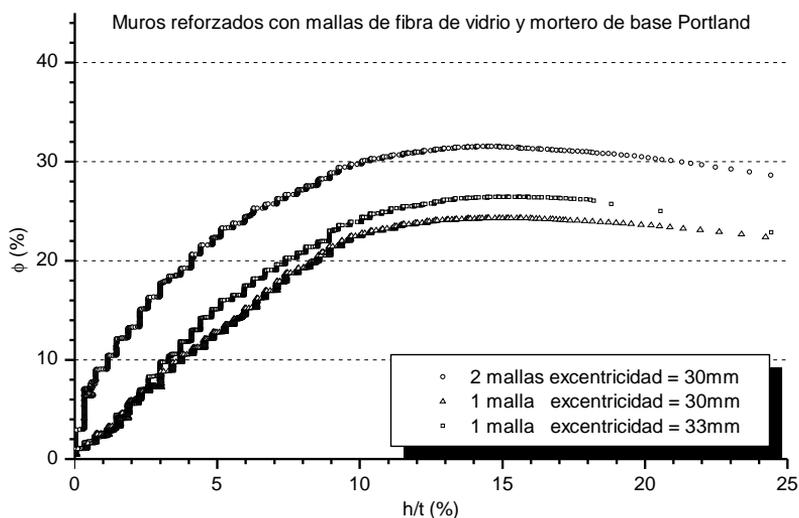


Figura 6.4: Carga ϕ vs. desplazamiento lateral a media altura (h/t) de los tres muros reforzados con malla de fibra de vidrio y mortero de base *Portland*. Tres muros, dos con una malla (1-grid) y uno con dos mallas (2-grids).

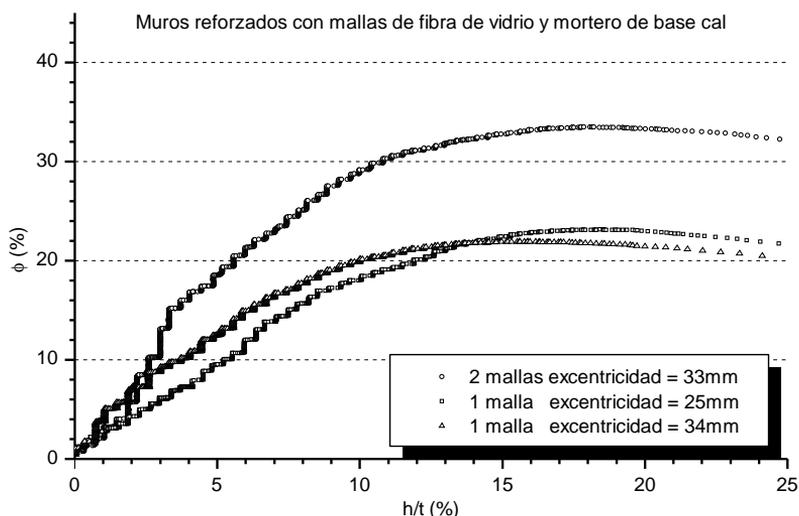


Figura 6.5: Carga ϕ vs. desplazamiento lateral a media altura (h/t) de los tres muros reforzados con malla de fibra de vidrio y mortero de base cal. Tres muros, dos con una malla (1-grid) y uno con dos mallas (2-grids).

o 9 conectores. Esto podría ser debido al uso de grosores mayores de mortero estrictamente necesarios para realizar la conexión más que al trabajo de los propios conectores. También resulta interesante remarcar que la capacidad de carga no se vio afectada de forma clara por el uso de conectores. Esto es consistente con el hecho de que ningún modo de fallo observado involucrara un despegue del TRM. Así pues, la adherencia del TRM con la obra de fábrica es suficiente en todos los casos y el uso de conectores no parece ser necesario.

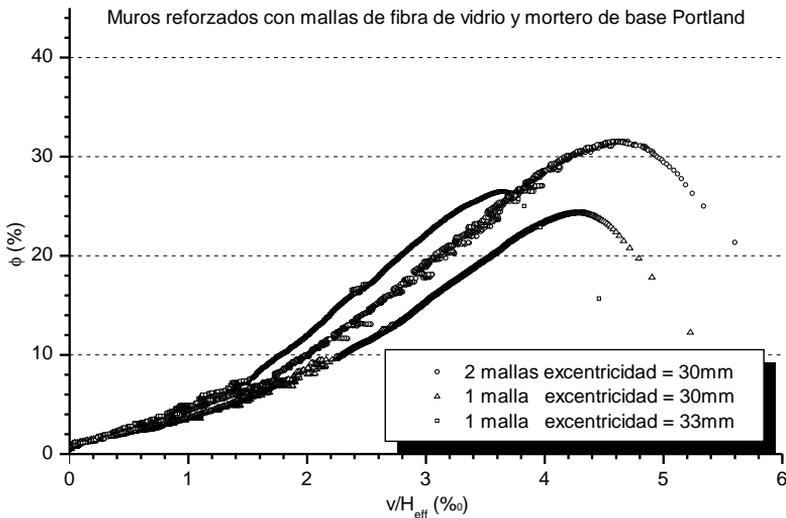


Figura 6.6: Carga ϕ vs. desplazamiento vertical (v/H_{eff}) de los tres muros reforzados con malla de fibra de vidrio y mortero de base Portland. Tres muros, dos con una malla (1-grid) y uno con dos mallas (2-grids).

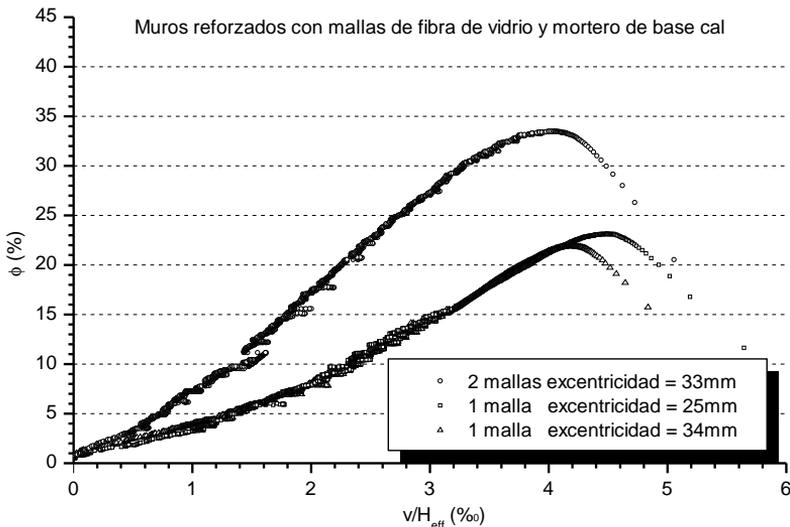


Figura 6.7: Carga ϕ vs. desplazamiento vertical (v/H_{eff}) de los tres muros reforzados con malla de fibra de vidrio y mortero de base cal. Tres muros, dos con una malla (1-grid) y uno con dos mallas (2-grids).

Para acabar con el análisis de los resultados experimentales se puede destacar que el uso de galgas extensométricas instaladas en la superficie del TRM permitió detectar que las deformaciones de los muros cerca del colapso, dependen en gran medida del sistema de refuerzo utilizado (tipo de mortero y malla). Además, se identificó una dependencia entre las deformaciones medidas para cargas pequeñas (alrededor de $\phi=15\%$) y el modo de fallo observado. Así, los muros que mostraron deformaciones menores en el punto central del TRM acaba-

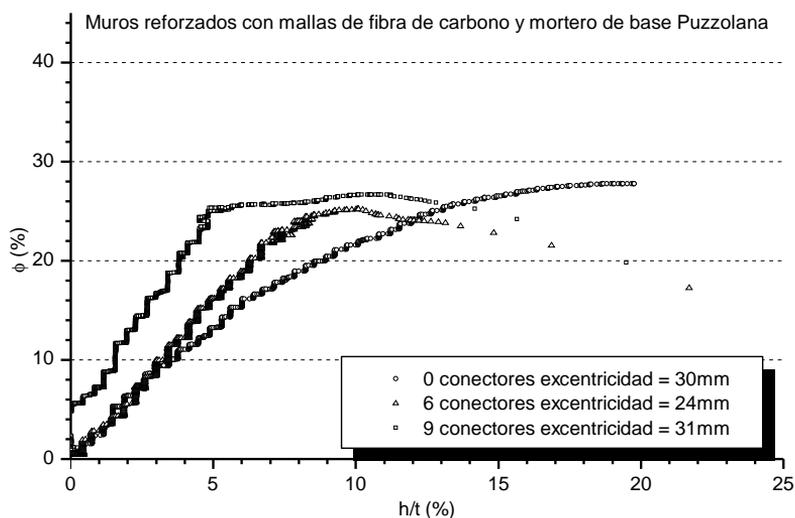


Figura 6.8: Carga ϕ vs. desplazamiento lateral a media altura (h/t) de los tres muros reforzados con malla de fibra de carbono y mortero de base puzzolana. Tres muros, uno sin conectores, otro con 6 conectores y uno con 9 conectores.

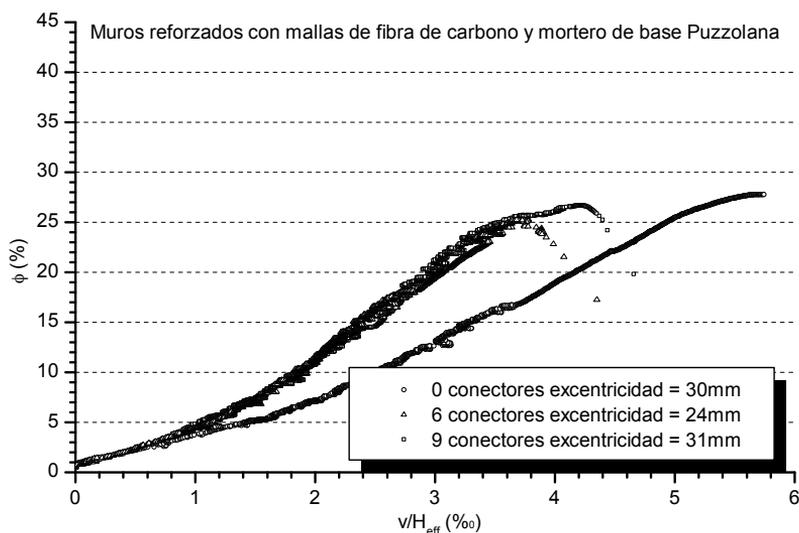


Figura 6.9: Carga ϕ vs. desplazamiento vertical (v/H_{eff}) de los tres muros reforzados con malla de fibra de carbono y mortero de base puzzolana. Tres muros, uno sin conectores, otro con 6 conectores y uno con 9 conectores.

ron fallando por compresión-cortante de la obra de fábrica cerca de los extremos del muro, mientras que los muros con deformaciones mayores acabaron fallando por tracción del TRM.

(e) Desarrollo y validación del modelo numérico

Para la modelización del caso de estudio se implementó un modelo numérico caracterizado por usar un software de simulación generalista (ANSYS® v.12.1.) no específico para la obra

de fábrica. El modelo se inscribe en el grupo de los micromodelos simplificados para la obra de fábrica y parte de la hipótesis de que los muros estudiados pueden simplificarse a un caso bidimensional de deformación plana.

Entrando en detalle en la descripción de las simulaciones de los ensayos experimentales se debe comenzar por la geometría utilizada. Al tratarse de un micromodelo simplificado, cada hilada de obra de fábrica se simula como un material homogéneo. Así pues, los muros se representan geoméricamente como una columna de "rectángulos" apilados en que cada "rectángulo" modela una hilada y tendrá las propiedades del material compuesto (ladrillo y mortero) correspondiente. La presencia de discontinuidades o juntas entre los "rectángulos" permite definir contactos entre ellos para representar el comportamiento a tracción de la obra de fábrica. Del mismo modo, el TRM se representa con un rectángulo estrecho correspondiente a cada hilada de la obra de fábrica y en contacto con ella. Esta división del TRM busca el mismo fin que el separar las hiladas del muro, es decir, facilitar unos puntos de contacto donde se definirá la posibilidad de fallo a tracción del material correspondiente. De hecho, en la observación de los ensayos experimentales se ha detectado que, de producirse, el fallo a tracción siempre se localiza en una junta real de la obra de fábrica, incluso si el refuerzo con TRM está aplicado.

Aún en referencia a la geometría cabe destacar que las rótulas se representan de forma muy simplificada ya que no forman parte del dominio de estudio y su inclusión responde únicamente a la necesidad de representar fielmente las condiciones de contorno. Por este motivo se utilizan cuerpos triangulares para una modelización eficiente de las rótulas que permita situar el centro de giro de forma precisa (vértice libre) en relación al muro (véase Figura 6.10).

Para acabar con la descripción de la geometría se debe destacar que con la finalidad de representar con la máxima fidelidad los modos de fallo observados en la experimentación física, se opta por incluir una línea inclinada en cada extremo de la obra de fábrica que divide los "rectángulos" de mampostería con el objetivo de poder definir un contacto "ficticio" de la obra de fábrica que permita el fallo por compresión localizada y cortante que se ha observado en el laboratorio.

Pasando a la descripción de los materiales, el comportamiento de la obra de fábrica y del TRM a compresión se supone elástico lineal hasta la resistencia máxima a compresión donde se impone plastificación perfecta. Así pues, el módulo elástico (E) y la resistencia a compresión (f_c) son los parámetros necesarios para la representación tanto de la obra de fábrica como del TRM a compresión. Para representar el comportamiento a tracción, las juntas entre objetos de obra de fábrica y entre objetos de TRM requieren de la resistencia a tracción (f_t) y la energía de fractura del primer modo para ser caracterizadas. El primer parámetro se determinó experimentalmente pero la energía de fractura (G_f^I) se calculó a partir de la resistencia a tracción siguiendo una relación obtenida a partir de datos bibliográficos: $(N \cdot m)G_f^I = 36.65 \cdot f_t$ (MPa). Las juntas inclinadas en la obra de fábrica cerca de los extremos del muro se caracterizaron por la resistencia a tracción y a cortante (f_s) y sus respectivas energías de fractura (G_f^I y G_f^{II} respectivamente). Para acabar, los contactos entre la obra de fábrica y el TRM se modelaron con adherencia perfecta puesto que en la experimentación no se observó ningún proceso de separación (*debonding*) ni deslizamiento.

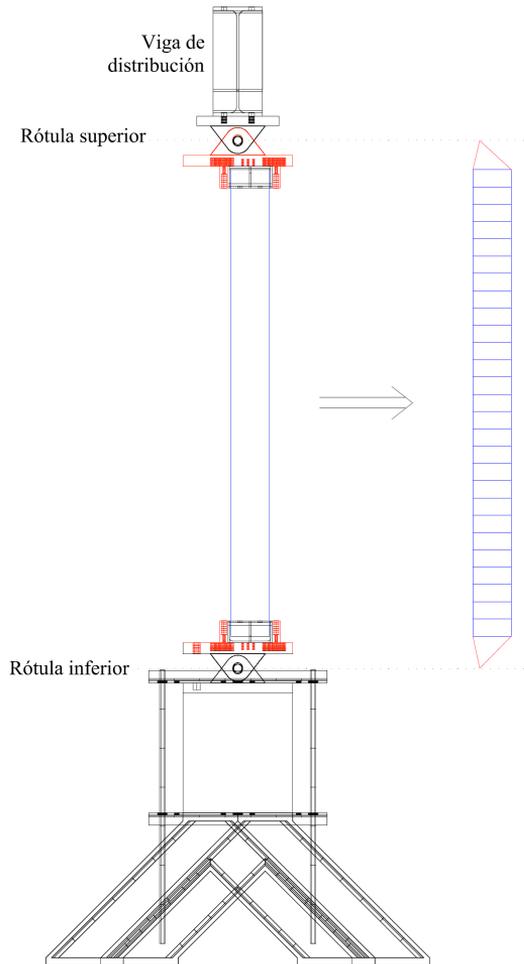


Figura 6.10: Simplificación de la geometría de ensayo para su modelización.

Todos los contactos, excepto el *TRM*-obra de fábrica, utilizan el *Cohesive Zone Model (CZM)* desarrollado por [1]. Este modelo permite a los contactos abrirse de forma elástica hasta alcanzar la resistencia a tracción. En ese momento se produce la separación entre los cuerpos y la tensión baja hasta cero siguiendo una ley lineal con la apertura del contacto (véase Figura 6.11).

La malla utilizada es homogénea y regular, formada por elementos cuadriláteros de 8 nodos y 5 mm de medida promedio en la obra de fábrica y de 3mm en el *TRM* para los objetos planos. En las juntas se usan elementos de contacto (segmentos) específicamente desarrollados para su uso con el *CZM*.

Las condiciones de contorno de la estructura son la fijación del vértice inferior del triángulo que representa la rótula inferior y el impedir el movimiento horizontal del vértice superior del triángulo que representa la rótula superior. La carga, en el modelo, se aplica de forma

6 | Comportamiento estructural de muros de obra de fábrica reforzados con *TRM*

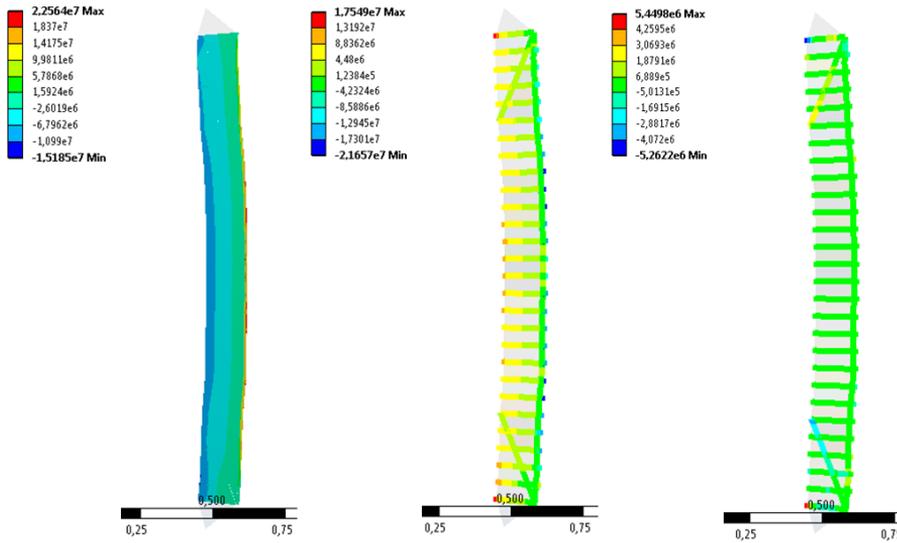


Figura 6.11: Distribución de tensiones verticales (izquierda), distribución de presión en las juntas (centro) y distribución de tensiones tangenciales en los contactos (derecha).

indirecta a través de imponer el movimiento descendiente del vértice superior. El valor de la fuerza aplicada se corresponde con la reacción en este punto. El análisis, que contempla grandes desplazamientos y la imposición del movimiento paso a paso para incluir los efectos de segundo orden, se da por completado cuando se pierde la convergencia en la solución, cosa que sucede al perderse el contacto entre dos o más objetos del medio analizado, es decir, que la estructura ha colapsado y se encuentra en proceso de caída.

La aplicación del modelo numérico descrito a los casos estudiados experimentalmente presentó los siguientes resultados:

- Se obtuvo una predicción aceptable del modo de fallo. Los resultados del modelo indicaron un fallo mixto por compresión y cortante en la obra de fábrica cercana a los extremos del muro simultáneamente a un fallo por tracción del *TRM*. No obstante, en la experimentación siempre uno de estos modos se impone al otro y es el dominante y, por lo tanto, el único observable. Así pues, el modelo predice correctamente los posibles modos de fallo pero para los casos analizados no es capaz de distinguir cuál sucederá primero.
- En general el modelo sobrestima la carga máxima de los muros analizados con *TRM* aunque la dispersión en los datos de entrada del modelo permiten un rango de soluciones (véase Figura 6.12) que queda muy cerca de la carga de colapso experimentalmente observada en todos los casos.
- El modelo únicamente subestima dos casos, ambos correspondientes al refuerzo con mallas de fibra de carbono.
- El error relativo del modelo numérico en la predicción de la capacidad de carga de los muros reforzados con *TRM* es del 19,5 %. Este valor está en el rango de otros estudios

experimentales e indica la buena precisión del modelo si tenemos en cuenta que la dispersión en los variables de entrada puede superar el 40 %.

- Los resultados de los muros reforzados con TRM son más homogéneos que análisis similares de muros de obra de fábrica sin refuerzo, por lo que la introducción del refuerzo en la simulación favorece una tendencia de estabilización del comportamiento de los muros. Es decir, se reduce la influencia de otras variables como la excentricidad o la esbeltez en la capacidad de carga. No obstante, se observa que la influencia de la resistencia a compresión de la obra de fábrica y su módulo de deformación elástica continua siendo muy importante (véase la amplitud del rango de soluciones posibles a partir de la variación de los datos de entrada en la Figura 6.12.).
- Se observa que el aumento del grosor de la capa de mortero de refuerzo (grosor del TRM) implica indirectamente que este material asume más carga en las simulaciones y que, por lo tanto, el fallo por tracción del TRM es más probable. Por lo tanto, de acuerdo con las simulaciones, un grosor excesivo del TRM puede estar relacionado con el fallo a tracción de este sistema de refuerzo.

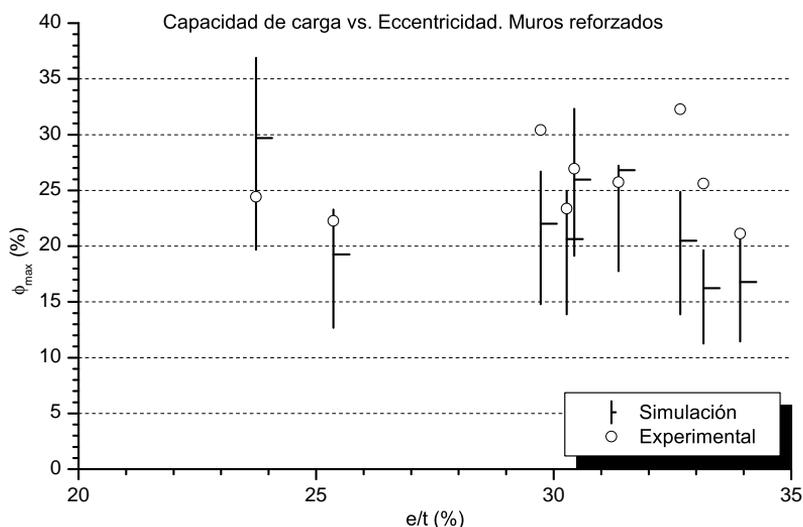


Figura 6.12: Comparación de los resultados experimentales y numéricos para los muros reforzados con TRM.

A partir de los resultados obtenidos se dio el modelo por validado aunque algunas posibles mejoras fueron detectadas. Estas se deberían centrar en la mejor modelización del comportamiento de la obra de fábrica a compresión (substituir el modelo lineal-perfectamente plástico por uno más realista de entre los muchos disponibles en la bibliografía) y el representar de forma más precisa y general la posibilidad del fallo combinado por compresión-cortante cerca de los extremos de los muros.

(f) **Aplicación del modelo numérico: extensión de la información experimental**

Aplicando el modelo previamente validado sobre un abanico de posibilidades de refuerzo se puede estudiar la influencia del TRM para diferentes esbelteces de los muros de obra de

fábrica sometidos a compresión excéntrica, la influencia de disponer dos o cuatro mallas en el refuerzo de una cara de los muros o incluso el efecto de disponer refuerzo con *TRM* en ambas caras del muro. La realización de este estudio de forma preliminar ha permitido comprender mejor las simulaciones de muros reales realizadas y extender la información experimental de que se disponía detectando particularidades en el comportamiento del refuerzo con *TRM* para el caso de carga considerado y diferentes variantes de refuerzo.

En primer lugar se estudió el efecto de considerar, o no, los contactos inclinados en los extremos de muros sin reforzar teóricos, que no deberían fallar en ningún caso en esta zona (el fallo esperado de este tipo de muros sería por formación de un mecanismo al abrirse una junta horizontal cerca de media altura). Los resultados de las simulaciones indicaron que la presencia de estos contactos no influía en el comportamiento de los muros.

A continuación se estudió la influencia de disponer 1, 2 o 4 mallas de refuerzo en la cara de tracciones de dos muros teóricos de diferente esbeltez (14 y 21). Se debe tener en cuenta que el grosor de mortero considerado para instalar una y dos mallas es el mismo dado que se ha considerado como referencia el caso de la fibra de vidrio que, por el gran espacio entre líneas de fibra, permitía el solape de dos mallas al tresbolillo como se demostró experimentalmente. El caso con 4 mallas supone el uso de un grosor de mortero doble. Los resultados se presentan en la Tabla 6.1. Se puede observar como la diferencia entre el uso de una y dos mallas es apreciable pero no muy significativo porque el grosor de mortero no cambia. Por contra la diferencia al disponer 4 mallas es evidente ya que el grosor de mortero se duplica. Este resultado apunta que la resistencia del mortero del *TRM* a tracción resulta determinante. Comparando los resultados para las dos esbelteces se concluye que el refuerzo resulta más eficiente para los muros con mayor esbeltez para los cuales el efecto de flexión de segundo orden es mayor.

Si se tiene en cuenta la posibilidad de disponer una capa de *TRM* en cada cara del muro (véase Tabla 6.1), se observa que su efectividad es mayor que el disponer las dos mallas en el mismo lado. Este resultado del modelo numérico puede explicarse en primer lugar por el aumento del canto útil al disponer dos capas de mortero y en segundo lugar por la rigidez a compresión que aporta el mortero que se supone más rígido que el mortero de albañilería dispuesto en las juntas de la obra de fábrica. Como en el caso anterior el efecto del refuerzo es más evidente. No obstante, la falta de experimentación en este caso desaconseja el uso directo de estos últimos resultados sin ser previamente contrastados en ensayos a escala real.

6.4. Conclusiones de aplicabilidad práctica

La investigación experimental y numérica realizada en el CER-LITEM sobre muros de obra de fábrica reforzados con *TRM* y solicitados excéntricamente a compresión aportó datos suficientes para concluir que este sistema de refuerzo es efectivo para aumentar la capacidad de carga de paredes de obra de fábrica solicitadas a compresión excéntrica. La efectividad del sistema de refuerzo resulta más evidente para los casos con mayor excentricidad de la carga o mayor esbeltez del muro, es decir, para aquellos casos más críticos y para los cuales el refuerzo es más necesario.

Esbeltez	TRM en la capa de tracción	TRM en la capa de compresión	Aumento de la capacidad de carga (%)
14	1 malla	No	92
	2 mallas	No	100
	4 mallas	No	130
	1 malla	1 malla	439
21	1 malla	No	133
	2 mallas	No	142
	4 mallas	No	200
	1 malla	1 malla	745

Tabla 6.1: Resultados de las simulaciones teóricas.

Los ensayos utilizando diferentes tipos de TRM han permitido observar la influencia del tipo de mortero, del número de mallas colocadas así como del uso o no de conectores. Las conclusiones prácticas para los ingenieros y arquitectos encargados del proyecto de actuaciones de refuerzo con TRM estarían orientadas a remarcar que aportan resistencia tanto el mortero como la malla que está embebida en él. Así pues, considerando únicamente la aportación resistente de la malla a tracción se está subestimando en gran medida la capacidad del sistema. Este hecho quedaría confirmado al analizar el caso teórico (no contrastado experimentalmente) de duplicar la malla manteniendo el grosor de mortero en que resultaría únicamente un aumento ligero de la capacidad de carga de acuerdo con las simulaciones llevadas a cabo.

Otro concepto a tener en cuenta en el diseño de refuerzos es que deben de optimizarse las soluciones. Así pues, se deberían plantear sistemas de refuerzo que resistieran un poco más que el material del sustrato, pero no mucho más ya que el fallo vendría dado mucho antes de lograr aprovechar el material instalado. En este sentido, los muros ensayados que estaban reforzados con una sola malla de fibra de vidrio son un buen ejemplo de un diseño próximo al óptimo ya que en dos casos comparables se presentaron dos modos de fallo diferentes, uno asociado al refuerzo y uno asociado al material original del muro.

Respecto al uso de conectores para asegurar la adhesión del TRM a la obra de fábrica, se puede concluir que su uso no ha supuesto ninguna mejora apreciable en la respuesta estructural de los muros ensayados si bien sí que ha resultado especialmente complicada su aplicación. Así pues, y teniendo en cuenta las excelentes propiedades de los morteros específicamente diseñados para ser usados como parte de un refuerzo de TRM, se estima que la adherencia del mortero es suficiente para no requerir de conectores adicionales en el caso de muros planos de obra de fábrica sometidos a cargas verticales de compresión excéntricas.

Finalmente, y en referencia a las simulaciones numéricas, se puede concluir que la implementación de un micromodelo simplificado que resulte útil para el diseño a un coste asumible, es posible utilizando paquetes de cálculo comerciales tal y como ha quedado demostrado.

Para terminar, indicar la impresión personal del equipo de trabajo de que habiendo aplicado diferentes tipos de refuerzo en obra de fábrica, el TRM es el que ha presentado un trabajo más amigable y sencillo obteniendo a su vez resultados muy competitivos.

6.5. Líneas futuras de desarrollo

Con la aplicación del *TRM* como sistema de refuerzo de la obra de fábrica se puede dotar a este histórico material de resistencia a tracción de una forma simple y eficiente. Por este motivo, no debería descartarse una expansión del uso del *TRM* para la actualización o cambio de uso de estructuras existentes. Así mismo, también se podría plantear el uso de la obra de fábrica reforzada con *TRM* como nuevo material constructivo orientado a elementos estructurales. Para alcanzar estas metas se plantean varias líneas futuras de desarrollo que se detallan a continuación.

En primer lugar, se requiere de más estudio teórico del *TRM* y una unificación de la información técnica aportada por los fabricantes. En especial, se requiere poder considerar el *TRM* como un material compuesto. Para ello es imprescindible clarificar que los datos resistentes de la fibra no se corresponden con los de la malla tejida, ni los de esta con los del *TRM* resultante. Por lo tanto, un estudio mucho más exhaustivo del material compuesto *TRM* es necesario antes de proceder con estudios más profundos sobre su aplicación.

En paralelo se requiere extender las bases de datos experimentales del uso del *TRM* en la obra de fábrica para ampliar el rango de morteros y mallas utilizables con garantías. Esto debería realizarse conjuntamente con el desarrollo de nuevos morteros o el uso de nuevas mallas que pudieran reducir el coste del sistema de refuerzo o del proceso de aplicación. Una posible tendencia en este sentido es la proyección del mortero sobre una malla previamente unida a la obra de fábrica dejando un espacio entre ella y la mampostería para que el mortero proyectado pueda penetrar. Para ello se requeriría del desarrollo de nuevos morteros.

Para la aplicación en la obra de fábrica, el uso de fibras muy rígidas como la de carbono presenta algunos problemas de compatibilidad de deformaciones y de rigidización extrema del sistema reforzado en comparación con el sistema original. Por este motivo se plantea el uso de fibras vegetales como una alternativa real. De hecho esta línea de desarrollo recuperaría el uso clásico de fibras vegetales para el refuerzo de los primeros adobes. Obviamente, el uso de nuevas fibras implicaría desarrollar morteros compatibles a la par. Tal y como se puede plantear la recuperación de las fibras vegetales de soluciones anteriores, también se puede optar por el camino complementario de desarrollar nuevos textiles que incluyan alta tecnología no estructural, capaces de la transmisión de información o energía a largo plazo, o dotados de sensores para el monitoreo estructural en tiempo real a corto-medio plazo.

En todo caso, cualquier posibilidad de desarrollo del *TRM* en obra de fábrica pasa obligatoriamente por una extensión del uso del *TRM* como sistema de refuerzo. Esto únicamente será posible con la introducción de normativas que regulen su aplicación y métodos de cálculo que sean confiables y sencillos. Con la base técnica-legal adecuada, el uso del *TRM* puede abrirse paso entre sus competidores en el proyecto de nuevas estructuras y el refuerzo de las existentes.

Finalmente y con el objetivo de desarrollar métodos de cálculo analítico ajustados, es necesaria la implementación de modelos de cálculo por elementos finitos depurados y validados con un amplio abanico de casos experimentales, pudiendo así constituir otra gran rama del desarrollo futuro de esta tecnología.

Así pues, el uso del *TRM* en la obra de fábrica presenta un gran futuro y su uso dependerá, en gran medida, de la posibilidad de llevar a cabo los proyectos de investigación necesarios para dotar de base científica un método de refuerzo que justo ahora empieza a utilizarse sobre uno de los materiales constructivos más antiguos.

Bibliografía seleccionada

La única normativa reconocida actualmente sobre el uso del *TRM* se basa en estudios realizados en Italia:

- ALVARO, V., PASCALE, G. DI TOMMASO, A. *Materiali compositi a matrice cementizia per i rinforzi strutturali*. Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile. Indirizzo Strutture. Boloña, 2006.

A falta de más normativa para el diseño del refuerzo de la obra de fábrica con *TRM*, se estima conveniente, de momento, seguir la metodología general planteada en las normativas de refuerzo de mampostería con *FRP*. Por lo tanto las siguientes lecturas resultan de interés:

- ACI Committee 440. ACI 440.7R-10. *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Systems for Strengthening Unreinforced Masonry Structures*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2010.
- Italian National Research Council. *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*. CNR, 2004.

Algunas consideraciones relativas al uso del *TRM* pueden hallarse en manuales editados por los propios productores del material usado en el sistema de refuerzo. Algunos de ellos, junto con los productos disponibles para la aplicación del *TRM* pueden hallarse en las respectivas páginas web:

- www.mapei.com
- www.ruredil.it
- www.fidiaglobalservice.com

Para finalizar se recomienda la lectura de una tesis donde se trata el tema del refuerzo de arcos de obra de fábrica con *TRM*:

- GARMENDIA, L., SAN-JOSÉ, J. T., GARCÍA, D., LARRINAGA, P. Rehabilitation of masonry arches with compatible advanced composite material. *Construction and Building Materials*, 25, 12 (2011), 4374-4385. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.03.065

Y para profundizar en la campaña experimental del CER-LITEM descrita en el capítulo se puede consultar el artículo:

- BERNAT, E., GIL, L., ROCA, P., ESCRIG, C. Experimental and analytical study of TRM strengthened brickwork walls under eccentric compressive loading. *Construction and Building Materials*, 44 (2013), 35-47. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.03.006

Referencias

- [1] ALFANO, G., AND CRISFIELD, M. Finite Element Interface Models for the Delamination Analysis of Laminated Composites: Mechanical and Computational Issues. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 50 (2001), 1701–1736.
- [2] AUGENTI, N., PARISI, F., PROTA, A., AND MANFREDI, G. In-Plane Lateral Response of a Full-Scale Masonry Subassemblage with and without an Inorganic Matrix-Grid Strengthening System. *Journal of Composites for Construction* 15, 4 (2011), 578–590.
- [3] BLANKSVÄRD, T., AND TÄLJSTEN, B. Strengthening of concrete structures with cement based bonded composites. *Journal of Nordic Concrete Research* 38 (2008), 133–154.
- [4] GALLEGOS, H. Y RAMÍREZ, O. *Capítulo 1: Las estructuras de mampostería. Edificaciones de mampostería para la vivienda*. Luna, F.O., Arteaga, C., Arias, A. y Flore, L. Editores. México D.F., 2003.
- [5] GARCÍA, D. *Experimental and numerical analysis of stone masonry walls strengthened with advanced composite materials*. PhD thesis, Escuela de Ingeniería de Bilbao, 2009.
- [6] GARMENDIA, L., SAN-JOSÉ, J., GARCÍA, D., AND LARRINAGA, P. Rehabilitation of masonry arches with compatible advanced composite material. *Construction and Building Materials* 25, 12 (2011), 4374–4385.
- [7] GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL. *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería*. Gaceta Oficial del Distrito Federal. México D.F., 6 de octubre de 2004.
- [8] HAMED, E., AND RABINOVITCH, O. Lateral out-of-plane strengthening of masonry walls with composite materials. *Journal of Composites for Construction* 14, 4 (2010), 376–387.
- [9] HARAJLI, M.H., ELKHATIB, H., SAN-JOSE, J. Masonry Walls Strengthened Using Fibre Textile-Mortar System: Experimental Evaluation of Out-of-Plane Cyclic Response. In *CSHM-3* (Ottawa-Gatineau, Canada, 2010), pp. 19–32.
- [10] HOLLER, S., BUTENWEG, C., NOH, S., AND MESKOURIS, K. Computational model of textile-reinforced concrete structures. *Computers & Structures* 82, 23-26 (2004), 1971–1979.
- [11] MAALEJ, M., LIN, V., NGUYEN, M., AND QUEK, S. Engineered cementitious composites for effective strengthening of unreinforced masonry walls. *Engineering Structures* 32, 8 (2010), 2432–2439.
- [12] MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE. Building Code Requirements for Masonry Structures. ACI 530-05, 2005.
- [13] ORTLEPP, R., HAMPEL, U., AND CURBACH, M. A new approach for evaluating bond capacity of TRC strengthening. *Cement and Concrete Composites* 28, 7 (2006), 589–597.
- [14] PAPANICOLAOU, C., TRIANTAFILLOU, T., AND LEKKA, M. Externally bonded grids as strengthening and seismic retrofitting materials of masonry panels. *Construction and Building Materials* 25, 2 (2011), 504–514.
- [15] PAPANICOLAOU, C. G., TRIANTAFILLOU, T. C., PAPATHANASIOU, M., AND KARLOS, K. Textile reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading. *Materials and Structures* 41, 1 (Feb. 2007), 143–157.
- [16] SATHIPARA, N., MAYORCA, P., NESHELI, K., GURAGAIN, R., AND MEGURO, K. Experimental study on in-plane and out-of-plane behavior of masonry wallettes retrofitted by PP-band meshes. *SEISAN KENKYU* 57, 6 (2005), 530–533.
- [17] WIBERG, A. *Strengthening of Concrete Beams Using Cementitious Carbon Fibre Composites*. PhD thesis, Royal Institute of Technology of Sweden, 2003.

7

Estudio de la adherencia de barras *NSM FRP* como refuerzo de estructuras de hormigón

Ibrahim Sharaky y Lluís Torres

Resumen Para la aplicación de los materiales *FRP* (*Fibre Reinforced Polymer*) como refuerzo estructural del hormigón, se han empleado básicamente dos técnicas: el refuerzo con materiales compuestos adheridos externamente, y más recientemente el refuerzo mediante materiales insertados en el recubrimiento (*Near-Surface Mounted* o *NSM*). El comportamiento de la unión depende de la adherencia entre los componentes y la respuesta se ve afectada por diversos parámetros relacionados con las propiedades de los materiales. En este capítulo se presentan los resultados de un estudio experimental del comportamiento adherente del sistema de refuerzo *NSM FRP* aplicado a estructuras de hormigón. En el estudio realizado se ha analizado la influencia de factores como el tipo de adhesivo, el tipo de *FRP*, el tamaño de barra y la longitud de adherencia. Los resultados se presentan en términos del modo de fallo, carga de rotura y factor de eficiencia. El estudio muestra una influencia significativa de los parámetros indicados y de la combinación de los mismos.

7.1. Introducción

La pérdida de funcionalidad de las estructuras de hormigón armado puede ser debida a múltiples factores, ya sea por causa de factores ambientales, daños accidentales, demanda de mayores prestaciones, diseño inadecuado o necesidades de adaptación a cambios normati-

Ibrahim Sharaky

AMADE, Escola Politècnica Superior, Universitat de Girona, Campus Montilivi s/n, 17071 Girona, España
Materials Engineering Dept., Faculty of Engineering, Zagazig University, Zagazig, Sharkia, Egipto

Lluís Torres

AMADE, Escola Politècnica Superior, Universitat de Girona, Campus Montilivi s/n, 17071 Girona, España
e-mail: lluis.torres@udg.edu

DOI: [10.3926/oms.205](https://doi.org/10.3926/oms.205) • Omnia Publisher, 2014

vos. Por todo ello hay una creciente demanda de refuerzo y rehabilitación de las estructuras existentes de hormigón armado, puesto que el coste de demolición y nueva construcción normalmente suele ser mucho mayor que el asociado al refuerzo.

La eficacia de los sistemas de refuerzo de estructuras de hormigón mediante materiales adheridos externamente ha quedado ampliamente demostrada, siendo numerosas las aplicaciones prácticas en las que se ha contemplado el uso de chapas metálicas o armaduras. Más recientemente, se han introducido diversas nuevas técnicas de refuerzo con objeto de aprovechar la ligereza, la alta resistencia a tracción y la resistencia a la corrosión de los materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras (*Fibre Reinforced Polymer* o *FRP*). El uso de los *FRP* permite aprovechar estas propiedades para obtener una mayor rapidez y facilidad de instalación, menor peso y mayor durabilidad. La mayor desventaja es su mayor coste que sin embargo puede verse compensado si se atiende al ciclo de vida.

No obstante, para una correcta utilización de los *FRP* en el refuerzo estructural, es importante tener un conocimiento adecuado sobre sus propiedades y sobre su comportamiento cuando se aplican empleando distintas técnicas. Los *FRP* son materiales compuestos a base de fibras (carbono, vidrio, aramida, basalto) embebidas en una matriz polimérica (epoxi, viniléster, poliéster) y se presentan en formatos muy diversos, ya sean tejidos, láminas o barras.

Una de las técnicas más utilizadas para el refuerzo estructural con *FRP* ha consistido en la aplicación del material de refuerzo adherido a la superficie externa de la pieza. Este sistema ha sido empleado en múltiples aplicaciones de refuerzos a flexión, cortante o confinamiento de elementos a compresión. No obstante, diversas investigaciones han puesto de manifiesto que en ocasiones la aplicación de refuerzo externo no permite movilizar de manera suficientemente efectiva la resistencia a tracción de los materiales compuestos por una insuficiente capacidad adherente. Por otra parte, el material aplicado en la superficie exterior queda expuesto a posibles daños ocasionados por efectos ambientales o vandalismo. Otra posible técnica de refuerzo de estructuras de hormigón con *FRP* (aplicable asimismo a estructuras de madera o de obra de fábrica) consiste en la instalación de barras o láminas de material compuesto insertadas en el recubrimiento de las armaduras (*Near-Surface Mounted* o *NSM*). Con ello se puede mejorar el comportamiento adherente al aumentar la superficie de contacto, así como la protección frente a acciones externas al quedar el material embebido en el elemento de hormigón. Sin embargo, el comportamiento adherente sigue siendo uno de los aspectos clave en el diseño del refuerzo, puesto que en la mayoría de los casos se produce el fallo por adherencia. En el comportamiento adherente de los refuerzos mediante la técnica *NSM FRP*, intervienen diversos factores ligados a las propiedades de los materiales involucrados (*FRP*, adhesivo y hormigón) y a los detalles constructivos relacionados con la instalación, siendo por tanto un fenómeno complejo sobre el que son necesarios estudios que aporten datos que permitan una mayor comprensión del mismo.

En este capítulo se presenta un estudio experimental de la adherencia del sistema *NSM FRP* para el refuerzo de elementos de hormigón en el que se ha analizado el efecto de distintos factores como el tipo de adhesivo, el tipo de *FRP*, el tamaño de la barra y la longitud de adherencia. En una primera parte se hace una breve introducción y revisión del estado de la técnica, a continuación se describe la campaña experimental y se analizan los resultados. Finalmente se presentan las conclusiones y se proponen unas líneas futuras de desarrollo.

7.2. Estado de la técnica

El refuerzo de estructuras de hormigón mediante barras de material compuesto de polímeros reforzados con fibras insertadas en el recubrimiento *NSM FRP*, se presenta como una alternativa efectiva para el refuerzo de estructuras de hormigón armado, obra de fábrica o madera. Mediante esta técnica el material compuesto se inserta en ranuras practicadas en las caras accesibles del elemento estructural y se adhiere al sustrato mediante el correspondiente adhesivo. En el caso de estructuras de hormigón, las ranuras se practican en la zona de recubrimiento de las armaduras. La técnica *NSM FRP* ha sido usada en múltiples aplicaciones prácticas y ha sido asimismo objeto de creciente interés por parte de la comunidad científica, debido a las potenciales ventajas con respecto al refuerzo con materiales compuestos adheridos en la superficie externa de la pieza [2, 4, 6, 7, 12, 18, 19, 23]. Entre las ventajas que se han destacado de la técnica *NSM FRP* sobre el refuerzo externo, cabe indicar las siguientes:

- No se requiere preparación superficial complementaria más allá de la ejecución de las ranuras.
- Se mejora la protección del material de refuerzo frente a agentes externos, daños mecánicos, impactos, fuego o vandalismo.
- Se mejora el comportamiento adherente entre refuerzo y hormigón.
- Se facilita la posibilidad de pretensado.
- La estética de la estructura reforzada no se ve prácticamente alterada [4, 6, 12].

Por otra parte el uso de materiales compuestos presenta algunas ventajas con respecto a los refuerzos de acero como pueden ser el menor peso, facilidad de manejo y rapidez de instalación y alta durabilidad.

Aun cuando el comportamiento adherente mejora considerablemente con respecto a los sistemas de refuerzo externo, éste sigue siendo todavía un aspecto fundamental en el diseño de los elementos reforzados con *NSM FRP*. En este sentido, debe tenerse en cuenta que la adherencia puede verse influenciada por diversos factores como son: las propiedades del material *FRP* empleado, el tratamiento superficial del *FRP*, la sección del refuerzo, la geometría de la ranura y su superficie, el tipo de adhesivo o las características del hormigón. Estas propiedades pueden incidir en las dos interfases en las que se lleva a cabo la transmisión de esfuerzos por adherencia: *FRP*-adhesivo y adhesivo-hormigón [6].

Para el estudio de la adherencia de los sistemas *NSM FRP* se pueden emplear varias metodologías siendo las más usuales los ensayos de *pull-out* o los de *beam-test* para los que se han propuesto diversas configuraciones [8]. El ensayo de *pull-out* ha sido quizás el más utilizado para analizar el comportamiento adherente del *NSM FRP* [3, 5, 9, 11, 13–17] y más concretamente la denominada configuración modificada, debido a su simplicidad [3, 5, 9, 14, 17].

7.3. Estudio experimental

A continuación se presenta un estudio experimental de la adherencia del sistema *NSM FRP* para el refuerzo de elementos de hormigón en el que se ha analizado el efecto de distintos

factores como el tipo de adhesivo, el tipo de *FRP*, el tamaño de la barra y la longitud de adherencia. Se ha ensayado un formato de barras de fibra de carbono (*Carbon Fibre Reinforced Polymer* o *CFRP*) de 8 mm de diámetro para al que se ha asignado la denominación C1, y dos formatos de barras de fibra de vidrio (*Glass Fibre Reinforced Polymer* o *GFRP*) de 8 y 12 mm de diámetro, cuyas denominaciones han sido G1 y G2, respectivamente. El tamaño de ranura fue de $16 \times 16 \text{ mm}^2$, excepto para los especímenes con barras G2 en los que fue de $18 \times 18 \text{ mm}^2$.

El criterio usado para la identificación de las probetas ha sido el siguiente: el primer carácter indica la longitud de adherencia (S=48 mm, M=96 mm, L=192 mm y T= 240 mm); las dos posiciones siguientes indican las dimensiones de ranura en mm; a continuación se indica el tipo de adhesivo (A, B y D); el siguiente carácter muestra el tipo de barra (C= fibra de carbono, G= fibra de vidrio, 1= tipo 1, 2= tipo 2); y finalmente se detalla el espécimen (a, b, c) de entre las probetas similares ensayadas para cada configuración (véase la primera columna en las Tablas 7.2 y 7.3).

Se ensayaron 38 especímenes usando la configuración del ensayo de *pull-out* modificado que se muestra en la Figura 7.1. Las ranuras se ejecutaron realizando dos cortes paralelos con disco, completándose la geometría mediante herramientas manuales. Se limpiaron con aire comprimido y se procedió a la colocación y adhesión del refuerzo. Se usó el mismo tipo de hormigón para todos los especímenes, con una resistencia media a compresión de 23 MPa y a tracción de 2,3 MPa, determinada sobre probetas cilíndricas normalizadas según UNE-EN 12390-3 [20] y UNE-EN 12390-6 [21].

En este estudio se han usado dos tipos básicos de resina epoxi: (A) MBRACE ADHESIVE HT (BASF) y (B) POLYFIXER EP (Roberlo). El tercer tipo de resina empleado en los ensayos (D) se obtuvo modificando la resina (B) con la adición de un 3,76 % en peso de *Polypropylene glycol diglycidyl ether* (Grilonit[®] F 704). Las propiedades de los adhesivos se determinaron según las normas ISO-527-1 [10] y UNE-EN 13412 [22]. Las propiedades mecánicas de las barras de fibra de carbono y de fibra de vidrio se obtubieron según la norma ACI 440.3R-04 [1]. El acabado superficial de las barras se muestra en la Figura 7.2. La Tabla 7.1 recoge los resultados de la caracterización de los materiales utilizados en el estudio.

Hormigón	Resistencia media a compresión (MPa)	23				UNE-EN 12390-3 [20]
	Resistencia media a tracción (MPa)	2,3				UNE-EN12390-6 [21]
	Tipo	A	B	D		
Resina epoxi	Módulo de elasticidad (MPa)	5761	8000	6900	ISO 527-1 [10]	
	Resistencia a compresión (MPa)	70,2	95,5	84,8	UNE-EN13412 [22]	
	Resistencia a tracción (MPa)	28,9	23,0	21,0	ISO 527-1 [10]	
		<i>CFRP</i>	<i>GFRP</i>			
Barras <i>FRP</i>	Módulo elástico (E_f) (GPa)	170	64	ACI 440.3R-04 [1]		
	Resistencia a tracción (f_{fu}) (MPa)	2350	1350	ACI 440.3R-04 [1]		

Tabla 7.1: Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el estudio.

En los ensayos se utilizó una máquina de ensayos servo hidráulica con control de desplazamiento con una velocidad de 0,003 mm/s. Para la medida de los desplazamientos y

determinación de los deslizamientos se usaron 2 transductores *LVDT* acoplados al extremo cargado de la barra y uno en el extremo libre (véase Figura 7.1 derecha).

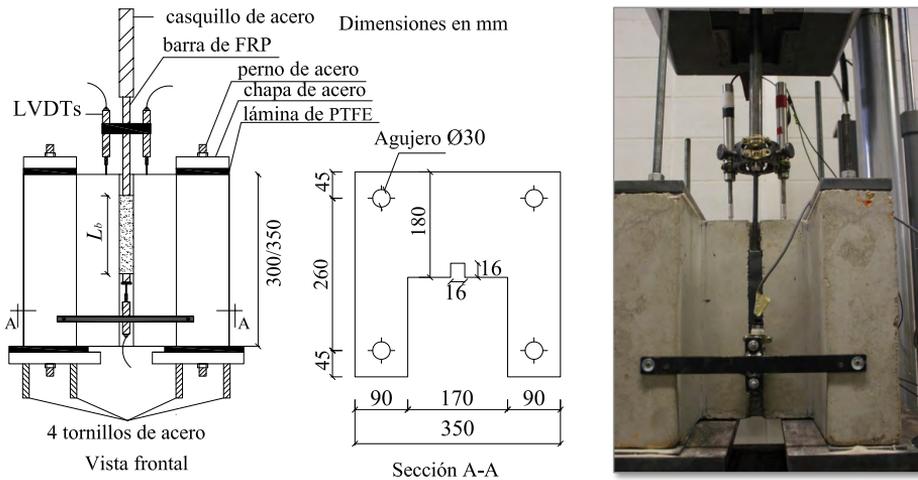


Figura 7.1: Probetas y configuración del ensayo. Características de las probetas (izquierda) y configuración del ensayo (derecha).

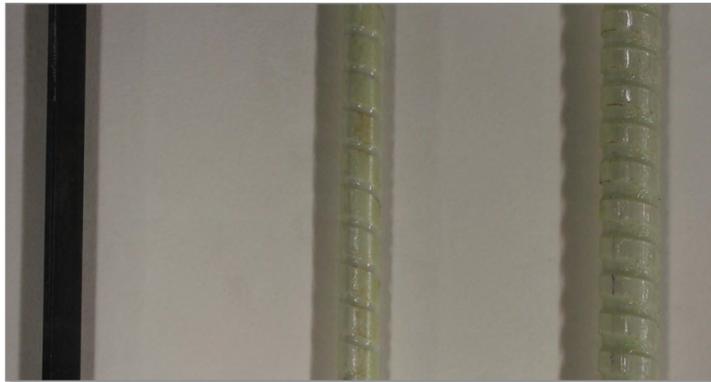


Figura 7.2: Acabado superficial de las barras de *FRP*. De izquierda a derecha: C1, G1 y G2.

7.4. Resultados y discusión

Los resultados experimentales obtenidos para los especímenes con barras de fibra de carbono (*CFRP*) y fibra de vidrio (*GFRP*) se muestran en las Tablas 7.2 y 7.3, respectivamente. En dichas tablas se indica el tipo de resina empleada, las cargas máximas hasta el fallo por adherencia (F_{max}), el valor medio de la carga para especímenes análogos ($F_{max,av}$), la tensión de tracción máxima en la barra de material compuesto ($f_{f,max} = F_{max,av}/A_f$, siendo A_f el área de la barra), el factor de eficiencia ($\eta = f_{f,max}/f_{fu}$) que relaciona la tensión alcanzada por la

Espécimen	Epoxi	$n (L_b/d_b)$	F_{max} (kN)	$F_{max,av}$ (kN)	$f_{f,max}$ (MPa)	η (%)	$\tau_{max,av}$ (MPa)	S_{fe} (mm)	Fallo
M16AC1-a	A	12	26,89	–	–	–	–	0,097	B-E
M16AC1-b	A	12	27,77	27,33	543,8	23,1	11,32	0,028	B-E
L16AC1-a	A	24	40,12	–	–	–	–	–	LC, B-E
L16AC1-b	A	24	39,97	40,00	795,9	33,9	8,28	0,057	LC, B-E
T16AC1-a	A	30	48,00	–	–	–	–	0,044	LC, B-E
T16AC1-b	A	30	48,70	48,35	962	41,0	6,41	0,030	LC, B-E
M16BC1-a	B	12	39,32	–	–	–	–	0,127	CC, B-E
M16BC1-b	B	12	39,54	39,43	784,5	33,4	13,07	0,243	CC, B-E
L16BC1-a	B	24	48,99	–	–	–	–	0,078	B-E
L16BC1-b	B	24	47,31	48,15	958	40,8	9,98	0,195	B-E
T16BC1-a	B	30	54,79	–	–	–	–	0,088	B-E
T16BC1-b	B	30	58,09	56,44	1123	47,8	9,36	0,075	B-E
M16DC1-a	D	12	30,12	–	–	–	–	0,109	B-E
M16DC1-b	D	12	27,92	29,52	587,4	25,0	12,23	0,035	B-E
L16DC1-a	D	24	49,92	–	–	–	–	0,003	B-E
L16DC1-b	D	24	44,43	–	–	–	–	0,118	B-E
L16DC1-c	D	24	44,37	46,40	920	39,2	9,58	0,085	CC, B-E
T16DC1-a	D	30	53,77	–	–	–	–	0,001	CC
T16DC1-b	D	30	61,67	57,52	1144	48,7	9,53	0,231	CC

B-E = fallo en la interfase barra-epoxy
 CC = fisuración del hormigón
 LC = fisuración longitudinal de la resina epoxy

Tabla 7.2: Resultados experimentales para los especímenes con barras de *CFRP*.

barra en el ensayo con su resistencia a tracción, el valor medio de la tensión máxima de adherencia en la interfase entre barra y adhesivo ($\tau_{max,av}$ para $F = F_{max,av}$) y el deslizamiento del extremo libre (S_{fe}) para la carga máxima. Asimismo se presentan en este apartado las curvas de tensión media de adherencia-deslizamiento para los distintos especímenes ensayados. Los valores de la tensión media de adherencia a lo largo de la barra (τ_{av}) y del deslizamiento en el extremo cargado (S_{le}) se obtienen de acuerdo con:

$$\tau_{av} = \frac{F}{\pi d_b L_b} \tag{7.1}$$

$$S_{le} = S_t - \frac{FL}{E_f A_f} \tag{7.2}$$

donde F es la fuerza aplicada en el ensayo, d_b es el diámetro de la barra, L_b es la longitud de adherencia, S_t es el deslizamiento medio medido por los transductores en el extremo cargado, L es la longitud entre el extremo superior de la longitud adherida y la posición de los transductores, E_f es el módulo de elasticidad de la barra y A_f es el área de la barra.

7.4.1. Barras *NSM CFRP*

En este apartado se presentan los resultados correspondientes a las barras de *CFRP* analizando los valores de carga máxima, modo de fallo y tensión media de adherencia. Tal como se muestra en la Tabla 7.2, la carga máxima aumenta con el aumento de la longitud de adherencia independientemente del tipo de adhesivo empleado. Asimismo se puede observar que

la carga aumenta cuando se cambia el tipo de resina epoxi de A a B y de A a D, aunque con distinto porcentaje.

El modo de fallo predominante para los especímenes *NSM CFRP* tuvo lugar en la interfase barra-epoxi (véase Figura 7.3 izquierda), excepto para los especímenes T16DC1-a y T16DC1-b que fallaron por fisuración del hormigón (Figura 7.3 derecha). En los especímenes con epoxi tipo A se formaron fisuras longitudinales en el adhesivo (Figura 7.3 izquierda), mientras que en las probetas con epoxi tipo D aparecieron fisuras de tracción en la superficie del hormigón (T16DC1-a y T16DC1-b, Figura 7.3 derecha).



Figura 7.3: Modo de fallo especímenes con barras de *CFRP*. T16AC1-a (izquierda) y T16DC1-b (derecha).

En los especímenes con barras de *CFRP* y epoxi tipo A se observa un incremento de la carga media ($F_{max,av}$) del 46,4% cuando se aumenta la longitud de adherencia (L_b) de $12d_b$ a $24d_b$; mientras que incrementando L_b de $12d_b$ a $30d_b$, $F_{max,av}$ aumenta en un 76,91%. Asimismo un incremento del 25% de L_b (de $24d_b$ a $30d_b$) produce un aumento del 20,9% en $F_{max,av}$. En los especímenes en los que se empleó resina epoxi tipo B, el aumento de L_b de $12d_b$ a $24d_b$ produce un incremento en $F_{max,av}$ del 22,1%; mientras que un aumento de $12d_b$ a $30d_b$ incrementa $F_{max,av}$ en un 43,1%. En este caso, un incremento en la longitud de adherencia del 25% produce un aumento del 21,0% en $F_{max,av}$. El cambio de la resina A por B produce un aumento de $F_{max,av}$ del 44,0%, 20,4% y 16,7% para las longitudes de adherencia del $12d_b$, $24d_b$ y $30d_b$, respectivamente.

Con objeto de poder evaluar mejor el efecto del tipo de adhesivo en la capacidad de carga de la unión, se ensayaron asimismo probetas con la resina tipo D. Los resultados para estos especímenes indican que el aumento de L_b de $12d_b$ a $24d_b$ produce un incremento del 56,6% en $F_{max,av}$; mientras que al pasar L_b de $12d_b$ a $30d_b$ incrementa $F_{max,av}$ en un 94,8%. Por el

contrario, cambiando la resina de tipo B a tipo D produce una disminución en $F_{max,av}$ del 9,9% y del 4,0% para las longitudes de adherencia de $12d_b$ y $24d_b$; mientras que $F_{max,av}$ aumenta en un 1,9% para los especímenes con longitud de adherencia de $30d_b$.

Estos resultados muestran claramente que la longitud de adherencia influye en el efecto del tipo de resina en la carga máxima, o viceversa, siendo la diferencia de propiedades entre las resinas D y A de 1193 MPa (+19,8%), 14,6 MPa (+20,8%) y 2,1 MPa (+11,1%) para el módulo de elasticidad, la resistencia a compresión y la resistencia a tracción, respectivamente. Las probetas con epoxi D presentan mayores cargas (con el mismo modo de fallo) que las preparadas con epoxi A, con incrementos del 8,0%, 15,6% y 20,0% para las longitudes de $12d_b$, $24d_b$ y $30d_b$, respectivamente. Aunque la diferencia de propiedades entre las resinas tipo B y D es de 1100 MPa (+13,8%), 10,7 MPa (+10,7%) y 2,0 MPa (+8,7%) para el módulo de elasticidad, la resistencia a compresión y la resistencia a tracción (con valores absolutos similares a las diferencias entre las resinas D y A), el cambio de B a D produce un ligero incremento en la carga máxima para la longitud de $30d_b$; mientras que para las otras longitudes ($12d_b$ y $24d_b$) la carga experimenta una ligera reducción. Esto parecería indicar que la modificación en la resina produce una mejora en el comportamiento adherente de este tipo de barra de *FRP* aumentado la cohesión y fricción entre barras y epoxi, y disminuyendo el deslizamiento para las longitudes de adherencia más largas.

En las Figuras 7.4, 7.5 y 7.6 se compara el efecto de L_b y del tipo de adhesivo en la tensión media de adherencia (τ_{av}) calculada con la ecuación 7.1. La Figura 7.4, muestra las curvas de tensión de adherencia-deslizamiento ($\tau - s$) para los especímenes con epoxi tipo A. Se puede observar que al aumentar la longitud de adherencia, la tensión media de adherencia disminuye a causa de la distribución no uniforme de las tensiones a lo largo de las barras de $12d_b$ y $24d_b$; mientras que no se observa influencia en la tensión media cuando L_b varía de $24d_b$ a $30d_b$ debido al cambio de modo de fallo y pasar de la interfase barra-epoxi a la fisuración del hormigón. Este mismo comportamiento también se observa en el caso de especímenes con epoxi tipo B y D, los cuales presentaron mayor tensión media de adherencia que los de epoxi A para todas las longitudes de adherencia (véanse Figuras 7.5 y 7.6).

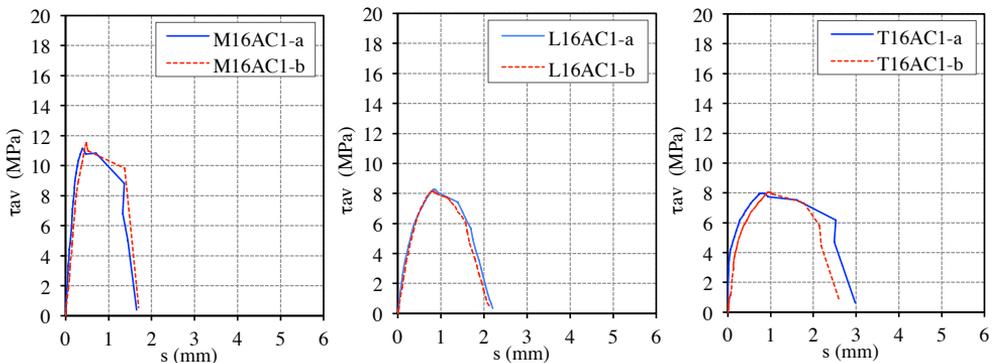


Figura 7.4: Curvas de tensión media de adherencia-deslizamiento para especímenes con barras de *CFRP* con epoxy tipo A. De izquierda a derecha: (a) $L_b = 12d_b$, (b) $L_b = 24d_b$ y (c) $L_b = 30d_b$.

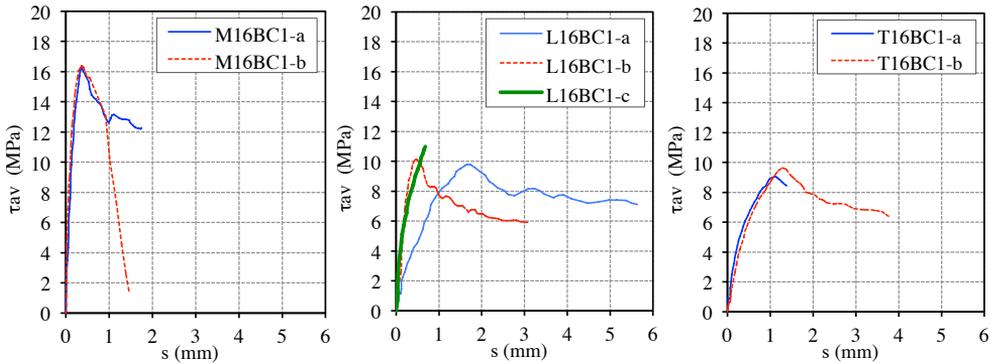


Figura 7.5: Curvas de tensión media de adherencia-deslizamiento para especímenes con barras de *CFRP* con epoxy tipo B. De izquierda a derecha: (a) $L_b = 12d_b$, (b) $L_b = 24d_b$ y (c) $L_b = 30d_b$.

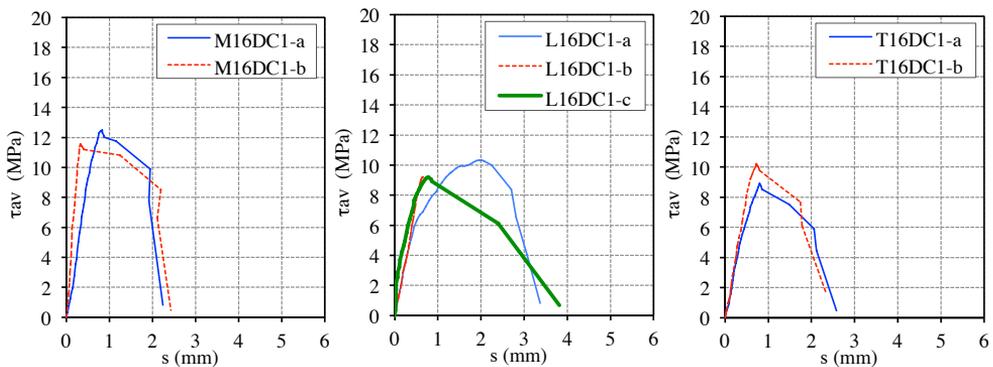


Figura 7.6: Curvas de tensión media de adherencia-deslizamiento para especímenes con barras de *CFRP* con epoxy tipo D. De izquierda a derecha: (a) $L_b = 12d_b$, (b) $L_b = 24d_b$ y (c) $L_b = 30d_b$.

7.4.2. Barras *NSM GFRP*

En este apartado se presentan los resultados correspondientes a las barras de *GFRP* analizando asimismo los valores de carga máxima, modo de fallo y tensión media de adherencia. Los resultados de la Tabla 7.3 muestran que la carga máxima aumenta al incrementar la longitud de adherencia para todos los tipos de adhesivo y también al pasar de resina tipo A a B o de tipo A a D.

El modo de fallo de los especímenes con barras *GFRP* varía según el adhesivo utilizado. En los especímenes con epoxy A aparecieron fisuras longitudinales en la superficie del adhesivo al inicio del proceso de carga que se fueron propagando hasta el fallo, con fisuración final del hormigón o incluso rotura dependiendo de la longitud de adherencia (véase Figura 7.7 (a)). Para los especímenes con epoxy B y D, el fallo tuvo lugar bien en la interfase barra-epoxy, o bien como consecuencia de daño en el acabado exterior de la propia barra, asimismo en función de la longitud de adherencia (Figuras 7.7 (b) y (c)).

7 | Estudio de la adherencia de barras *NSM FRP* como refuerzo de estructuras de hormigón

Espécimen	Epoxi	$n (L_b/d_b)$	F_{max} (kN)	$F_{max,av}$ (kN)	$f_{f,max}$ (MPa)	η (%)	$\tau_{max,av}$ (MPa)	S_{fe} (mm)	Fallo
M16AG1-a	A	12	28,32	–	–	–	–	0,002	LC, CC
M16AG1-b	A	12	27,86	28,09	558,9	41,4	11,64	0,685	LC, CC
L16AG1-a	A	24	36,23	–	–	–	–	0,094	LC, CC, ES
L16AG1-b	A	24	38,92	37,57	747,5	55,4	7,78	–	LC, CC, ES
S16BG1-a	B	6	18,99	–	–	–	–	0,265	CC, B-E
S16BG1-b	B	6	19,51	19,25	383	28,3	15,95	0,751	CC, B-E
M16BG1-a	B	12	35,31	–	–	–	–	0,327	CC, B-E
M16BG1-b	B	12	32,93	34,12	678,9	50,3	14,14	0,125	CC, CS
L16BG1-a	B	24	56,67	–	–	–	–	0,258	CC, BD
L16BG1-b	B	24	44,57	–	–	–	–	0,233	CC, BD
L16BG1-c	B	24	48,06	49,76	990,1	73,3	10,31	0,371	CC, BD
T16BG1-a	B	30	60,87	–	–	–	–	0,073	CC, CS
T16BG1-b	B	30	60,15	60,51	1203,9	89,2	10,03	0,019	CC, CS
S16DG1-a	D	6	19,83	–	–	–	–	0,815	CC, B-E
S16DG1-b	D	6	22,39	21,11	420	31,1	17,5	0,246	CC, B-E
M16DG1-a	D	12	33,60	–	–	–	–	0,665	CC, CS
M16DG1-b	D	12	33,14	33,37	663,9	49,2	13,83	0,664	CC, B-E
L16DG1-a	D	24	52,10	–	–	–	–	0,298	CC, BD
L16DG1-b	D	24	57,79	54,95	1093,3	81,0	11,38	0,290	BD
L18AG2-a	A	24	59,97	–	–	–	–	0,057	LC, CS
L18AG2-a	A	24	57,53	58,75	519,9	38,5	8,11	0,072	LC, CC

CC = fisuración del hormigón

LC = fisuración longitudinal de la resina epoxy

B-E = fallo en la interfase barra-epoxy

CS = rotura por tracción transversal de la probeta de hormigón y daño en la barra

Tabla 7.3: Resultados experimentales para los especímenes con barras de *GFRP*.



Figura 7.7: Modo de fallo especímenes con barras de *GFRP*.

De izquierda a derecha: (a) M16AG1-b, (b) L16BG1-b y (c) T16BG1-b.

En los especímenes con barras de *GFRP* y epoxi tipo A el aumento de la longitud de adherencia L_b de $12d_b$ a $24d_b$ produce un incremento de $F_{max,av}$ del 33,8%. El aumento de L_b de $6d_b$ a $12d_b$ y de $6d_b$ a $24d_b$ incrementa $F_{max,av}$ en un 77,3% y un 158,5% respectivamente; mientras que cuando se aumenta de $12d_b$ a $24d_b$ y de $12d_b$ a $30d_b$ incrementa $F_{max,av}$ en un

45,6% y un 77,3%, respectivamente. Para los especímenes con epoxi D el incremento de L_b de $6d_b$ a $12d_b$ y de $6d_b$ a $24d_b$, aumentó $F_{max,av}$ en un 58,1% y un 160,3%, respectivamente; mientras que pasando de $12d_b$ a $24d_b$, $F_{max,av}$ aumentó en un 64,7%. Estos resultados muestran claramente que el aumento de la longitud de adherencia produce incremento de carga cualquiera que sea la resina utilizada, y que el porcentaje de este incremento es mayor en el caso de las resinas tipo B y D.

El cambio de adhesivo del tipo A al B produce incrementos de $F_{max,av}$ del 21,5% y del 32,5% para las longitudes $12d_b$ y $24d_b$, respectivamente. Asimismo, cambiando el adhesivo del tipo A al tipo D, el aumento en $F_{max,av}$ es del 18,8% y del 46,3% para las longitudes de $12d_b$ y $24d_b$, respectivamente. El empleo de la resina tipo D produjo incrementos porcentuales de la carga menores que los obtenidos con la resina tipo B. Tal como se indicó, aun cuando la diferencia de propiedades entre las resinas D y A es aproximadamente igual que entre las resinas B y D, en las probetas con epoxi D se obtuvieron mayores capacidades de carga que en las que se usó la tipo A, presentando distinto modo de fallo. Las diferentes propiedades entre las resinas pueden haber afectado a la cohesión y la fricción entre barra y epoxi. Parecería que para las resinas B y D, el deslizamiento entre la superficie ranurada de la barra de *GFRP* junto con la mayor deformabilidad de la resina, permitieron una mejor redistribución de las tensiones a lo largo de la longitud de adherencia, sin apreciarse daño en la barra en el caso de la resina D.

Por lo que respecta al efecto de la longitud de adherencia L_b sobre la tensión media τ_{av} , en la Figura 7.8 se muestran los resultados para los especímenes con epoxi tipo A, apreciándose una disminución de τ_{av} con el aumento de longitud como consecuencia de la distribución no uniforme de las tensiones de adherencia, en concordancia con lo observado en [5, 9, 11, 13, 16]. En los especímenes con barras *GFRP* y epoxi tipo B y D se registraron mayores valores de τ_{av} y de deslizamiento que con los correspondientes especímenes con epoxi A (véanse Figuras 7.8, 7.9 y 7.10). Esto puede haberse debido al daño en el acabado ranurado de la superficie, causando un incremento de deslizamiento. Los especímenes con barras *GFRP* con menor módulo elástico E_f , presentaron mayores deslizamientos que los correspondientes a barras *CFRP* con el mismo tipo de adhesivo. Por otra parte, la tensión media de adherencia y el deslizamiento disminuyeron en los especímenes con barras tipo G2 (Figura 7.8 (c)) con más rigidez que las G1 por su mayor diámetro.

7.4.3. Comparación de resultados

Los resultados del presente estudio muestran la influencia del tipo de adhesivo en el comportamiento adherente y carga máxima de la técnica de refuerzo *NSM FRP*, lo cual concuerda con resultados de otros estudios [9, 15]. La Figura 7.11 muestra el efecto del tipo de epoxi en la tensión media $\tau_{max,av}$ y en la eficiencia del refuerzo ($F_{max,av}/F_u$, siendo F_u la carga de rotura del *FRP*.), para especímenes con barras *CFRP* con tres longitudes diferentes de adherencia: $12d_b$, $24d_b$ y $30d_b$. La Figura 7.11 (a) muestra como $\tau_{max,av}$ aumenta con el incremento de la tensión de rotura y el módulo de elasticidad del adhesivo. Por el contrario, $\tau_{max,av}$ disminuye con el aumento de la longitud de adherencia, cualquiera que sea el tipo de epoxi. La disminución porcentual de $\tau_{max,av}$ es irrelevante cuando L_b aumenta de $24d_b$ a $30d_b$.

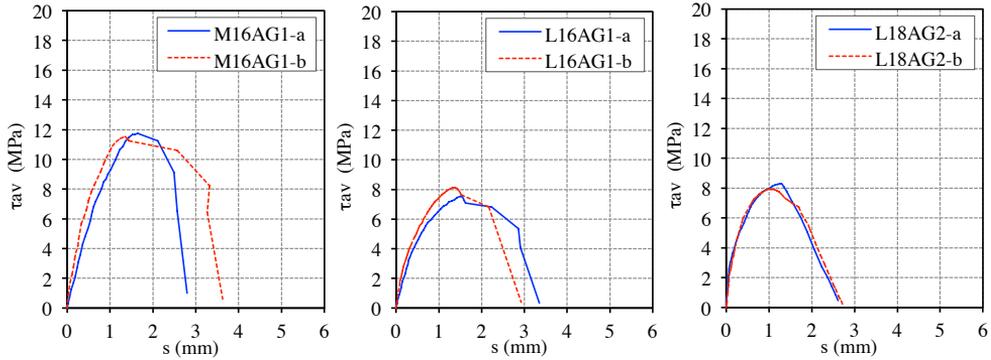


Figura 7.8: Curvas de tensión media de adherencia-deslizamiento para especímenes con barras de *GFRP* con epoxy tipo A. De izquierda a derecha: (a) $L_b = 12d_b$, (b) $L_b = 24d_b$ y (c) $L_b = 24d_b$.

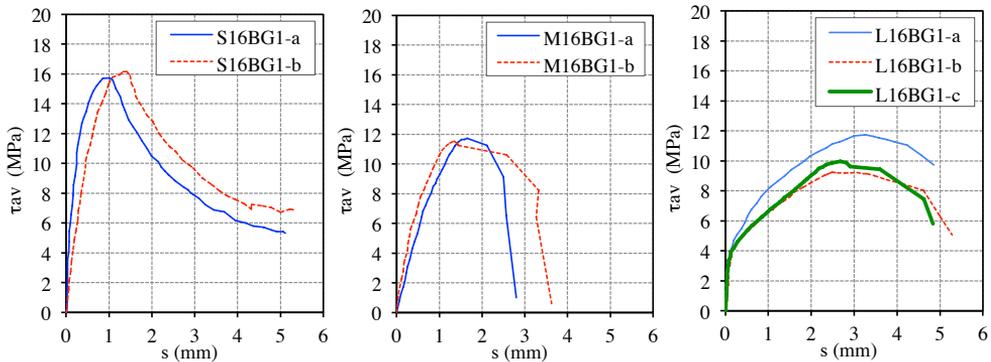


Figura 7.9: Curvas de tensión media de adherencia-deslizamiento para especímenes con barras de *GFRP* con epoxy tipo B. De izquierda a derecha: (a) $L_b = 6d_b$, (b) $L_b = 12d_b$ y (c) $L_b = 24d_b$.

Por otra parte, la eficiencia de la unión aumenta con el incremento de propiedades de la resina (véase Figura 7.11 (b)), así como con el aumento de L_b para todos los tipos de adhesivo. Los especímenes con barras *GFRP* y epoxy D (Figura 7.12) presentan mayores tensiones de adherencia y valores de eficiencia, que los correspondientes elementos con epoxy A y B. Igualmente, los valores de eficiencia son mayores que los de los correspondientes especímenes con barras *CFRP*, tal como puede verse en las Figuras 7.11 (b) y 7.12 (b).

7.5. Conclusiones

En este capítulo se ha presentado un estudio experimental de la adherencia del sistema *NSM FRP* para el refuerzo de estructuras de hormigón mediante el ensayo de *pull-out* modificado, en el que se ha considerado el efecto del tipo de adhesivo, el tipo de *FRP*, el tamaño de la barra y la longitud de adherencia. Se han utilizado tres tipos de adhesivo epoxy: tipo A (Mbrace Adhesive HT), tipo B (Polyfixer EP) y tipo D (obtenido mediante la modificación del tipo B). Se han ensayado tres tipos de barras: C1 (*CFRP* de 8 mm de diámetro),

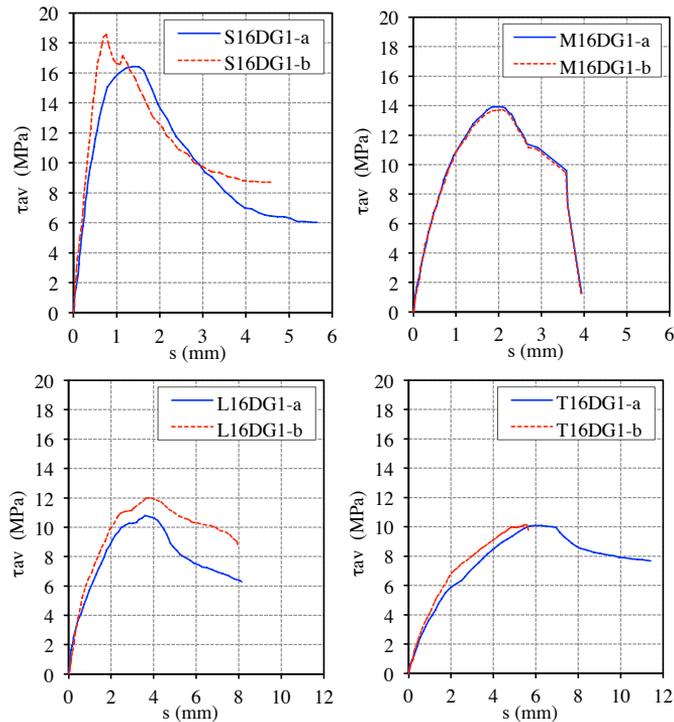


Figura 7.10: Curvas de tensión media de adherencia-deslizamiento para especímenes con barras de *GFRP* con epoxy tipo D. De izquierda a derecha y de arriba abajo: (a) $L_b = 6d_b$, (b) $L_b = 12d_b$, (c) $L_b = 24d_b$ y (d) $L_b = 30d_b$.

G1 (*GFRP* de 8 mm de diámetro) y G2 (*GFRP* de 12 mm de diámetro). Para las barras de *CFRP* se ensayaron longitudes de adherencia de $12d_b$, $24d_b$ y $30d_b$; mientras que para las de *GFRP* se usaron $6d_b$, $12d_b$, $24d_b$ y $30d_b$. A partir de los resultados se obtienen las siguientes conclusiones:

- El tipo de adhesivo ha tenido una gran influencia sobre la adherencia de las barras en el hormigón. Este efecto varía según la longitud de adherencia y el tipo de barra.
- El modo de fallo predominante para las barras de *CFRP* ha sido el fallo en la interfase barra-resina, excepto en dos especímenes que fallaron por fisuración del hormigón (T16DC-a, T16DC-b). Por otra parte, el modo de fallo predominante de los especímenes con barras de *GFRP* ha variado según el tipo de resina: fisuración o rotura del hormigón para el adhesivo tipo A, y fallo en la interfase barra-epoxi o daño en el acabado exterior de la barra para los adhesivos tipo B y D.
- Para los especímenes con barras de *CFRP*, el cambio del tipo de adhesivo de A a B ha supuesto un aumento de la capacidad de carga del 44,3%, 20,4% y 16,7% para las longitudes de adherencia de $12d_b$, $24d_b$ y $30d_b$, respectivamente. Por otra parte, el cambio del tipo de adhesivo de A a D ha supuesto un incremento de la carga del 8,0%, 15,6% y 20,0% para longitudes de adherencia de $12d_b$, $24d_b$ y $30d_b$, respectivamente. A pesar de que la diferencia de propiedades entre los adhesivos B y D era similar a la de los adhesivos A y D, el cambio de tipo B a tipo D ha dado lugar solamente a un

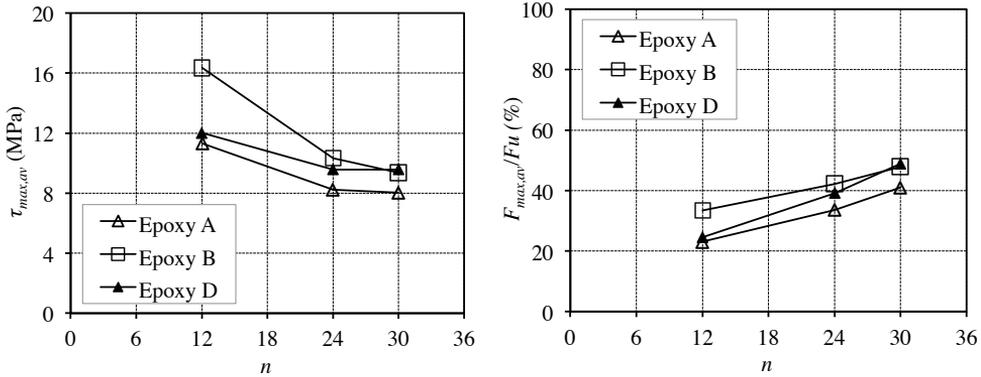


Figura 7.11: Efecto del tipo de resina epoxy y longitud de adherencia para los especímenes con barras *CFRP* en (de izquierda a derecha): (a) $\tau_{max,av}$ y (b) $\%F_{max,av}/F_u$; ($n = L_b/d_b$).

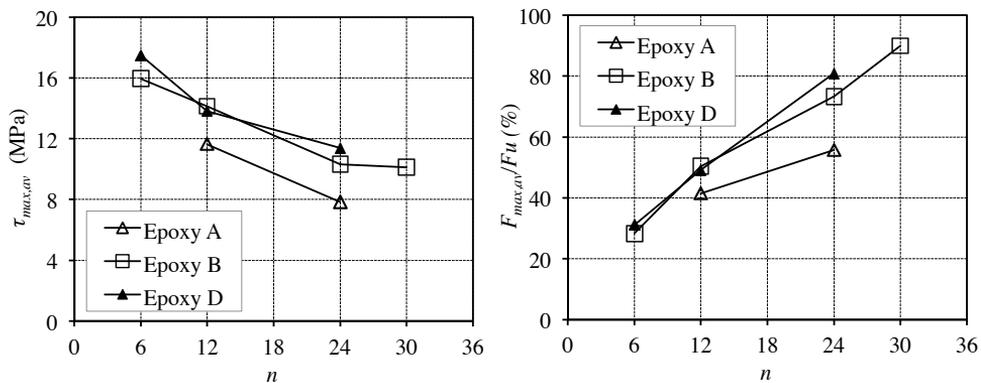


Figura 7.12: Efecto del tipo de resina epoxy y longitud de adherencia para los especímenes con barras *GFRP* en (de izquierda a derecha): (a) $\tau_{max,av}$ y (b) $\%F_{max,av}/F_u$; ($n = L_b/d_b$).

ligero aumento de la carga máxima de las barras de $30d_b$ de longitud de adherencia, y a una disminución en las otras longitudes ($12d_b$ y $24d_b$). Este cambio en el tipo adhesivo altera el comportamiento adherente con la barra *FRP*, con un aumento de la cohesión y de la fricción entre la barra y epoxi y una disminución del deslizamiento a mayores longitudes de adherencia.

- Para los especímenes con barras de *GFRP*, el cambio de adhesivo de A a B ha incrementado la carga máxima en un 21,5% y 32,5% para las longitudes de $12d_b$ y $24d_b$, respectivamente; mientras que el cambio de A a D ha supuesto un aumento de carga del 18,8% y el 46,3% para las longitudes de adherencia de $12d_b$ y $24d_b$. Aun siendo la diferencia de propiedades entre epoxi A y D similar a la de B y D, los especímenes con resina D mostraron una carga mayor que las unidas con resina del tipo A, aunque con distinto modo de fallo. La superficie ranurada de las barras de *GFRP* empleadas ha causado un modo de fallo distinto, y con la mayor flexibilidad de la resina se ha producido una mejora en la redistribución de las tensiones de adherencia a lo largo de la longitud.

- La longitud de adherencia ha tenido una gran influencia en el comportamiento de la unión. Incrementando la longitud se han obtenido mayores cargas y menores tensiones medias para cualquiera de los adhesivos empleados. La eficiencia del refuerzo incrementa asimismo con el aumento de longitud de adherencia.
- El aumento del diámetro de la barra ha incrementado la carga de rotura, aunque disminuyendo la eficiencia del refuerzo. Con la misma rigidez axial, la capacidad de carga de las barras se ha visto influenciada por el tipo de adhesivo y la longitud de adherencia.

Todo ello pone de manifiesto la interrelación entre las variables estudiadas y el comportamiento adherente del refuerzo *NSM FRP*. Como se demuestra, el modo de fallo, las superficies en contacto y las propiedades mecánicas de los materiales tienen un papel determinante en la respuesta de la unión.

7.6. Líneas futuras

Como continuación del estudio experimental llevado a cabo se propone el desarrollo de modelos analíticos y numéricos que puedan ser calibrados con los resultados obtenidos en éste y otros trabajos, que permitan profundizar en el estudio de los estados tenso-deformacionales de los materiales involucrados. Debe estudiarse la influencia de diversas variables como son el tipo y propiedades del *FRP*, su acabado superficial, el perímetro y área del refuerzo, las propiedades del adhesivo y las propiedades del hormigón, tanto en el comportamiento global del elemento como en el comportamiento a nivel local. La aplicación de los modelos mediante un estudio paramétrico debería conducir a la obtención de ecuaciones aptas para el diseño.

Asimismo es de interés un estudio comparativo entre los distintos métodos experimentales de ensayo del comportamiento adherente. Combinando distintas variables debería verse si las diferentes configuraciones de ensayo proporcionan resultados en el mismo sentido y cuáles son sus valores relativos.

Finalmente el estudio debe ser extendido a elementos a flexión tanto en su vertiente experimental como numérica.

Agradecimientos Los autores agradecen la financiación obtenida del Ministerio de Ciencia e Innovación a través del proyecto BIA2012-20234-C03-02. El primer autor agradece la ayuda obtenida mediante una beca predoctoral FI de la Generalitat de Catalunya, Ref. 2011-B00003.

Bibliografía seleccionada

De entre la abundante bibliografía sobre el comportamiento del refuerzo de estructuras de hormigón armado a base de *NSM FRP*, se pueden destacar los siguientes artículos:

- DE LORENZIS, L. AND TENG, J.G. Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. *Composites Part B: Engineering*, 38(2) (2007), 119-143.

- DE LORENZIS, L. AND NANNI, A. Characterization of FRP Rods as Near Surface Mounted Reinforcement. *Journal of Composites for Construction, ASCE*, 5(2) (2001), 114-121.
- HASSAN, T., AND RIZKALLA, S. Investigation of Bond in Concrete Structures Strengthened with Near Surface Mounted CFRP Strips. *Journal of Composites for Construction, ASCE*, 7(3) (2003), 248-257.
- TÄLJSTEN, B., CAROLIN, A. AND NORDIN, H. Concrete structures strengthened with near surface mounted reinforcement of CFRP. *Advances in Structural Engineering*, 6(3) (2003), 201-221.

La técnica *NSM FRP* puede encontrarse referenciada en la siguiente guía de diseño:

- ACI Committee 440. *ACI 440.2R-08. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2008.

Asimismo puede encontrarse información sobre los productos y su utilización en manuales y otra información técnica editada por los propios fabricantes, como por ejemplo:

- www.mbrace.es/refuerzo-estructuras
- <http://aslanfrp.com/index.html>
- www.sika.com

Finalmente se recomienda la lectura de las siguientes tesis doctorales que tratan sobre el refuerzo del hormigón con la técnica *NSM FRP* y su comportamiento adherente:

- DE LORENZIS, L. *Strengthening of RC structures with near surface mounted FRP rods*. Ph.D. Thesis, University of Lecce (Italy) (2002).
- CHOI, H. T. *Flexural Behaviour of Partially Bonded CFRP Strengthened Concrete T-Beams*. Ph.D. Thesis, The University of Waterloo, Ontario (Canada) (2008).
- SENA-CRUZ, J.M. *Strengthening of concrete structures with near-surface mounted CFRP laminate strips*. Ph.D. Thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Minho (Portugal) (2004).

Referencias

- [1] ACI 440.3R-04. *Guide test methods for fiber-reinforced polymers (FRPs) for reinforcing or strengthening concrete structures*. American Concrete Institute, 2004.
- [2] ALKHRDAJI, T., NANNI, A., CHEN, G., AND BARKER, M. Upgrading the transportation infrastructure: solid RC decks strengthened with FRP. *Concrete International, American Concrete Institute* 21, 10 (1999), 37-41.
- [3] BILOTTA, A., CERONI, F., DI LUDOVICO, M., NIGRO, E., PECCE, M., AND MANFREDI, G. Bond Efficiency of EBR and NSM FRP Systems for Strengthening Concrete Members. *Journal of composite for construction* 15, 7 (2011), 757-772.
- [4] CAPOZUCCA, R. Overview of testing to failure program of a highway bridge strengthened with

- frp composites. In *International Symposium on FRP for Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS4)*, Baltimore (1999), pp. 69–80.
- [5] DE LORENZIS, L., RIZZO, A., AND LA TEGOLA, A. A modified pull-out test for bond of near-surface mounted FRP rods in concrete. *Composites Part B: Engineering* 33, 8 (2002), 589–603.
- [6] DE LORENZIS, L., AND TENG, J. Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. *Composites Part B: Engineering* 38, 2 (2007), 119–143.
- [7] EMMONS, P., THOMAS, J., AND SABNIS, G. New strengthening technology for blue circle cement silo repair and upgrade. In *Proceedings of FRP Workshop US-AID, Cairo, Egypt* (2001).
- [8] FIB BULLETIN 10. Bond of reinforcement in concrete. State-of-the-art report, Tech. Rep., 2000.
- [9] GALATI, D., AND DE LORENZIS, L. Effect of construction details on the bond performance of NSM FRP bars in concrete. *Advances in Structural Engineering* 12 (2009), 683–700.
- [10] ISO 527-1. Plastics - Determination of tensile properties. Part 1: General principles, 2012.
- [11] NOVIDIS, D., PANTAZOPOULOU, S., AND TENTOLOURIS, E. Experimental study of bond of NSM-FRP reinforcement. *Construction and Building Materials* 21, 8 (2007), 1760–1770.
- [12] PARRETTI, R., AND NANNI, A. Strengthening of RC members using near-surface mounted FRP composites: Design overview. *Advances in Structural Engineering* 7, 6 (2004), 469–483.
- [13] SENA CRUZ, J. *et. al.* Bond behavior between glulam and GFRP's by pullout tests. *Composites Part B: Engineering* 43, 3 (2012), 1045–1055.
- [14] SERACINO, R., JONES, N., MOHAMED ALI, M., PAGE, M., AND OEHLERS, D. Bond strength of near-surface mounted CFRP strip-to-concrete joints. *Journal of Composites for Construction* 11, 4 (2007), 401–409.
- [15] SHARAKY, I. A., TORRES, L., BAENA, M., AND MIÁS, C. An experimental study of different factors affecting the bond of NSM FRP bars in concrete. *Composite Structures* 99, 1 (2012), 350–365.
- [16] SHARAKY, I. A., TORRES, L., BAENA, M., AND VILANOVA, I. Effect of different material and construction details on the bond behaviour of NSM FRP bars in concrete. *Construction and Building Materials* 38, 1 (2012), 890–902.
- [17] SOLIMAN, S., EL-SALAKAWY, E. AND BENMOKRANE, B. Bond Performance of Near-Surface-Mounted FRP Bars. *Journal of Composites for Construction* 15, 1 (2011), 103–111.
- [18] TÄLJSTEN, B., CAROLIN, A., AND NORDIN, H. Concrete beams strengthened with near surface mounted CFRP laminates. In *Proceedings of CFRPCS-5, C.Burgoyne (ed.) Cambridge, UK* (2001), pp. 107–116.
- [19] TÄLJSTEN, B., CAROLIN, A., AND NORDIN, H. Concrete structures strengthened with near surface mounted reinforcement of CFRP. *Advances in Structural Engineering* 6, 3 (2003), 201–221.
- [20] UNE-EN 12390-3. Ensayos de hormigón endurecido - Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas, 2009.
- [21] UNE-EN 12390-6. Ensayos de hormigón endurecido - Parte 6: Resistencia a tracción indirecta de probetas, 2009.
- [22] UNE-EN 13412. Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Métodos de ensayo. Determinación del módulo de elasticidad en compresión, 2008.
- [23] WARREN, G. Pier Upgrade Advanced Technology Demonstration Site No. 3: Bravo 25, Naval Station Pearl Harbor, Hawaii. Report SSR-2567-SHR, Naval Facilities Engineering Service Center, Port Hueneme, California, 2000.

8

Estructuras pretensadas con tendones de material compuesto

Francesc Puigvert

Resumen Los tendones de acero de estructuras pretensadas están sometidos a efectos de corrosión. En infraestructuras críticas, tales como puentes, se está estudiando la posibilidad de sustituir los tendones de acero por barras de material compuesto debido a su alta resistencia a la corrosión, especialmente el *CFRP*. Uno de los retos asociados es el desarrollo de un anclaje adecuado para este tipo de material. Anclajes de sujeción mecánica y adhesiva han sido estudiados para esta finalidad. En este capítulo se analizan los parámetros y características más importantes de ambos anclajes a partir de la campaña experimental llevada a cabo en el grupo de investigación CER-LITEM BarcelonaTECH. Aunque las configuraciones de los anclajes estudiadas hasta el momento no permiten alcanzar la máxima resistencia de los tendones, el uso de tendones de material compuesto y sus anclajes puede ser una alternativa razonable en ambientes donde la protección a la corrosión puede llegar a ser muy costosa.

8.1. Introducción

Las estructuras de hormigón pretensadas presentan el inconveniente que la armadura activa, actualmente de acero, está sometida a efectos de corrosión que reduce la durabilidad de la estructura y sus prestaciones mecánicas. La corrosión que se produce en la armadura es un proceso electroquímico que puede presentar rotura frágil cuando se utilizan determinados aceros y procesos de fabricación. En este tipo de corrosión el proceso anódico se inicia por una picadura que se propaga hacia el interior del acero en forma de canales cilíndricos [3]. Debido al elevado grado de tensión de la barra, generalmente alrededor del 60 % de la tensión de rotura, se acaba produciendo una rotura frágil.

Francesc Puigvert

Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria
Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, Colón 11, TR45, Terrassa, 08222 Barcelona, España
e-mail: francisc.puigvert@upc.edu

DOI: [10.3926/oms.206](https://doi.org/10.3926/oms.206) • Omnia Publisher, 2014

En las últimas décadas investigadores de todo el mundo han realizado estudios para la incorporación de materiales compuestos *Fiber Reinforced Polymer (FRP)* como armadura activa en estructuras de hormigón pretensado. Las ventajas que ofrecen son su alta resistencia, ligereza y alta resistencia a la corrosión. No obstante, debido al alto coste de la producción de los materiales compuestos con respecto a los materiales convencionales, la utilización de estos materiales se destina a aplicaciones donde las características son únicas para materiales compuestos. Una de las principales ventajas de los materiales *FRP* es la capacidad de configurar el refuerzo adecuado con el objetivo de desarrollar una capacidad resistente específica y cumplir con los objetivos de diseño. Los tendones de *FRP* destinados al pretensado pueden ser tendones individuales o agrupados en cordones. La textura de la superficie de los tendones también puede variar. A diferencia del refuerzo de acero convencional, no hay formas estándar. La configuración de la superficie, la orientación de la fibra, la constitución del material y las proporciones del producto final pueden ser definidas para cada aplicación. De la misma manera, no hay una estandarización del método de fabricación para una aplicación específica. Así, los materiales compuestos requieren un esfuerzo de ingeniería para su correcta utilización.

Los tendones *FRP* son fabricados -normalmente- de tres fibras básicas. Estas fibras son la aramida, el vidrio y el carbono. La selección de la fibra se basa principalmente en la consideración del coste, la resistencia, la rigidez y la estabilidad a largo plazo. Dentro de este grupo de fibras, hay un amplio abanico de posibilidades con la finalidad de obtener el rendimiento y las características necesarias [1]. La matriz del material compuesto suele ser un polímero termoestable, de entre los cuales destacan la matriz de poliéster, vinil éster, epoxi, fenólica y poliuretano. La formulación y las propiedades fisicoquímicas de las resinas son prácticamente ilimitadas. Además, los materiales compuestos son heterogéneos y anisotrópicos. Las características finales del material compuesto *FRP* dependen de las propiedades de la fibra y la matriz, así como del proceso de fabricación. Mientras que los tendones de fibras de vidrio y aramida muestran resistencias a la tracción parecidas a la de los tendones de acero, los tendones de fibra de carbono tienen un 20-25% más de resistencia a la tracción que los tendones de acero. No obstante, la resistencia a corte de los tendones de material compuesto es de gran preocupación para las aplicaciones de pretensado donde el esfuerzo cortante es elevado en la zona de los anclajes. Los tendones *FRP* presentan una respuesta elástica lineal hasta rotura. Los módulos elásticos de los tendones *GFRP (Glass-FRP)* y *AFRP (Aramid-FRP)* son del orden de 25-30% de la de los tendones de acero, mientras que los tendones *CFRP* tienen módulos de elasticidad del 75 al 85% de los del acero. Según la norma ACI [1], el material de fibra de carbono puede desarrollar las mismas propiedades mecánicas que el acero utilizado en las armaduras activas.

Las investigaciones realizadas hasta el momento indican que el hormigón pretensado con *CFRP* es una opción duradera en el diseño de estructuras para su uso en ambientes corrosivos [7]. Además, por condiciones de durabilidad, fatiga y fluencia, los tendones muestran un mejor comportamiento. Por tanto, por criterios de durabilidad, los nuevos materiales de fibra de carbono resisten mejor las condiciones fisicoquímicas adversas. No obstante, aunque los materiales tienen excelentes propiedades para su uso en estructuras pretensadas, aun es necesaria la investigación en esta área. Una de las principales cuestiones es su anclaje. Debido a la gran anisotropía del material *FRP*, las fuerzas perpendiculares producidas por el

anclaje podrían dañar el material compuesto a nivel transversal [16]. Es por esta razón que los sistemas convencionales de anclaje para tendones de acero no pueden ser utilizados con materiales compuestos debido a sus propiedades transversales.

Este capítulo describe en primer lugar el estado de la técnica de los sistemas de anclajes para tendones de material compuesto y las investigaciones realizadas al respecto. También se incluye las formulaciones analíticas desarrolladas por diferentes investigadores con la finalidad de conocer el estado tensional de los anclajes. En segundo lugar se presentan los resultados más destacados obtenidos en el laboratorio CER-LITEM BarcelonaTECH. Este apartado finaliza con la discusión de los resultados obtenidos y las conclusiones generales. Finalmente se presentaran las líneas de investigación futuras que serán desarrolladas a corto o medio plazo. En este capítulo no se contempla el comportamiento de los anclajes a largo plazo. Tampoco se considera el análisis de los anclajes mediante el método de elementos finitos *FEM*, ya que estos aspectos forman parte de las líneas futuras de investigación que ya están en desarrollo.

8.2. Estado de la técnica

La técnica del pretensado es un método que permite incrementar la capacidad portante de una estructura de hormigón teniendo en cuenta la debilidad de este material frente a esfuerzos de tracción. Se basa en la introducción de esfuerzos que producen tensiones de signo contrario a las producidas por las acciones aplicadas, con la finalidad de mejorar su resistencia o comportamiento. La técnica del pretensado fue patentada Eugène Freyssinet en 1920. El pretensado ha evolucionado mucho y actualmente se utilizan dos técnicas generales; hormigón pretensado con armaduras pretesadas o postesadas.

El sistema con armaduras pretesadas consiste en el tesado del tendón previamente a la fabricación de la estructura de hormigón. Es un método utilizado principalmente en elementos prefabricados. Esto permite una alta producción en serie. A continuación se detallan las etapas del proceso del pretensado (véase Figura 8.1).

- Etapa 1. La armadura es tesada y fijada a dos anclajes fijos por sus extremos. Estos anclajes solo son utilizados durante el proceso de fabricación.
- Etapa 2. Se coloca el molde que dará forma a la estructura de hormigón. Se coloca la armadura pasiva requerida. Seguidamente se vierte, se compacta y se cura el hormigón.
- Etapa 3. Cuando el hormigón ha alcanzado una cierta resistencia, se transfiere la fuerza de la armadura de los anclajes a la estructura de hormigón en forma de compresión por medio de la fricción.
- Etapa 4. Se cortan los extremos de los tendones y la pieza es almacenada hasta el momento de su transporte a obra y montaje.

El sistema con armaduras postesadas consiste en el tesado de la estructura de hormigón cuando esta ya ha sido fabricada. Es un método utilizado mayormente en piezas hormigonadas *in situ*. A continuación se detallan las etapas del proceso de postensado (véase Figura 8.2).

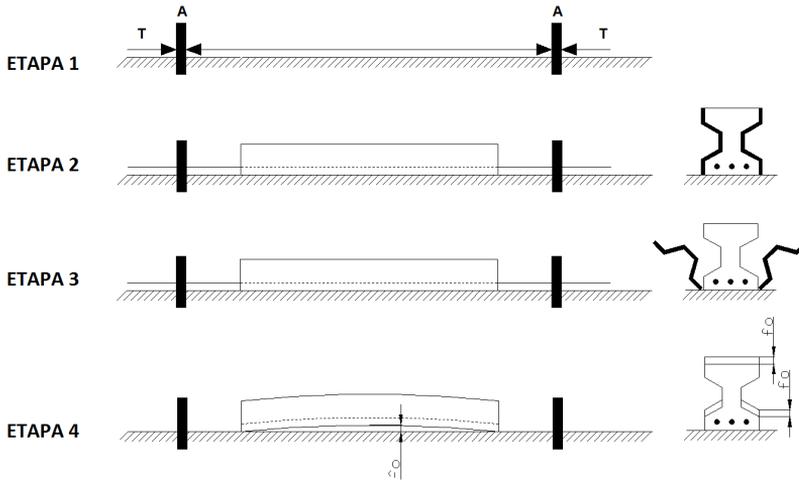


Figura 8.1: Representación del proceso de pretensado.

- Etapa 1. Se prepara el molde que dará forma a la estructura de hormigón. Se coloca la armadura pasiva requerida.
- Etapa 2. Se colocan las vainas que alojaron los tendones. A diferencia de los tendones pretesados, las vainas pueden adoptar formas curvilíneas.
- Etapa 3. Se procede al llenado del molde. Cuando el hormigón ha alcanzado una cierta resistencia, se introducen los tendones en las vainas y se abre el molde.
- Etapa 4. Se procede al postesado de los tendones. Generalmente se fija un extremo del tendón mediante un anclaje mecánico. Posteriormente se realiza el tesado del tendón desde el otro extremo y se fija cuando este ha alcanzado la carga de tracción deseada.

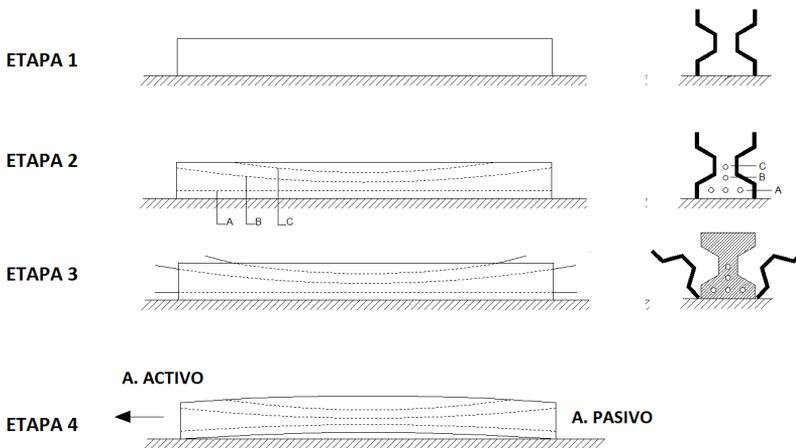


Figura 8.2: Representación del proceso de postesado.

Ya sea en la primera etapa del proceso de pretensado o en la última etapa del proceso de postensado, los tendones deben ser tesados mediante anclajes. Aunque los materiales compuestos tienen excelentes propiedades para este tipo de estructuras, aun es necesaria la investigación en esta área. Una de las principales cuestiones es su anclaje. Debido a la gran anisotropía del material *FRP*, las fuerzas perpendiculares producidas por los actuales sistemas de anclaje podrían dañar el material compuesto a nivel transversal [16]. Es por esta razón que los sistemas convencionales de anclaje para tendones de acero no pueden ser utilizados directamente con materiales compuestos.

Los investigadores Rostàs y Budelman [4] determinaron que para el buen funcionamiento del anclaje, el conjunto debe tener un factor de eficiencia de 0,95. Es decir, el conjunto debe desarrollar una fuerza de tracción de más del 95% de la resistencia a tracción del tendón *FRP*. Mientras que el requisito anterior asegura que el anclaje no resta capacidad resistente al tendón, también es importante verificar que el anclaje permite la deformación adecuada del tendón al aplicar la fuerza de tesado.

Los fabricantes de tendones *FRP* han desarrollado nuevos sistemas de anclajes permitiendo que los materiales compuestos puedan ser tesados hasta el 90% de su resistencia máxima a tracción antes de producirse del colapso en la zona del anclaje. En general, el anclaje es de acero, pero también pueden ser realizados de material compuesto con la finalidad de evitar problemas de durabilidad. Los anclajes para tendones *FRP* se pueden clasificar en dos categorías (véase Figura 8.3); anclajes de sujeción mecánica y anclajes de sujeción adhesiva. El primer sistema fija el tendón ejerciendo presión radial mediante cuñas, mientras que el segundo sistema fija el tendón a través de una unión adhesiva.

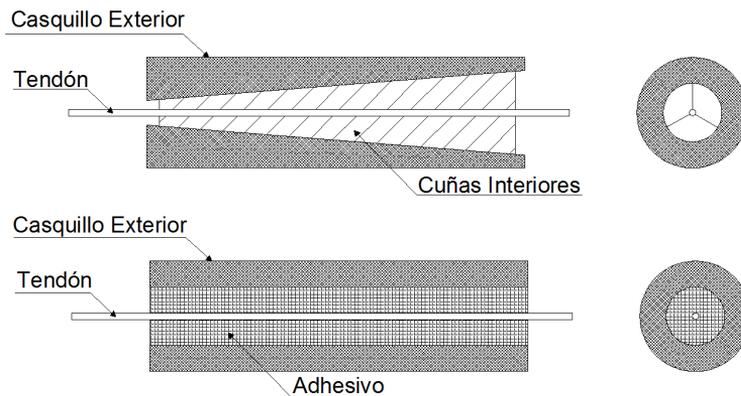


Figura 8.3: Esquema general de un anclaje de sujeción mecánica (arriba) y adhesiva (abajo).

8.2.1. Anclaje de sujeción mecánica

Los anclajes para tendones *FRP* de sujeción mecánica son muy parecidos a los sistemas convencionales para tendones de acero. No obstante, una serie de modificaciones deben ser realizadas para ser compatibles con el material compuesto. Los sistemas de anclaje convencional disponen de unos relieves endurecidos que se clavan al tendón para aumentar la

transferencia de carga. En sistemas con materiales compuestos, estos relieves deben ser eliminados ya que podrían dañar localmente el tendón. Principalmente, la diferencia entre los anclajes convencionales y los anclajes para tendones *FRP* radica en la interfase entre ambos. No obstante, varios investigadores han demostrado que los materiales *FRP* siguen trabajando a pesar de sufrir daños locales. A continuación se describen los dos sistemas más utilizados:

- **Anclaje abrazador.** Este sistema consta de dos placas de acero que intercalan el material compuesto. Las placas de acero son fijadas mediante pernos. La fuerza se transmite mediante un mecanismo de corte-fricción. Con este sistema se pueden pretesar tendones de sección circular o rectangular.
- **Anclaje con cuñas interiores.** En general son los anclajes más utilizados hasta el momento debido a su compacidad, facilidad de montaje, reutilización y fiabilidad. Además, el sistema de cuñas es ampliamente utilizado en tendones de acero. Los anclajes son modificados para su uso con materiales compuestos aumentando su longitud de contacto y eliminando los dientes endurecidos de las cuñas interiores. El mecanismo de sujeción se basa en la fricción generada entre las cuñas interiores y el tendón *FRP* durante el proceso de tesado (véase Figura 8.3 superior).

Los investigadores Nanni *et al.* [8] estudiaron el comportamiento del anclaje de sujeción mecánica con cuñas para tendones circulares y laminados de material compuesto. También analizaron el comportamiento del anclaje en función del material de las cuñas. Los investigadores realizaron ensayos experimentales cuasi-estáticos con diferentes configuraciones de anclaje con barras y laminados *FRP*. Los anclajes con cuñas interiores de poliamida PA6 mostraron fallos prematuros debidos a la plastificación de las cuñas interiores. No obstante, los anclajes con cuñas interiores de acero llegaron a superar el 95 % de la resistencia última a tracción del material *FRP*. Aunque no hubo pérdida de eficiencia, las cuñas interiores de acero provocaron daños locales a la fibra a bajos valores de carga. Cuando se utilizó un material de interfase entre el material compuesto y la cuña, el daño local se produjo en dicho material.

Es importante destacar que el sistema de transferencia de esfuerzos en la mayoría de los casos se realiza por fricción. Como mencionan Nanni *et al.* [8], se producen fuerzas transversales que actúan sobre el tendón que pueden llegar a colapsar la matriz del material compuesto. La determinación de esta componente es esencial para poder dimensionar un anclaje de sujeción mecánica con cuñas que permita desarrollar la totalidad de la fuerza a tracción del tendón. Los investigadores Taha *et al.* [16] determinaron en su estudio las fuerzas que interactúan entre las diferentes partes que componen el anclaje de sujeción mecánica con cuñas (véase Figura 8.4).

La fuerza de tracción del tendón debe ser igual a la fricción que actúa sobre el mismo. Por tanto:

$$P = F_{TW} \quad (8.1)$$

donde P es la fuerza de tesado y F_{TW} es la fuerza de fricción que actúa sobre el tendón. Por otra parte, la fuerza de fricción viene determinada por la componente normal entre el tendón y la cuña, R_{TW} :

$$F_{TW} = \mu_{TW} R_{TW} \quad (8.2)$$

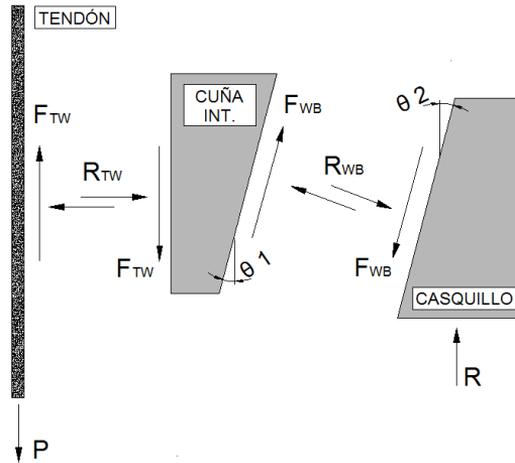


Figura 8.4: Modelo estático para anclajes de sujeción mecánica con cuñas interiores.

donde μ_{TW} es el coeficiente de fricción estático entre el material compuesto y la cuña interior. De la misma manera sucede en el contacto entre la cuña interior y el casquillo exterior. Donde F_{WB} es la fuerza de fricción que actúa entre los dos cuerpos,

$$F_{WB} = \mu_{WB} R_{WB} \quad (8.3)$$

siendo R_{WB} la componente normal que genera la fuerza de fricción y μ_{WB} el coeficiente de fricción estático entre la cuña interior y el casquillo exterior. Por otra parte, analizando las fuerzas longitudinales del anclaje de la cuña interior, se obtiene la siguiente expresión:

$$F_{TW} = F_{WB} \cos \theta_2 + R_{WB} \sin \theta_2 \quad (8.4)$$

De la misma manera, se puede analizar las fuerzas longitudinales del anclaje del casquillo exterior obteniendo la expresión:

$$R = F_{WB} \cos \theta_2 + R_{WB} \sin \theta_2 \quad (8.5)$$

Considerando una distribución lineal de la tensión radial que ejerce la cuña interior sobre el tendón FRP, siendo igual a cero en el extremo final del anclaje hasta un valor máximo en el inicio del mismo, la máxima tensión σ_{TW} se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{TW} = 2 \frac{R_{TW}}{2\pi r_T L_W} = \frac{R_{TW}}{2\pi r_T L_W} \quad (8.6)$$

donde r_T es el radio del tendón de material FRP y L_W es la longitud de la cuña interior. Por tanto, la matriz del material compuesto debe ser capaz de resistir la tensión máxima mostrada en la ecuación 8.6.

Los trabajos de los investigadores Schmidt *et al.* [12, 13] recogen las últimas novedades referentes a los anclajes de sujeción mecánica para tendones FRP. Los investigadores han estudiado diferentes configuraciones aunque los componentes involucrados siguen siendo los

mismos; anclaje, material de interfase y tendón. Por otra parte, también evaluaron el comportamiento de los anclajes mediante el método de los elementos finitos llegando a conseguir una predicción de carga y desplazamiento bien ajustada con los resultados experimentales que disponían. Su estudio concluye en que los actuales sistemas de anclaje de sujeción mecánica para tendones *FRP* no permiten desarrollar la máxima capacidad a tracción de dichos tendones, causando fallos prematuros.

8.2.2. Anclaje de sujeción adhesiva

El anclaje de sujeción adhesiva está formado por un casquillo exterior en el cual se inserta un tendón de *FRP*. Entre ambos materiales se distribuye un agente adhesivo que debe garantizar la perfecta unión. A diferencia de los anclajes de sujeción mecánica, los anclajes de sujeción adhesiva deben ser confeccionados previamente al proceso de tesado. Esto permite la posibilidad de elaborar los anclajes en un ambiente controlado de laboratorio con la capacidad de adquirir una alta calidad en la ejecución, así como una producción industrializada. Los dos modelos de falla más habituales en este tipo de anclaje son la rotura de la unión adhesiva y la excesiva deformación por fluencia del adhesivo. A continuación se muestran las configuraciones más utilizadas.

- **Anclaje circular con adhesivo.** Está formado por un casquillo de acero, el cual dispone de un cilindrado interior, el tendón de material compuesto y el agente adhesivo entre ambos. El mecanismo de transferencia de carga depende completamente de la adherencia entre el adhesivo y el sustrato. La sección del material compuesto para este tipo de anclaje puede ser circular o rectangular. El tendón con sección rectangular ofrece la ventaja que para la misma área resistente, la superficie de contacto con el adhesivo es mayor (véase Figura 8.3 inferior).
- **Anclaje cónico con adhesivo.** La única diferencia de este sistema con respecto al anterior radica en la forma del cilindrado interior del casquillo de acero. En este caso, la forma interior del casquillo de acero es cónica. El mecanismo de transferencia de carga es función de la unión adhesiva y el esfuerzo normal producido por la variación de espesor del perfil exterior.
- **Anclaje cónico con adhesivo de rigidez variable.** Un modelo alternativo al sistema anterior es la realización de un anclaje con diferentes adhesivos con el objetivo de obtener rigidez variable a lo largo de la longitud de adhesión. Las tensiones tangenciales en ciertos puntos de la longitud de adhesión pueden ser reducidas mediante esta técnica. La distribución de tensiones puede ser optimizada mediante el uso de diferentes adhesivos con diferentes módulos de elasticidad. No obstante, el proceso de construcción de un anclaje con diferentes adhesivos es de gran dificultad y, en la práctica, no es utilizado.

De la misma manera que los anclajes de sujeción mecánica, los investigadores Nanni *et al.* [8] estudiaron el comportamiento de los anclajes circulares con adhesivo. Los investigadores utilizaron diferentes tendones de material compuesto y adhesivos en su trabajo. Todos los anclajes fueron tesados hasta que se produjo la rotura en la interfase entre el tendón y el agente adhesivo cuando la barra no había alcanzado la totalidad de su resistencia a tracción.

Pincheira y Woyak [9] determinaron en su trabajo que la longitud de adhesión óptima es 50 veces el diámetro del tendón *FRP*. Con esta medida, la rotura del conjunto se debería producir por agotamiento de la resistencia última del tendón *FRP* a tracción.

Normalmente, el adhesivo utilizado suele ser resina epoxi en base poliuretano o metacrilato, ya que la resistencia a corte es más elevada. No obstante, estos polímeros suelen mostrar una pérdida de resistencia a altas temperaturas. Además, pueden tener problemas de excesiva fluencia y degradación en ambientes muy húmedos. Este hecho ha motivado a diferentes investigadores que han estudiado el uso de morteros como material adhesivo. Zhang y Benmokrane [19] estudiaron la utilización de mortero como elemento adhesivo en anclajes con un solo tendón y para anclajes con varios tendones. Los investigadores determinaron que hay un efecto de interacción cuando se usa más de un tendón debido al mecanismo de transferencia de carga entre el mortero y los tendones, mostrando un incremento en la rigidez del sistema. Los resultados obtenidos mostraron que se necesitó el doble de longitud de adhesión cuando se insertó más de un tendón en el mismo anclaje para alcanzar la misma fuerza de tesado hasta la rotura que un anclaje con un solo tendón. Por tanto, el uso de más de un tendón en el mismo anclaje no optimizó el conjunto.

Muchos de los investigadores que han realizado ensayos experimentales con anclajes de sujeción adhesiva han observado dos tipos de rotura diferentes. En el primer caso, la barra *FRP* llega a su límite de resistencia a tracción y se produce la rotura de la barra. Este tipo de rotura sería el ideal ya que se llega a agotar toda la capacidad del material compuesto y el anclaje no resta capacidad al conjunto. El segundo tipo de rotura -el más observado- es la rotura *pull-out*. Se produce el deslizamiento del material compuesto respecto al adhesivo debido al fallo de la superficie de adhesión. Cuando el tendón es traccionado, la superficie de unión está principalmente solicitada a esfuerzo cortante, ya que el anclaje es totalmente simétrico. Por tanto, los investigadores han centrado el interés en el análisis de la distribución de tensión tangencial en dicha unión adhesiva.

El análisis simple elástico lineal considera que el adhesivo solo se deforma por esfuerzo tangencial y que los sustratos son totalmente rígidos. La tensión tangencial en el adhesivo se considera constante a lo largo de la unión adhesiva. Este valor de tensión tangencial puede ser interpretado como la tensión tangencial media en la longitud de adhesión. Aunque este análisis no es muy realista, aun es mencionado por las normas ASTM e ISO.

Por otra parte, el investigador Olaf Volkersen [18] introdujo el concepto de diferencia tangencial. Todos los trabajos posteriores parten de su análisis. En su trabajo se considera un cuerpo simétrico donde solo actúan acciones longitudinales. El análisis de Volkersen consideró que el adhesivo se deforma por tensión tangencial pero que los elementos exteriores pueden ser deformados por tensión normal y tangencial ya que son considerados elásticos y no rígidos. La tensión tangencial es máxima en los extremos de la unión y es mínima en el centro. Este análisis no contempla el efecto por una flexión causada por una carga excéntrica. La solución de Volkersen es más representativa para uniones simétricas.

Posteriormente, los investigadores Goland y Reissner [6] fueron los primeros en contemplar en su análisis el momento flector y las fuerzas transversales introducidas por cargas excéntricas en uniones simples no simétricas. Más recientemente, Tsai, Oplinger, Morton (TOM) [17] consideraron la deformación tangencial en los elementos adheridos y la variación

de ésta linealmente a lo largo del espesor. Los investigadores mostraron que la formulación analítica desarrollada se ajusta mejor que las teorías clásicas cuando se utilizan materiales compuestos como elementos adheridos

Los trabajos anteriores consideran un comportamiento elástico por parte de los materiales que forman la unión. Esta hipótesis es correcta para adhesivos frágiles que tienen muy poca deformación plástica. Para adhesivos con grandes deformaciones plásticas antes de alcanzar su resistencia última, la plasticidad del adhesivo debe ser incluida para simular correctamente las distribuciones de tensión y deformación. Uno de los trabajos más importantes teniendo en cuenta la plasticidad del adhesivo fue presentado por Hart-Smith [14], donde desarrolló el análisis de Volkersen para uniones dobles y el trabajo de Goland-Reissner para uniones simples. El modelo de Hart-Smith representa la plasticidad del adhesivo utilizando un modelo de tensiones tangenciales elástico-plástico. Si se considera la plasticidad en el adhesivo, la predicción de la carga última es superior en comparación con un análisis elástico. La máxima resistencia de una unión adhesiva es calculada mediante la máxima deformación tangencial como criterio de falla.

Por otra parte, las formulaciones presentadas anteriormente están referidas a uniones adheridas de geometría plana siendo necesario generalizar las expresiones para geometrías de sección circular. Para ello el grupo de investigación CER-LITEM BarcelonaTECH desarrolló la formulación analítica de TOM para poder ser utilizada en uniones adhesivas circulares [10]. Se introdujo una tercera ecuación de equilibrio que considera el carácter circular de los anclajes. A continuación se presenta la formulación analítica desarrollada que permite conocer la distribución de tensión tangencial en la unión adherida de geometría circular. Siguiendo la nomenclatura de la Figura 8.5, la distribución de tensión tangencial en la unión adherida τ_i se puede determinar mediante la expresión 8.7:

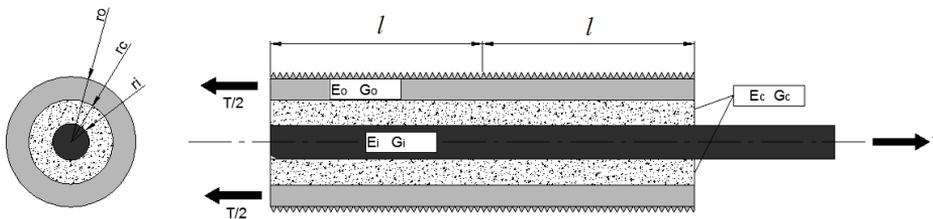


Figura 8.5: Geometría del anclaje circular.

$$\tau_i = A \sinh(\beta x) + B \cosh(\beta x) \tag{8.7}$$

siendo:

$$\beta^2 = \frac{\frac{G_c r_i}{(r_c - r_i)} \left(\frac{2}{E_i r_i^2} + \frac{2}{E_o (r_o^2 - r_c^2)} \right)}{1 + \frac{G_c}{(r_c - r_i)} \left[\frac{5r_i}{12G_i} + \frac{1}{(r_o^2 - r_c^2)} \left(\frac{r_i (r_o - r_c) (r_o^2 - r_c^2)}{2G_o r_o} - \frac{r_i (r_o^4 - r_c^4)}{4G_o r_o (r_o - r_c)} \right) \right]} \tag{8.8}$$

donde los coeficientes A y B para una solución de tipo pull-pull son:

$$A = \frac{\beta l \tau_{mi}}{\cosh(\beta l)} \left(\frac{1 - \frac{E_i r_i^2}{E_o (r_o^2 - r_c^2)}}{1 + \frac{E_i r_i^2}{E_o (r_o^2 - r_c^2)}} \right) \quad (8.9)$$

y

$$B = \frac{\beta l \tau_{mi}}{\sinh(\beta l)} \quad (8.10)$$

y la tensión tangencial media en la unión adhesiva τ_{mi} se define en como:

$$\tau_{mi} = \frac{T}{4\pi r_i l} \quad (8.11)$$

Finalmente, se define un criterio de fallo para este tipo de unión basado en tensiones máximas, esto es:

$$\tau_{max} = A \sinh(\beta l) + B \cosh(\beta l) < \tau_{adm} \quad (8.12)$$

donde la tensión tangencial admisible de la unión adherida τ_{max} depende de los materiales adheridos, el tipo de adhesivo utilizado, el acabado superficial y la rugosidad de la unión adhesiva.

8.3. Estudio de anclajes para tendones de material compuesto

En el grupo CER-LITEM BarcelonaTECH se han investigado los anclajes de sujeción mecánica y los anclajes de sujeción adhesiva para tendones *CFRP*. La investigación se centró en el estudio experimental de los anclajes mediante ensayos cuasi-estáticos. En la Tabla 8.1 se muestran las propiedades mecánicas del tipo de tendón usado en todos los casos. El contenido de fibra y resina es del 65% y 35% en volumen, respectivamente. Los tendones fueron suministrados con una cierta rugosidad superficial con el objetivo de optimizar la adhesión en el caso de ser fijados con adhesivo.

Módulo elástico longitudinal (GPa)	Módulo elástico transversal (MPa)	Coefficiente de Poisson	Resistencia última a tracción (MPa)	Fuerza última a tracción [†] (kN)
$E_x = 141$	$G_{yz} = 1190$	$\nu_{yx} = \nu_{zx} = 0,007$	2500	125
$E_y = 3,3$	$G_{zx} = 1930$	$\nu_{xy} = \nu_{xz} = 0,288$		
$E_z = 3,3$	$G_{xy} = 1930$	$\nu_{zy} = \nu_{yz} = 0,374$		

[†] Tendón $\varnothing = 8$ mm

Tabla 8.1: Propiedades mecánicas del material compuesto *CFRP*.

8.3.1. Anclajes de sujeción mecánica

Se estudiaron diferentes configuraciones de anclajes de sujeción mecánica siguiendo los sistemas de anclajes que otros investigadores han utilizado [5, 8, 11]. Se fabricaron dos an-

clajes de sujeción mecánica con cuñas interiores para tendones *CFRP*. La rugosidad característica de los anclajes para tendones de acero fue eliminada para no dañar la matriz del material compuesto y homogeneizar la distribución de tensión que se ejerce sobre el tendón. Las probetas constaban de dos anclajes y un tendón de *CFRP* de 700 mm de longitud y 8 mm de diámetro. Los anclajes fueron fabricados con una longitud de 13 cm y las cuñas interiores disponían de una conicidad de 2° . Los ensayos se realizaron con el objetivo de determinar la carga última de las probetas al aplicar una fuerza de tesado. También se estudió el tipo de fallo producido.

Se ensayaron tres configuraciones distintas con el anclaje de sujeción mecánica. La primera de ellas corresponde al sistema más básico formado por el anclaje y el tendón *CFRP*, llamada M01. La configuración M02 incorpora un material de interfase entre las cuñas interiores y la barra *CFRP*. El hecho de incorporar un material de interfase responde a la necesidad de suavizar y homogeneizar las tensiones que ejercen las cuñas sobre el tendón [11]. El material utilizado en la interfase fue un perfil tubular de cobre con un espesor de 0,3 mm. La configuración M03 está formada por los mismos elementos pero con un espesor del material en la interfase de 1 mm.

La Figura 8.6 muestra las curvas de fuerza-desplazamientos obtenidas durante el proceso de tesado de los anclajes de sujeción mecánica. Es importante destacar que los valores de desplazamiento registrados corresponden al desplazamiento del equipo electromecánico. Esto incluye la deformación y desplazamientos relativos de los elementos auxiliares que formaron parte de los ensayos experimentales.

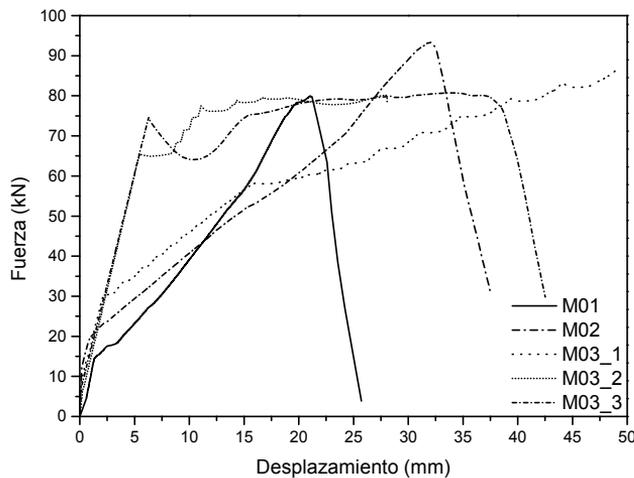


Figura 8.6: Diagrama fuerza-desplazamiento de los ensayos experimentales con anclaje de sujeción mecánica.

Desde un punto de vista cualitativo cabe destacar que, durante el proceso de tesado, las cuñas interiores dañaron localmente el tendón en valores de carga inferiores a los valores de rotura. A pesar de ello, los tendones siguieron trabajando sin pérdida de eficiencia. Por otra parte, la fijación del anclaje con el tendón se realiza durante el proceso de carga. La dificultad del proceso radica en garantizar el mismo desplazamiento para cada una de las cuñas

interiores. Un desplazamiento desequilibrado de las cuñas provoca que la presión radial, que debería ejercerse con la misma intensidad por todas las cuñas interiores, se ejerza solo por algunas de ellas. Esto provoca mayores concentradores de tensiones en el inicio del anclaje y, por lo tanto, el fallo del tendón a una carga inferior a la deseada. Una muestra de este efecto puede verse en la Figura 8.7 superior, donde el desplazamiento de las cuñas no es uniforme.

Como se muestra en la Figura 8.6, la configuración M01 alcanzó una carga máxima inferior a los demás sistemas. Mediante la utilización del sistema básico de anclaje y tendón, la carga máxima alcanzada fue del 65 % de la resistencia máxima a tracción del tendón. Como se ha mencionado anteriormente, las cuñas interiores generan una presión radial máxima en el inicio del anclaje que puede provocar el fallo del conjunto de manera prematura. La Figura 8.7 (superior) muestra la ruptura de la probeta M01. Se puede apreciar como las cuñas interiores se clavaron en el tendón *CFRP* debido a la presión radial ejercida, causando la rotura intralaminar que provocó la delaminación del material compuesto en un valor inferior a su capacidad máxima. Para reducir este efecto, los sistemas M02 y M03 incorporaron un material de interfase entre las cuñas interiores y el tendón *CFRP*. Este material adicional debe ser más elástico y deformable que el acero de las cuñas interiores con el objetivo de suavizar las tensiones que se generan en el inicio del anclaje y poder agotar la capacidad del material compuesto a tracción.

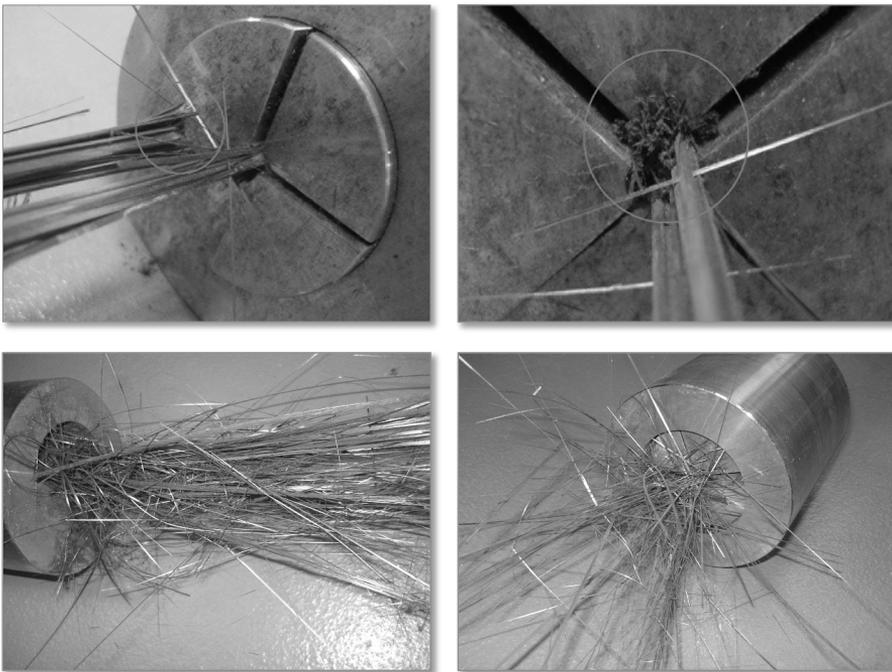


Figura 8.7: Detalle del daño local producido por la presión radial de las cuñas interiores de la probeta M01 (arriba) y rotura de la probeta M02 (abajo).

En los sistemas M02 y M03 se introdujo un perfil de cobre de 130 mm de longitud y 0.3 mm y 1 mm de espesor respectivamente. Con la configuración M02, el conjunto alcanzó el

75 % de la resistencia a tracción del tendón *CFRP*. El cobre usado en la interfase permitió relajar el pico de tensiones generado en el inicio del anclaje permitiendo alcanzar cargas superiores. Como se puede apreciar en la Figura 8.7 (inferior), la rotura del tendón muestra un mayor número de fibras rotas por tracción, disminuyendo el número de fibras rotas por causa de la presión radial. Cabe destacar que al usar pequeños espesores en el material de interfase, éste queda totalmente dañado por la presión radial ejercida por las cuñas interiores. En este sentido, la configuración M03 dispuso de un espesor en el material de interfase superior. En este caso, el sistema permitió alcanzar el 70 % de la resistencia a tracción del tendón. El material de interfase de cobre resultó totalmente dañado y plastificado por la presión radial de las cuñas interiores. En los resultados obtenidos con el sistema M03, se puede apreciar grandes desplazamientos sin incremento de carga debido a la plastificación del material en la interfase. Como se puede apreciar en los resultados experimentales, los anclajes de sujeción mecánica restan capacidad a los tendones de material compuesto provocando roturas del tendón prematuras en la zona del anclaje.

8.3.2. Anclajes de sujeción adhesiva

A diferencia de los anclajes de sujeción mecánica para tendones *CFRP*, hay pocas investigaciones relacionadas con los anclajes de sujeción adhesiva. Los trabajos realizados hasta el momento estudian el efecto del tesado hasta rotura del conjunto, sin detallar el estado tensional interno de los anclajes. Mediante la evidencia científica, se estudió el comportamiento de los anclajes de sujeción adhesiva durante el proceso de tesado y se analizó la distribución de esfuerzos internos al traccionar el conjunto. Para ello, se realizaron pruebas de carga en anclajes circulares para tendones *CFRP*. Los anclajes estaban formados por un casquillo de acero exterior en el cual se insertó un tendón *CFRP*. Entre el casquillo y el tendón se distribuyó un adhesivo con el objetivo de garantizar la perfecta unión entre ambos materiales. El estudio se realizó según especificaciones de la norma ACI 440.3R-04 B.10 [2].

La Tabla 8.2 describe los adhesivos utilizados en esta investigación. Los adhesivos utilizados son de tipo bicomponente basados en epoxi, poliuretano o metacrilato. Son adhesivos estructurales de altas propiedades mecánicas destinados al sector aeronáutico, industrial, transporte, construcción, etc. Debido al elevado número de geometrías, se estableció un criterio de nomenclatura para las probetas. Las dos primeras cifras corresponden al tipo de geometría, las dos cifras siguientes corresponden al tipo de adhesivo y las dos últimas cifras corresponden al número de la probeta. Se llevaron a cabo varios ensayos cuasi-estáticos utilizando diferentes geometrías de anclaje. Los parámetros estudiados fueron la longitud del anclaje y el espesor de adhesivo. La Tabla 8.2 muestra las dimensiones de adhesión y el número de probetas ensayas.

Uno de los objetivos de la investigación fue conocer la distribución de la tensión tangencial en la superficie de unión entre el material compuesto y el adhesivo. Dado que no es viable instrumentar la superficie de unión directamente, una de las probetas fue instrumentada con galgas extensiométricas de 350 Ω compensadas térmicamente con una conexión de cuarto de puente dispuestas longitudinalmente en el elemento exterior adherido. A partir de los valores experimentales de deformación y considerando la hipótesis de tensión uniaxial en el elemento

		G09a	G09b	G09c	G10	G11
	\varnothing_{tendon} (mm)	8	8	8	8	8
	$\varnothing_{casquillo\ interno}$ (mm)	14	20	24	14	14
	$\varnothing_{casquillo\ externo}$ (mm)	30	30	30	30	30
	Longitud L (mm)	200	200	200	300	460
Adhesivo 01	Basf MBrace Primer	3	1	1	-	1
Adhesivo 02	Basf MBrace Adhesivo	1	-	-	-	-
Adhesivo 03	ITW Plexus MA300	1	-	-	1	-
Adhesivo 04	ITW Plexus MA420	-	-	-	1	-
Adhesivo 05	Resoltech 3050CT y 3054CT	1	-	-	-	-
Adhesivo 06	Huntsman Araldite 2011	1	-	-	-	-
Adhesivo 07	Huntsman Araldite 2029	1	-	-	-	-
Adhesivo 08	Resoltech 3040 y 3045	1	-	-	-	-
Adhesivo 09	Scott Bader Crestabond M1-05	1	-	-	-	-

Tabla 8.2: Nomenclatura de los adhesivos utilizados en la campaña experimental, geometrías y número de anclajes ensayados.

exterior adherido, es posible determinar el valor de carga que se transfiere al adhesivo a través de un esfuerzo cortante. Este esfuerzo se obtuvo analizando la zona de análisis por tramos y considerando un valor medio de tensión tangencial para cada tramo. A partir de los puntos centrales de cada tramo, se obtuvieron los valores de tensión tangencial en la superficie de unión del elemento exterior.

La construcción de los especímenes se realizó en un ambiente controlado de laboratorio y la dificultad del proceso fue función de la viscosidad del adhesivo. En primer lugar, se limpiaron las impurezas del casquillo exterior de acero con disolvente. Las barras de CFRP se proporcionan con un film protector que debe ser eliminado. Ningún otro tratamiento es requerido para los tendones. En el caso de las probetas con adhesivos de alta viscosidad, la colocación del adhesivo debe realizarse mediante una pistola de inyección suministrada por el fabricante. La alta viscosidad del adhesivo obliga a introducir el tendón dentro del anclaje posteriormente al llenado. Este proceso da lugar a burbujas de aire que se forman durante el proceso de construcción. Por otro lado, la construcción de las probetas con adhesivos de baja viscosidad fue mucho más sencilla obteniendo una mayor precisión en el espesor del adhesivo. La colocación del tendón *CFRP* se realizó previamente al llenado con el adhesivo. Debido a la baja viscosidad, la colocación de los adhesivos se realizó mediante llenado por gravedad. La formación de burbujas fue menor y la precisión de la geometría deseada fue más elevada. De acuerdo con las especificaciones de cada fabricante, únicamente el adhesivo 01 fue considerado de baja viscosidad. La Figura 8.8 muestra la configuración de ensayo experimental para la evaluación de anclajes de sujeción adhesiva para tendones de material compuesto.

En todos los casos se produjo una rotura de tipo frágil en la superficie de adhesión del elemento interior, provocando el arrancamiento de la barra de *CFRP* y una caída súbita de la capacidad portante. La poca plasticidad de la unión puede ser un inconveniente dado que no existe una visualización del proceso de deformación de la pieza. El sistema parece estar soportando bien la carga y de forma súbita cede. En la Figura 8.9 se observa el modo de rotura típico de los anclajes circulares de sujeción adhesiva.

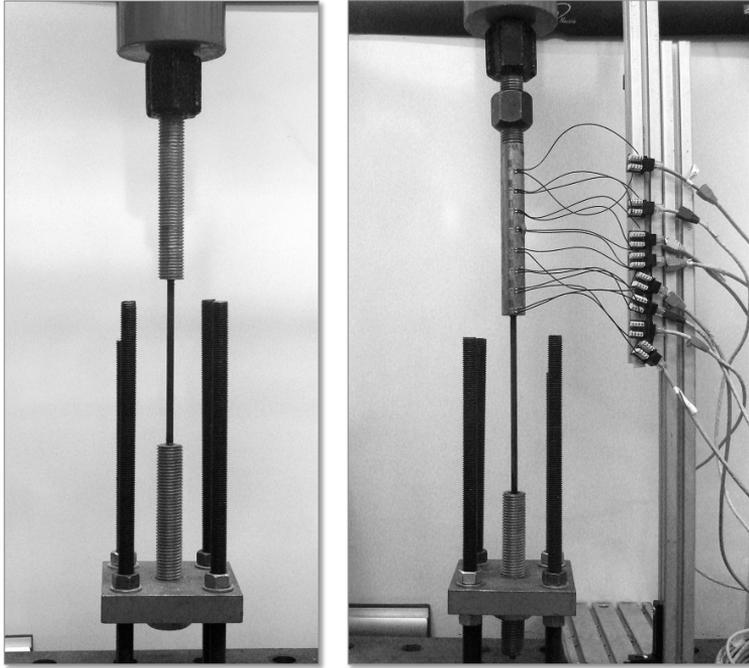


Figura 8.8: Configuración de ensayo experimental de los anclajes de geometría circular.



Figura 8.9: Rotura producida en uno de los anclajes circulares.
Deslizamiento del tendón CFRP respecto el adhesivo.

Se estudiaron varios adhesivos para ser utilizados en los anclajes circulares de sujeción adhesiva. Todos los adhesivos mostraron un comportamiento muy parecido entre ellos, aunque cada uno alcanzó su máxima resistencia de adhesión en diferentes valores de carga (véase Tabla 8.3). No obstante, se centró mayor atención en los anclajes con adhesivo 01 debido a su baja rigidez y la posibilidad de alcanzar mayores cargas de tesado. Para dicho adhesivo

se analizaron diferentes espesores y longitudes de unión. Como puede observarse en la Figura 8.10, la curva fuerza-desplazamiento de las probetas con adhesivo 01 mediante el sistema de tracción *pull-pull*, presentaron un comportamiento prácticamente lineal hasta el punto de rotura, el cual ocurrió bruscamente. Se puede apreciar que los especímenes con un mayor espesor de adhesivo alcanzaron una carga última superior. Este hecho puede ser debido a una mayor uniformidad de la distribución de tensiones al aumentar el espesor del adhesivo. Además, con el mismo espesor de adhesivo, se alcanzaron mayores cargas de tesado con mayores longitudes de adhesión. Esto indica que existe una capacidad portante residual una vez se ha iniciado el daño en la unión adherida, que permite alcanzar cargas superiores. Por otra parte, la rigidez del conjunto es muy similar entre todas las geometrías con adhesivo 01.

Probeta	Fuerza máxima (kN)	Probeta	Fuerza máxima (kN)	Probeta	Fuerza máxima (kN)
09a0101	58,94	110101	110,70	09a0701	72,77
09a0104	60,25	09a0201	37,70	09a0801	73,85
09a0105	64,97	09a0301	84,70	09a0901	43,72
09b0107	75,10	09a0501	49,53	100301	107,86
09c0108	87,24	09a0601	59,02	100401	78,01

Tabla 8.3: Carga máxima de los anclajes circulares.

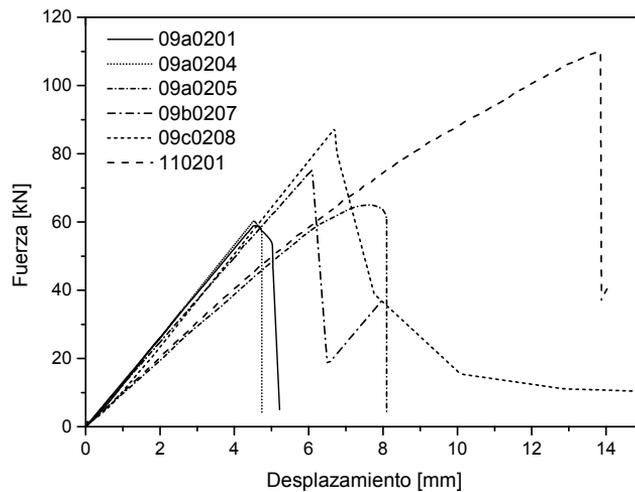


Figura 8.10: Diagrama fuerza-desplazamiento de las probetas con adhesivo 01.

La probeta 09c0108 fue instrumentada exteriormente con galgas extensiométricas para conocer la distribución de tensiones en la unión adherida. Mediante la formulación analítica para anclajes adheridos circulares, es posible conocer el estado tensional en el exterior del casquillo de acero. La Figura 8.11 presenta la distribución de tensión normal a 10, 20 y 30 kN obtenida mediante la formulación analítica y experimentalmente. En ella se observa que la formulación analítica predice satisfactoriamente los valores experimentales. No obstante, no fue posible realizar comparaciones a mayores cargas de tesado debido a que se obtuvieron errores en algunas galgas extensiométricas. Puesto que la formulación analítica permitió

predecir el estado tensional en el exterior del casquillo satisfactoriamente, se utilizó dicha formulación para conocer el estado tensional de los anclajes con diferente espesor con adhesivo 01 para la carga de rotura.

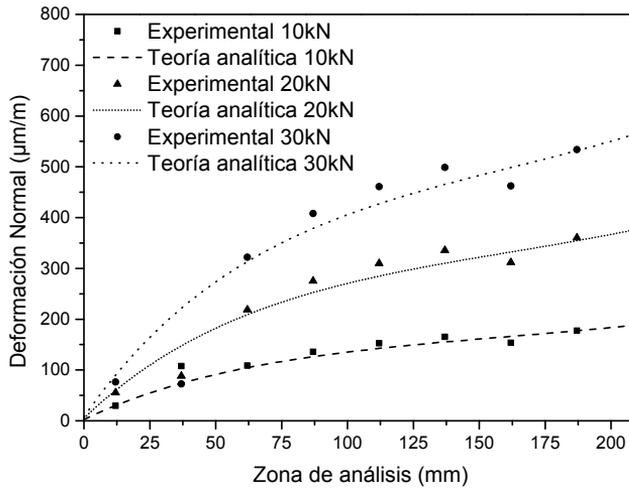


Figura 8.11: Distribución de tensión normal en el exterior del casquillo de acero de la probeta 09c0108.

Como muestra la Figura 8.12, el fallo en la unión se produce cuando la tensión tangencial en la superficie de unión llega a un valor máximo admisible. Estos resultados permiten establecer un criterio de rotura para las uniones circulares sometidas a tracción. Al alcanzar un valor crítico de tensión tangencial en la unión adherida, se produce la extracción de la barra *CFRP* respecto al adhesivo. A través de la formulación analítica y con los valores de carga máxima de los ensayos experimentales, se ha determinado dicho valor de tensión máxima admisible con una diferencia relativa inferior al 5%. Por otra parte, el aumento de carga que se produce para espesores de adhesivo mayor, se debe a que la distribución de tensión tangencial presenta un gradiente menor. Cuanto menor sea el espesor del adhesivo, mayor gradiente, y, por lo tanto, menor carga es capaz de transferir.

8.4. Conclusiones

A pesar de las investigaciones realizadas durante las últimas décadas, no hay un anclaje suficientemente eficiente para ser utilizado con tendones *FRP*. Ambos tipos de anclaje (mecánico y adhesivo) muestran un comportamiento prácticamente elástico y lineal durante el proceso de tensado hasta el fallo brusco del conjunto. Los modos de fallo son prematuros, ya sea en el tendón en anclajes de sujeción mecánica debido a elevadas tensiones en el inicio del anclaje, o en la superficie de unión en los anclajes de sujeción adhesiva.

El uso de anclajes de sujeción mecánica ofrece la posibilidad de un sencillo montaje basado en los actuales sistemas para tendones de acero. De los anclajes de sujeción mecánica se puede destacar lo siguiente:

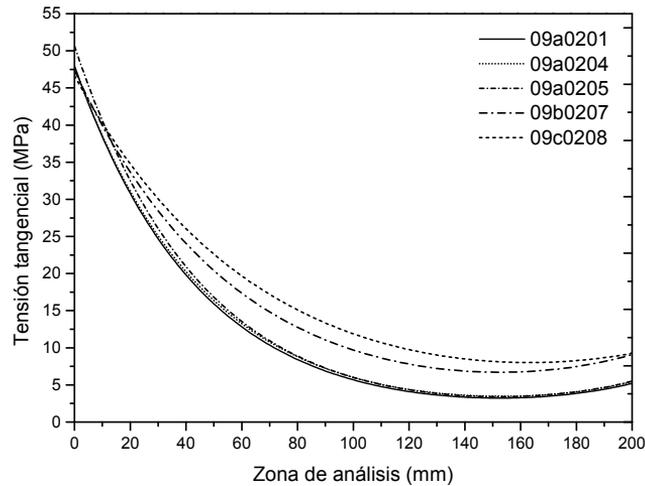


Figura 8.12: Distribución de tensión tangencial en la unión adherida exterior para las probetas con adhesivo 01 de diferente espesor.

- Durante el proceso de tesado las fuerzas producidas por las cuñas interiores generaran un concentrador de tensiones en el inicio del anclaje provocando el colapso de la matriz del material compuesto y el fallo prematuro del conjunto.
- La incorporación de un material en la interfase entre las cuñas interiores y el tendón *CFRP* mejora el comportamiento del conjunto. Mayores valores de tesado pueden ser alcanzados debido a la reducción del pico de tensión que se genera en el inicio del anclaje y una mejor distribución de tensiones proporcionada por el material en la interfase. No obstante, el efecto de la presión radial impide agotar la totalidad de la capacidad de la resistencia a tracción del tendón *CFRP*.

Los anclajes de sujeción adhesiva permiten el ensamblaje del conjunto antes de ser tesados. No obstante, se requiere un tiempo de curado para que el adhesivo alcance las propiedades deseadas. De los anclajes de sujeción adhesiva se puede destacar lo siguiente:

- Experimentalmente se ha observado que la rotura de la unión es de tipo frágil. Cuando la distribución de tensiones tangenciales en la unión adhesiva llega a un valor pico crítico, se produce una rotura frágil que se propaga de forma inmediata. Al alcanzar el valor límite de la tensión tangencial se localiza el daño y se produce la separación física entre el material compuesto y el adhesivo. Esta separación se desplaza a lo largo de toda la superficie de contacto y provoca el despegue en la interfase. Después de que la carga ha cedido de forma súbita se produce el arrancamiento del material compuesto.
- El espesor del adhesivo influye en los valores de la carga máxima que es capaz de soportar las uniones adheridas. A mayor espesor, mayor capacidad de carga.
- La formulación analítica es capaz de predecir la distribución de tensiones tangenciales a lo largo de las superficies de contacto. El resultado experimental queda bien ajustado con la formulación analítica.

- Finalmente, conociendo la geometría del anclaje y el valor crítico de la tensión tangencial en la interfase, la formulación analítica puede establecer un criterio de rotura del anclaje bajo sollicitación de tracción cuando se usan adhesivos con muy poca plasticidad. Las diferencias relativas obtenidas de la tensión máxima admisible en los casos estudiados han sido inferiores al 5%.

8.5. Líneas futuras

En el presente capítulo se han expuesto los resultados del estudio del comportamiento de los anclajes de sujeción mecánica y adhesiva a corto plazo. No obstante, es necesario el estudio a largo plazo del comportamiento estructural del anclaje. En el caso de los anclajes de sujeción adhesiva es especialmente importante ya que los materiales involucrados son susceptibles de sufrir fluencia.

Por otra parte, también es importante el comportamiento a fatiga de los anclajes. Aunque los materiales compuestos suelen mostrar un buen comportamiento a la fatiga, el conjunto debe ser estudiado. En el caso de los anclajes de sujeción adhesiva, la resistencia a fatiga del adhesivo es un parámetro de alta importancia que determinará el comportamiento del anclaje. Actualmente, en estructuras pretensadas, los tendones son tesados al 60% de su resistencia máxima a tracción. Por este motivo la resistencia a fatiga de los anclajes debe ser estudiada para valores de tesado similares bajo diferentes amplitudes. Todo esto es motivo de futuras investigaciones que ya están en desarrollo.

Finalmente, debido al elevado coste que implica la realización de ensayos experimentales, se están llevando a cabo la investigación del comportamiento de los anclajes a nivel estático y dinámico mediante el método de los elementos finitos.

Agradecimientos El autor desea agradecer la ayuda obtenida mediante la beca FPI-UPC de la Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech - Document CG 23/11/2009, y especialmente a BASF Construction Chemicals España, S.L. por la donación de las barras de *CFRP* y los componentes adhesivos, y a VSL CTT Stronhold el apoyo durante el trabajo realizado.

Bibliografía seleccionada

A continuación se presentan las normativas y guías de diseño que se han establecido para anclajes de tendones *FRP*:

- La asociación Canadian Standards Association elaboró las normas CAN/SA S6-00 y CAN/CSA S806-02 para el uso de tendones de pretesar en puentes y edificios, respectivamente.
- En Europa, la unificación para las directrices de utilización de materiales compuestos en la ingeniería civil está actualmente en desarrollo. En 1996, un conjunto de empresas

desarrollo un código práctico para el diseño de estructuras con materiales compuestos: *Structural Design of Polymer Composites: Eurocomp Design Code and Background Document* con la finalidad de formar la base para un futuro Eurocódigo.

Las actividades más recientes en Europa han sido resumidas en el trabajo de Matthys y Taerwe [15]:

- TAERWE, L. MATTHYS S. FRP for Concrete Construction: Activities in Europe. *Concrete International*, 21 (1999), 33-36.

Además, la norma ACI ha establecido una serie de documentos referentes a la utilización de materiales compuestos en estructuras de hormigón:

- 440.4R-04: *Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons.*
- 440.1R-06: *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars.*
- 440.7R-10: *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Systems for Strengthening Unreinforced Masonry Structures.*
- 440R-07: *Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures.*

Referencias

- [1] ACI 440.7R-07. *Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for concrete structures.* American Concrete Institute, 2007.
- [2] ACI COMMITTEE 440. *ACI 440.3R-04 Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthen.* American Concrete Institute, 2004.
- [3] ASM INTERNATIONAL HANDBOOK. *ASM Handbook Volume 13A Corrosion.* American Society for Materials, 2003.
- [4] BUDELMANN, H., AND ROSTÁSY, F. S. Creep Rupture Behavior of FRP Elements for Prestressed Concrete - Phenomenon, Results and Forecast Models. *Special Publication 138* (1993), 87–100.
- [5] CAMPBELL, T., SHRIVE, N. G., SOUDKI, K. A., KEATLEY, J., AND REDA TAHA, M. M. Design and evaluation of a wedge-type anchor for fibre reinforced polymer tendons. *NRC Canada 992* (2000), 985–992.
- [6] GOLAND, M., AND REISSNER, E. The stresses in cemented joint. *Journal of Applied Mechanics* (1944), 17–27.
- [7] MERTOL, H. C., RIZKALLA, S. H., SCOTT, P., LEES, J. M., AND EL-HACHA, R. Durability of Concrete Beams Prestressed with CFRP. *ACI Special Publication 245* (2007), 1–20.
- [8] NANNI, A., BAKIS, C. E., O'NEIL, E. F., AND DIXON, T. O. Performance of FRP tendon anchor systems for prestressing concrete structures. *PCI Journal Jan-Feb* (1996), 34–44.
- [9] PINCHEIRA, J. A., AND WOYAK, J. Anchorage of Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Tendons Using Cold-Swaged Sleeves. *PCI Journal Nov-Dec* (2001), 100–111.
- [10] PUIGVERT, F., AND GIL, L. *Patente: Anclaje, sistema de fijación y procedimiento para postensar armaduras activas de material compuesto.* Número: P201230865. 2012.

- [11] SAYED-AHMED, Y., E., AND SHRIVE, N. G. A new steel anchorage system for post-tensioning applications using carbon fibre reinforced plastic tendons. *NRC Canada 25* (1998), 113–127.
- [12] SCHMIDT, J., TÄLJSTEN, B., BENNITZ, A., AND PEDERSEN, H. FRP tendon anchorage in post-tensioned concrete structures. *Concrete repair, rehabilitation and retrofitting* (2009), 1181–1186.
- [13] SCHMIDT, J. W., BENNITZ, A., TÄLJSTEN, B., GOLTERMANN, P., AND PEDERSEN, H. Mechanical anchorage of FRP tendons - A literature review. *Construction and Building Materials 32* (2012), 110–121.
- [14] SMITH, H. Adhesive-bonded double-lap joints. Tech. rep., 1973.
- [15] TAERWE, L., AND MATTHY, S. FRP for Concrete Construction: Activities in Europe. *Concrete international 21* (1999), 33–36.
- [16] TAHA, M. R., AND SHRIVE, N. G. New Concrete Anchors for Carbon Fiber-Reinforced Polymer Post-Tensioning Tendons - Part 1 : State-of-the-Art Review / Design. *Aci Structural Journal*, 100 (2003), 86–95.
- [17] TSAI, M., OPLINGER, D., AND MORTON, J. Improved theoretical solutions for adhesive lap joints. *International Journal of Solids and Structures 35*, 12 (1998), 1163–1185.
- [18] VOLKERSEN, O. Die Niet kraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit konstanten Laschen querschnitten. *Luftfahrtforschung 15* (1938), 41–47.
- [19] ZHANG, B., AND BENMOKRANE, B. Design and evaluation of a new bond-type anchorage system for fiber reinforced polymer tendons. *NRC Canada 26* (2004), 14–26.

9

Diseño y análisis de vigas híbridas de *PFRP* y hormigón

Catalin Andrei Neagoe

Resumen Las tres últimas décadas han traído consigo un aumento significativo de proyectos en los que los perfiles pultrusionados de plástico reforzados con fibra (*pultruded fiber reinforced polymer* o *PFRP*) han sido utilizados en lugar de los elementos estructurales clásicos. Sin embargo, debido a la naturaleza frágil del material compuesto y a su alto coste, los ingenieros han empezado a buscar otras soluciones. Una de las nuevas alternativas es el elemento híbrido que combina las excelentes propiedades de los *FRP* con el bajo costo y la confiabilidad de los materiales tradicionales como el hormigón. En este capítulo se presenta una introducción sobre este tema, acompañado de una campaña experimental en la que se estudia el comportamiento a la flexión y cizalladura de vigas híbridas de *PFRP* y hormigón armado. Además de los resultados experimentales reportados, se proporciona un procedimiento analítico para el diseño de vigas híbridas.

9.1. Introducción

En aplicaciones donde se requiere una alta resistencia a la corrosión o al ataque químico, y donde el peso de la estructura juega un papel importante en el diseño, los perfiles pultrusionados de plástico reforzados con fibra (*pultruded fiber reinforced polymer* o *PFRP*) son a menudo la solución estructural elegida. Los perfiles pultrusionados se han utilizado en los últimos 30 años en un importante número de estructuras, incluyendo: puentes peatonales, carreteras, construcción de edificios, estructuras de escaleras, torres de enfriamiento, plataformas marinas, muelles y plantas de tratamiento de aguas, entre muchas otras estructuras. También

Catalin Andrei Neagoe

Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria
Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, Colon 11, TR45, Terrassa, 08222 Barcelona, España
Technical University of Civil Engineering Bucarest, Rumanía
e-mail: catalin.andrei.neagoe@upc.edu

DOI: [10.3926/oms.207](https://doi.org/10.3926/oms.207) • Omnia Publisher, 2014

se han empleado en aplicaciones no estructurales, para servir por ejemplo como barandillas, paneles, revestimientos, sistemas de contención, cubiertas, rejillas, tabloneros, etcétera.

La eficiencia y la versatilidad de este nuevo material de construcción son el resultado de sus excepcionales propiedades físicas, químicas y mecánicas. Además de las características de alta resistencia y ligereza, los fabricantes de compuestos [15, 33] hacen hincapié en el hecho de que las estructuras construidas con perfiles *PFRP* son más duraderas, prácticamente no requieren mantenimiento y pueden ser construidas de una manera sencilla, rápida y sin hacer uso de andamios añadidos. A pesar de su gran potencial, los perfiles *PFRP* también presentan algunas desventajas en comparación con sus homólogos de acero, como son: una rigidez relativamente baja¹, un comportamiento frágil y una tecnología de conexión parcialmente desarrollada. Por otra parte, la falta de códigos y guías de diseño, así como los altos costos iniciales de algunos de estos materiales avanzados, impiden a día de hoy un uso generalizado de los perfiles *PFRP* en el diseño en la ingeniería civil. Con el objetivo de resolver varios de estos problemas, los investigadores han propuesto en los últimos años la introducción de nuevos elementos híbridos [6, 10, 22, 28] que combinan las ventajas de los perfiles *PFRP* con las de los materiales tradicionales, a fin de crear elementos estructurales con mejores prestaciones.

En el presente capítulo se discute sobre las aplicaciones, el rendimiento estructural y el diseño de vigas híbridas de *PFRP* y hormigón armado para nuevas estructuras. En primer lugar se presenta un breve estado de la técnica en el que se describen las propiedades y aplicaciones de los perfiles de *PFRP*. A continuación se resume la campaña de trabajo experimental desarrollada por el grupo de investigación CER-LITEM BarcelonaTech [25], en la que se estudia el comportamiento a la flexión y cizalladura de vigas híbridas de hormigón armado y *GFRP*. En la tercera sección se describe un procedimiento analítico propuesto para la evaluación del comportamiento estructural a corto plazo de las vigas híbridas. Por último, se presentan las conclusiones generales sobre la viabilidad de las estructuras híbridas y se proponen unas líneas futuras de investigación.

9.2. Estado de la técnica

En una primera etapa, el uso del *FRP* se centró principalmente en proyectos de rehabilitación como consecuencia de los altos costos y la falta de experiencia en el diseño. La rehabilitación incluye la reparación, la consolidación y el refuerzo sísmico. La temática es todavía objeto de estudio por numerosos investigadores debido a las ventajas de la utilización de materiales compuestos en comparación con otros métodos de refuerzo convencionales [24]. Sin embargo, en los últimos años, los investigadores han propuesto formar nuevas estructuras enteramente de *FRP*, o nuevas estructuras híbridas con la combinación de *FRP* y otros materiales, tales como hormigón, metal o madera. Para ilustrar mejor la diversidad de aplicaciones de los *FRP* en la ingeniería civil, la Figura 9.1 presenta las posibilidades de utilización en un diagrama de árbol.

¹Para el caso del *GFRP* (*Glass Fibre Reinforced Polymer*).

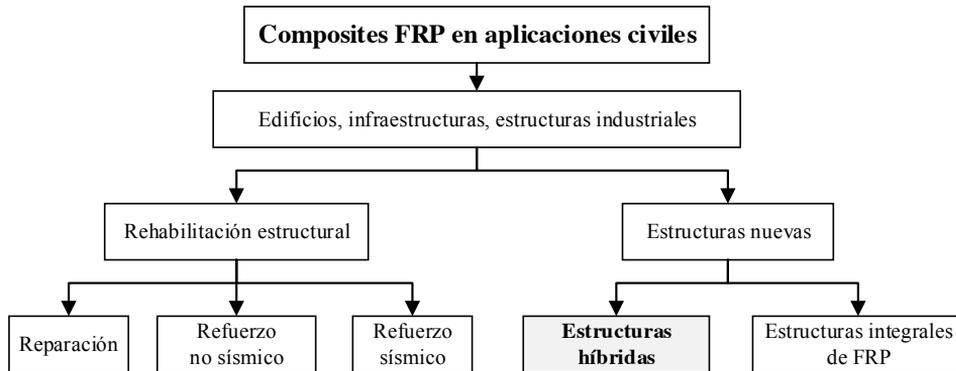


Figura 9.1: El *FRP* y su aplicación en la ingeniería civil.

Dado que el elemento clave en las vigas híbridas de hormigón armado y *PFRP* es el perfil de pultrusión, se presenta a continuación una breve introducción sobre esta tipología de perfiles.

9.2.1. Perfiles estructurales de *PFRP*

Los perfiles de *FRP* se fabrican mediante un proceso denominado extrusión por estirado, que es básicamente una tecnología de fabricación continua y muy rentable para la producción de elementos de sección transversal constante. La técnica de pultrusión comenzó en la década de 1950 en los EE.UU., y hasta finales de los años 70 sus productos se utilizaron principalmente en aplicaciones no estructurales. Los perfiles de pultrusión están hechos de fibra de refuerzo, normalmente fibras de vidrio (*GFRP*) o fibras de carbono (*CFRP*), y resinas termoestables, en general de poliéster, viniléster o epoxi. Una placa delgada del material compuesto se compone principalmente de mechas de fibras dispuestas en dirección longitudinal que sirven como refuerzo longitudinal, y esteras de filamento continuo que proporcionan resistencia a flexión y cizalladura en el perfil. En un perfil de pultrusión estándar la fracción de volumen de fibra de refuerzo es típicamente de entre 40 y 80%. Además de la resina base de polímero, los materiales de pultrusión contienen normalmente materiales de carga inorgánicos, catalizadores químicos, agentes de liberación, retardantes de ultravioleta y de fuego, pigmentos y velos superficiales [3]. Los perfiles de *GFRP* estándar que se comercializan actualmente tienen un coste aproximado de 2 a 10 €/kg. Los perfiles personalizados de *CFRP* de alto rendimiento tienen un coste notablemente mayor.

La mayoría de los perfiles comerciales fabricados para su uso en estructuras de edificios y puentes, han sido diseñados imitando las secciones transversales de perfiles metálicos de pared delgada, lo cual no es necesariamente beneficioso debido a la anisotropía del material compuesto. Los perfiles tienen geometrías comunes, tales como: I, H, ángulo, canal o tubo, como se muestra en la Figura 9.2. No obstante, a día de hoy no existe una estandarización ni un consenso entre los fabricantes en relación a la geometría y las propiedades físicas y mecánicas proporcionadas de los perfiles de pultrusión.

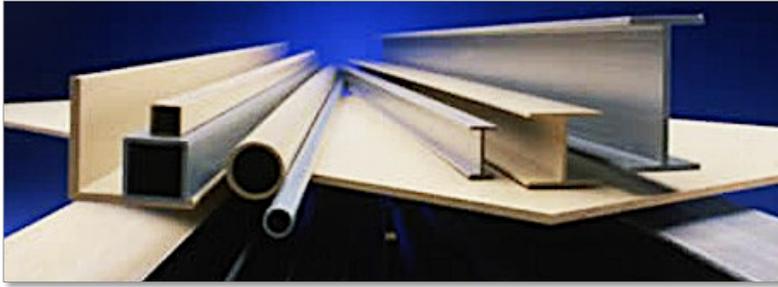


Figura 9.2: Secciones típicas de perfiles estructurales de *GFRP* (Strongwell EXTREN[®] *Structural Shapes*, por cortesía de Strongwell Corporation).

La normativa europea EN 13706 (2002) [7] es el único documento estandarizado que especifica las propiedades mínimas para diferentes calidades de materiales de pultrusión. En 2010 la asociación *ACMA* (*American Composites Manufacturers Association*) publicó un documento de pre-estandarización [1], en el que también se especifican las características físicas y mecánicas mínimas necesarias para las diferentes geometrías de los perfiles de *GFRP*. En la Tabla 9.1 se recogen las propiedades básicas longitudinales y transversales de perfiles comercializados de *GFRP*.

Propiedad	Dirección longitudinal	Dirección transversal
Resistencia a tracción (MPa)	200 - 500	50 - 80
Resistencia a compresión (MPa)	200 - 500	70 - 140
Resistencia a cortadura (MPa)	25 - 35	5 - 10
Módulo elástico (GPa)	20 - 40	3 - 4
Módulo a cortadura (GPa)	0,23 - 0,35	0,09 - 0,15
Coefficiente de Poisson		

Tabla 9.1: Propiedades mecánicas de perfiles actuales de *GFRP* pultrusionados.

En lo que respecta al comportamiento estructural y en comparación con los tradicionales perfiles de acero, los perfiles de *GFRP* pultrusionados tienen un comportamiento de tensión-deformación elástico y lineal hasta alcanzar el fallo, una mayor resistencia axial, una menor resistencia a la flexión y un módulo de elasticidad relativamente bajo (aproximadamente entre un 15-20% respecto del módulo del acero). Las ventajas que presentan los materiales compuestos pultrusionados en comparación con los materiales tradicionales incluyen: bajo peso propio, alta resistencia a la fatiga y a la degradación ambiental, durabilidad a largo plazo, alta relación resistencia-peso, propiedades y geometría adaptables, aislamiento térmico, inmunidad electromagnética y bajos costes de mantenimiento. Sin embargo, el uso de estos materiales avanzados en el diseño de estructuras también presenta limitaciones como son [11]: un comportamiento frágil que contrasta con los requisitos actuales de ductilidad, el relativamente bajo módulo elástico del *GFRP* que hace que elementos estructurales exhiban una notable deformabilidad y una susceptibilidad al pandeo local o global, una baja resistencia al fuego, la carencia de códigos específicos de diseño y el requisito de considerar los elevados costes iniciales de este tipo de aplicaciones. Otro de los aspectos que carece de una solución

efectiva, es la eficiencia de los sistemas de conexión [30, 31, 34]. No obstante, en las dos últimas décadas se han llevado a cabo numerosos estudios analizando la mayoría de estas cuestiones.

9.2.2. Aplicaciones de perfiles *PFRP* en ingeniería civil

Las primeras grandes estructuras construidas con perfiles de *PFRP* se produjeron en la década de 1980. Fueron edificios de una planta con tejado a dos aguas para laboratorios de pruebas de interferencias electromagnéticas, o la construcción de revestimientos o sistemas "palo" para torres de enfriamiento. Las últimas dos décadas han sido testigo de una amplia introducción de los *PFRP* en proyectos de rehabilitación, en edificios, pisos, muelles y especialmente puentes. La industria del puente representa un gran mercado para los perfiles estructurales pultrusionados debido a los requisitos de diseño, durabilidad y peso ligero. En este sentido, entre los años 70 y 80, se diseñaron un reducido número de puentes peatonales y de carretera con cubiertas fabricadas con materiales compuestos. El siguiente hito llegó antes del cambio de siglo, cuando se comenzaron a construir puentes diseñados completamente con materiales compuestos o con elementos estructurales híbridos que combinan las ventajas de los materiales compuestos con las de los materiales tradicionales, con el objeto de reducir costes, aumentar la ductilidad, etc.

En la actualidad no hay códigos europeos o americanos para el diseño de estructuras de *PFRP* pero existen guías de diseño como por ejemplo: el *EUROCOMP Design Code and Handbook* (1996) y la guía Italiana CNR-DT 205/2007 en Europa o el *Structural Plastics Design Manual* (ASCE, 1984) y el *Pre-standard for LFRD of Pultruded FRP Structures* (ASCE, 2010) en EE.UU. [1, 2, 9, 23]. Además de las guías anteriormente mencionadas, en los últimos años una serie de empresas han elaborado sus propios manuales de diseño [12, 15, 33]. Por lo general, todos ellos especifican una filosofía de diseño: factores de seguridad parciales o factores de resistencia, las reglas y las ecuaciones para el diseño de los elementos estructurales en estructuras tipo pórtico y las uniones correspondientes. A lo largo de los años se han desarrollado y validado exhaustivamente ecuaciones analíticas para el cálculo de elementos estructurales convencionales, pero no se ha alcanzado un consenso sobre el uso de las formulaciones propuestas para el diseño de las conexiones, las cuales han sido desarrolladas a partir de una base empírica. Los coeficientes de seguridad utilizados en el diseño estructural son también susceptibles de ser modificados o ajustados después de la validación experimental.

(a) Estructuras íntegras de *FRP*

Una parte importante de las estructuras de *FRP* en servicio sirven como puentes peatonales. En este caso particular, la estructura principal está construida en su totalidad a partir de *PFRP*, mientras que las subestructuras (muelles y pilares) todavía están construidas a partir de materiales tradicionales. El primer puente peatonal de *FRP* construido en Europa fue un puente de 10 m de envergadura construido en Bulgaria, entre 1981 a 1982 [8]. Este puente fue construido con *GFRP* y una matriz de resina, fabricado por el método de apilado manual de capas. Fue seguido por el puente de la carretera Miyun en Beijing, China, a finales de 1982. Este puente tiene una envergadura de 20,7 metros y consta de seis vigas laminadas tipo

sándwich de fibra de vidrio y resina de poliéster. El puente de *FRP* más largo del mundo (63 metros) se construyó en Aberfeldy, Escocia, en 1992. La cubierta y las torres de la pasarela se construyeron mediante planchas de *PFRP* y los tirantes se fabricaron a partir de fibras de aramida.

Un ejemplo destacable de un puente construido en su totalidad con materiales compuestos, es una pasarela peatonal en Lleida, España (año 2001), que cubre una luz de 38 metros sobre las vías del tren de alta velocidad y la carretera que une Madrid con Barcelona (véase Figura 9.3). Los requisitos principales para el diseño fueron: un mínimo mantenimiento, una instalación rápida y sencilla, y que no hubiera interferencia electromagnética [32]. La estructura consta de un arco de doble función con una altura de 6 metros y una anchura de 3 metros. Todos los elementos estructurales se fabricaron con perfiles y conexiones de pultrusionados de *GFRP* y fueron ensamblados con tornillos de acero inoxidable o pegados directamente con adhesivos epoxi. El peso reducido del puente permitió una instalación rápida en menos de 3 horas.



Figura 9.3: Vista general de la pasarela construida con *PFRP* en Lleida, España (por cortesía de PEDELTA) [32].

Cuando se trata de edificios de *FRP*, uno de los mejores ejemplos que se encuentra en la literatura es el edificio de oficinas Eyecatcher, construido en 1999 en Suiza [21]. Sus elementos estructurales y no estructurales están fabricados íntegramente con *FRP*, todo un logro en ese momento en la tecnología de la construcción. El montaje de la estructura principal después de pasar por un taller de premontaje duró 3 días.

(b) Estructuras híbridas

A pesar del reciente predominio de las estructuras de *FRP* los ingenieros siguen mostrándose reacios a utilizar estas soluciones de diseño, principalmente debido a la fragilidad, la baja rigidez y el alto coste del *FRP*. En este sentido, los sistemas estructurales híbridos que combinan el *FRP* con materiales tradicionales, se han convertido recientemente en un foco importante para el uso de materiales compuestos en nuevas construcciones. La temática ha suscitado el interés de investigadores de universidades en Europa, EE.UU., China, Corea del Sur, Japón y Brasil.

En un reciente estudio que recopila las aplicaciones de los *FRP* en la ingeniería civil [18], el autor recomienda que para conseguir una implementación exitosa de los sistemas híbridos en nuevas estructuras, deben cumplirse los tres criterios siguientes:

- Costo efectividad en cuanto a la combinación más ventajosa de coste de vida útil y de alta calidad y rendimiento.
- El material debe ser utilizado idealmente en regiones solicitadas a tracción.
- La resistencia al fuego no debe ser crítica.

Un proyecto internacional desarrollado en 2003 dio lugar a la construcción de un puente de carretera en la región de Asturias (España) con una estructura híbrida (véase Figura 9.4). El puente atraviesa una carretera de cuatro carriles, tiene una longitud total de 46 metros con cuatro tramos continuos y está diseñado para soportar un tráfico de 60 toneladas. La estructura del puente está constituida por tres vigas tipo sándwich de fibra de carbono que soportan la cubierta de la carretera, construida con hormigón armado y asfalto [4]. Las vigas tipo sándwich tienen una sección trapezoidal hueca rellena de espuma de poliuretano y están fabricadas con fibras de carbono unidireccionales y bidireccionales pre-impregnadas con resina epoxi. La instalación de las vigas y el hormigonado de la cubierta se llevó a cabo en menos de dos días.



Figura 9.4: Estructura híbrida de un puente de carretera en Asturias, España (por cortesía de Acciona Infraestructuras) [4].

9.3. Estudios experimentales

Dado el actual e incipiente conocimiento de los elementos estructurales híbridos de hormigón y compuestos, el Laboratorio para la Innovación Tecnológica de Estructuras y Materiales (CER-LITEM) de la Universidad Politécnica de Cataluña - BarcelonaTech, ha llevado a cabo una campaña experimental con el objeto de estudiar el comportamiento estructural de vigas híbridas de hormigón con perfiles estructurales de *GFRP* pultrusionados.

En la primera parte de la campaña experimental se diseñaron y fabricaron tres vigas híbridas de pequeña escala, cada una con una configuración de sección transversal diferente. Las vigas fueron ensayadas a flexión hasta el fallo y se llevó a cabo un análisis de su comportamiento centrado en sus capacidades de flexión y modos de fallo. A partir de estas pruebas iniciales, se seleccionó una configuración de viga híbrida para ser investigada en aplicaciones a escala real. En consecuencia, en la segunda parte de la campaña experimental se diseña-

ron y fabricaron ocho vigas híbridas a escala real utilizando dos configuraciones similares a la sección transversal óptima determinada en el estudio inicial. El objetivo principal del estudio fue el de evaluar el comportamiento a flexión de las vigas y comparar sus resultados con los de vigas de hormigón armado equivalentes y con los perfiles estructurales simples de *GFRP* pultrusionados. Debido a la naturaleza del sistema híbrido, se prestó especial atención al estudio de la interacción mecánica entre las dos partes constitutivas.

En las siguientes secciones se describen las campañas experimentales y las principales conclusiones derivadas del estudio de las vigas a pequeña y gran escala.

9.3.1. Ensayos preliminares con vigas híbridas a pequeña escala

Debido a que uno de los propósitos de la campaña fue el desarrollo de un elemento híbrido rentable, el diseño comenzó con la elección de un perfil de material compuesto comercialmente disponible. Los elementos estructurales de *GFRP* pultrusionados utilizados en la investigación, estaban fabricados con fibras de vidrio que actúan como refuerzo en la dirección longitudinal y una matriz de resina poliéster. La matriz y las fibras están recubiertas por un velo superficial de 1 mm que sirve de protección a la degradación química y la radiación ultravioleta. En la Figura 9.5 se muestran las dimensiones y la sección del perfil de *GFRP* utilizado.



Figura 9.5: Perfil de *GFRP* y geometría de la sección. Cotas en mm.

En la Tabla 9.2 se recogen las propiedades físicas y mecánicas de los perfiles y las muestras de *GFRP*. Hay que señalar que, debido a la compleja estructura de una viga de material compuesto, sus propiedades tienden a diferir de los de las muestras extraídas. Los datos presentados en la tabla son los valores nominales proporcionado por el fabricante, junto con su correspondiente método de ensayo estandarizado. De acuerdo con las propiedades mecánicas específicas, los perfiles de fibra de vidrio cumplen los requisitos mínimos de la clase E17 como se indica en la norma EN 13706 [7].

En la campaña experimental preliminar del presente estudio se fabricaron tres vigas híbridas a pequeña escala mediante diferentes combinaciones del perfil de *GFRP* y el hormigón reforzado. Las vigas tenían una longitud de 1 metro y una altura de 110 ó 170 mm. En la Figura 9.6 se ilustran las secciones y las dimensiones de las diferentes configuraciones.

La viga híbrida HB-1 fue diseñada para imitar una viga compuesta de acero-hormigón, con el perfil *GFRP* conectado mecánicamente a una losa de hormigón armado de 250 mm con una

Propiedades	Perfiles	Muestras	Unidades	Método de ensayo
Físicas				
Ratio de refuerzo en peso	50 - 65	70 - 80	%	EN ISO 1172
Densidad aparente	1,8	2	kg/dm^3	EN ISO 1183-1
Dureza Barcol	45/50	45/50	-	EN 59
Absorción de agua	1,5	1,5	% en peso	EN ISO 62
Coefficiente de expansión térmica lineal	$9 \cdot 10^{-6}$	$5,4 \cdot 10^{-6}$	$^{\circ}C^{-1}$	ISO 11359-2
Conductividad térmica	0,15	0,3	W/K·m	ASTM C117
Mecánicas				
Resistencia a tracción	207	690	MPa	EN ISO 527-4
Módulo de elasticidad	17,2	41,4	GPa	EN ISO 527-4
Resistencia a flexión	207	690	MPa	EN ISO 14125
Resistencia a cortante	35	35	MPa	EN ISO 14130
Resistencia a compresión	276	414	MPa	EN ISO 14126

Tabla 9.2: Propiedades nominales de barras y perfiles de *GFRP* pultrusionados.

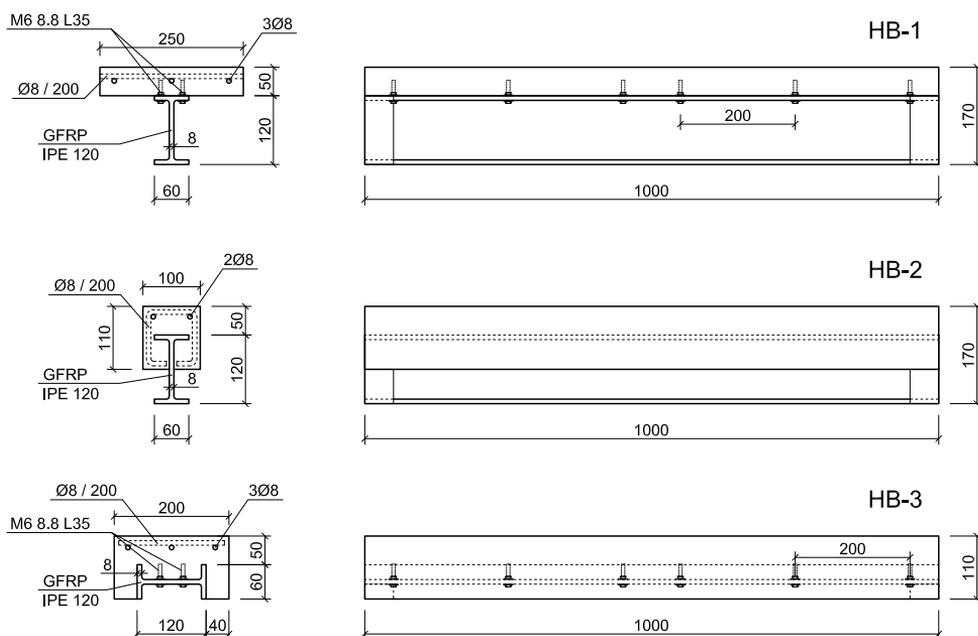


Figura 9.6: Detalles constructivos de las vigas híbridas a pequeña escala. Cotas en mm.

serie de tornillos de acero de 6 mm, clase 8.8. La losa superior se reforzó longitudinalmente con tres barras de acero de 8 mm B500S y transversalmente con barras de 8 mm a lo largo de 200 mm.

En el caso de viga híbrida HB-2, la mitad del perfil de pultrusión de *GFRP* fue embebido en un bloque de 100×110 mm de hormigón reforzado sin conexiones mecánicas. Dos barras de acero de 8 mm se utilizaron como refuerzo longitudinal superior y se colocaron estribos de acero cada 200 mm.

La viga híbrida HB-3 tenía el perfil colocado horizontalmente embebido por su parte superior en un bloque de hormigón de 200 mm de ancho, idénticamente reforzado como la losa de HB-1. Se instalaron dos filas de tornillos de acero en la parte superior del alma para aumentar la interacción entre el hormigón y el material compuesto.

La resistencia a compresión del hormigón se determinó en muestras cúbicas, a los 28 días después de la fabricación, utilizando las recomendaciones de la norma EN 12390 [35]. Se obtuvo una resistencia promedio del hormigón de 17,15 MPa y un módulo de elasticidad de 22 GPa. La contribución del acero en el comportamiento a flexión fue insignificante debido a la posición de las barras de la armadura cercana a los ejes neutros de las vigas.

Un mes después del proceso de fabricación de las vigas se procedió al ensayo a flexión mediante la aplicación de una carga concertada en el centro de la viga, manteniendo los extremos simplemente apoyados en cilindros de acero, con una luz de 900 mm (véase Figura 9.7). Debido a que los compuestos son susceptibles a los daños inducidos por las concentraciones de tensión, se fijaron mediante un adhesivo epoxi unos bloques de madera en el alma de los perfiles de *GFRP* por encima de la superficie de apoyo. La aplicación de la carga se realizó mediante un cilindro hidráulico con una capacidad de carga de 100 kN y las deflexiones en la mitad de la luz se controlaron mediante dos sensores de desplazamiento potenciométricos. Además se determinaron las tensiones axiales en las almas en la misma posición.



Figura 9.7: Configuraciones de los ensayos de la campaña preliminar. De izquierda a derecha HB-1, HB-2 y HB-3, respectivamente.

Las vigas híbridas HB-1 y HB-2 presentaron un comportamiento general a flexión lineal hasta el colapso. Aparecieron grietas de tracción en la cara inferior de las vigas de hormigón y un aplastamiento en la parte superior que se inició cerca de las cargas máximas registradas. Los desplazamientos verticales máximos registrados en el centro de la viga fueron entorno a los 10 mm. En relación a la capacidad a flexión máxima, la viga HB-1 presentó un mejor rendimiento debido a la presencia de un mecanismo de transferencia del esfuerzo cortante entre los dos materiales constitutivos y debido al aumento de la superficie de hormigón a compresión. Sin embargo, durante el ensayo se desarrolló un importante cizallamiento en la proximidad de los soportes de HB-1 y HB-2 antes de alcanzar el fallo, y se produjo una rotura frágil de los especímenes (véase Figura 9.8 izquierda). Tras los ensayos se concluyó que los bloques de madera en los soportes no fueron eficaces en la prevención de este tipo de colapso. En el ensayo de la viga HB-3 se registró una deformación antes del colapso cuatro veces superior a la de las vigas HB-1 y HB-2. Durante en el ensayo se identificaron grietas importantes en la parte superior del hormigón, lo que implica una reducción de la rigidez de

la viga. Por otro lado, después de alcanzar los 36 kN de carga se observaron roturas de las fibras por tracción (véase Figura 9.8 derecha).



Figura 9.8: Fallo de HB-1 (izquierda) y HB-3 (derecha) debido a concentración de tensiones cortantes y a la rotura por tensión de las fibras, respectivamente.

En la Figura 9.9 se muestran las curvas de fuerza-deflexión obtenidas para las tres vigas híbridas. Los valores registrados de las cargas últimas (F_u) y las deflexiones a media luz (δ_u) se presentan en la siguiente Tabla 9.3.

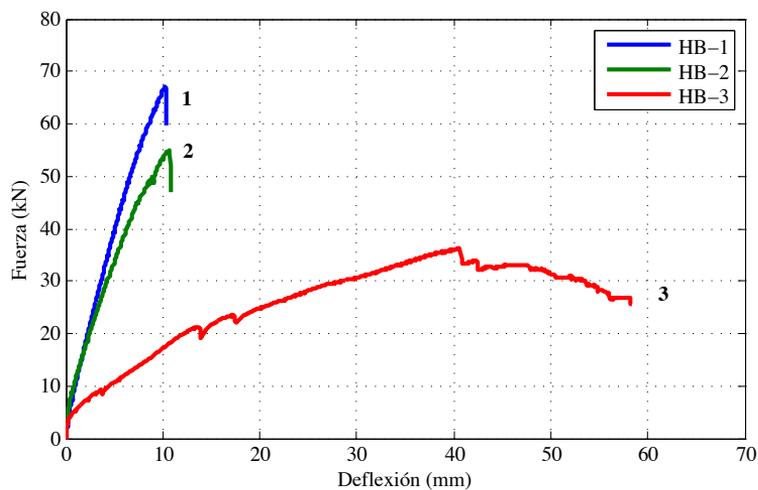


Figura 9.9: Curvas de fuerza-deflexión de las vigas HB-1, HB-2 y HB-3.

Viga	F_u (kN)	δ_u (mm)
HB-1	67,07	10,27
HB-2	54,86	10,62
HB-3	36,22	40,58

Tabla 9.3: Cargas últimas y desplazamientos a media luz de las vigas HB-1, HB-2 y HB-3.

9.3.2. Ensayos con vigas híbridas a escala real

Tras la campaña experimental preliminar, se llevó a cabo una segunda y más extensa serie de ensayos en vigas híbridas de *GFRP* y hormigón a escala real, con el fin de abordar las cuestiones anteriormente señaladas. En esta segunda campaña se examinó el comportamiento a flexión de un total de ocho vigas híbridas y dos vigas de hormigón armado equivalentes. Para completar la investigación, también se presenta el estudio del comportamiento de un perfil estructural simple de *GFRP* pultrusionado. Los detalles y resultados de estudio experimental se recogen en los siguientes párrafos.

Se diseñaron dos modelos de vigas híbridas, designadas como M1 y M2, con una sección transversal similar a la viga híbrida HB-1. El modelo M0 se reservó para las muestras de control fabricadas sólo de hormigón armado. En esta segunda campaña, los elementos tenían una sección en forma de T con unas dimensiones de 2000 mm de longitud y 170 mm de altura, y fueron fabricados con una losa de hormigón de 400×50 mm en la parte superior de la sección transversal de los perfiles de *GFRP*. En la Figura 9.10 se muestran los detalles constructivos de las diferentes configuraciones de las vigas ensayadas.

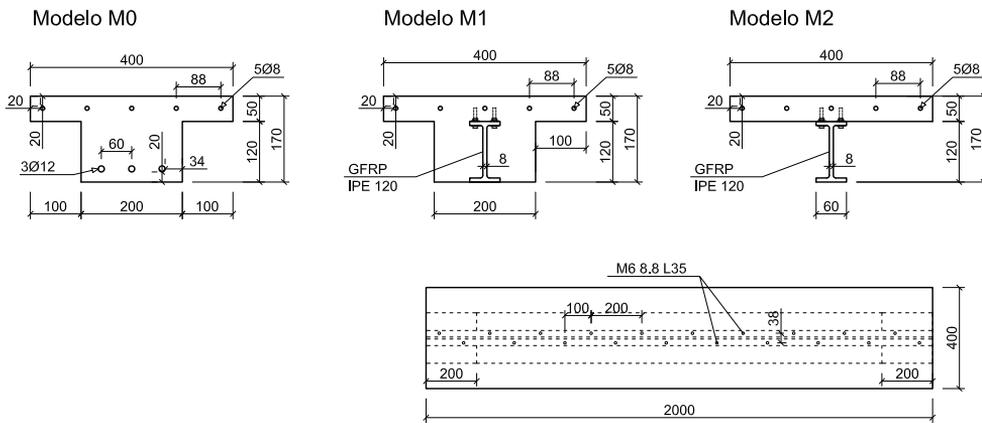


Figura 9.10: Detalles constructivos de los especímenes ensayados a escala real. Cotas en mm.

En las vigas de control de hormigón M0 (véase Figura 9.10), la losa superior se reforzó longitudinalmente con barras de acero de 5Ø8 y la parte inferior con barras de 3Ø12. El refuerzo transversal se utilizó principalmente en los extremos de las vigas y con una función constructiva en la losa superior. El recubrimiento de hormigón de refuerzo del acero fue de 20 mm. Las diferentes configuraciones híbridas de las vigas M1 y M2, consistieron en un perfil en I de *GFRP* unido a la losa de hormigón con pernos de acero M6 8.8 L35 dispuestos alternativamente a una distancia de 100 mm, como se ilustra en la Figura 9.10. La diferencia entre la configuración M1 y M2 residía en el hecho de que el diseño M1 el perfil de *GFRP* se encuentra lateralmente embebido en el hormigón. Los forjados en ambos casos se han reforzado de manera similar a la configuración M0. Los extremos de apoyo de las muestras M2 estaban empotrados en el hormigón con el fin de prevenir un fallo local prematuro durante las pruebas como se documentó en los ensayos preliminares.

El proceso de fabricación duró dos días y el hormigón presenta una resistencia media a compresión de 30-35 MPa (determinada en muestras cúbicas). Se fabricaron un total de diez vigas utilizando los tres diseños: dos unidades de la configuración M0, cuatro de la M1 y cuatro unidades de la configuración M2. Las unidades se dividieron en dos grupos de cinco, de acuerdo con el esquema de carga que se aplicó. Las características del primer grupo de vigas ensayadas se describen en la Tabla 9.4 y sus resultados experimentales se presentarán a continuación.

Viga	Modelo	Tipo	Resistencia del hormigón (MPa)
M0-RCB1	M0	Hormigón armado	30
M1-HB1	M1	Híbrida	30
M1-HB2	M1	Híbrida	35
M2-HB1	M2	Híbrida	30
M2-HB2	M2	Híbrida	35
Perfil <i>GFRP</i>	–	<i>GFRP</i>	–

Tabla 9.4: Características de los elementos estructurales analizados.

Un mes después del proceso de fabricación de las vigas se procedió al ensayo a flexión mediante la aplicación de una carga concertada en el centro de la viga. Los especímenes fueron simplemente apoyados en soportes elastoméricos con una distancia de 1800 mm (véase Figura 9.11). Los soportes de caucho se utilizaron como una medida conservadora para prevenir las fracturas locales de los perfiles pultrusionados que se observaron durante los ensayos preliminares. Dichos soportes tenían unas dimensiones de $200 \times 200 \times 20$ mm y una densidad de 700 kg/m^3 . Las vigas se cargaron en el centro de su luz mediante un actuador hidráulico de 250 kN, a una velocidad constante de 2 mm/min. La Figura 9.11 muestra esquemáticamente el montaje del ensayo de las vigas y una imagen del ensayo realizado de la viga de configuración M2. Las otras configuraciones se instrumentaron y se ensayaron de manera análoga.

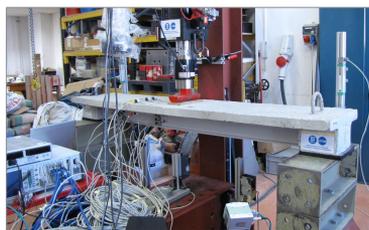
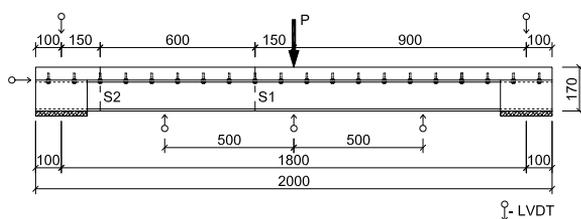


Figura 9.11: Esquema de montaje para el ensayo y detalles del ensayo de la configuración M2.

Durante el ensayo se determinaron las deflexiones mediante tres transductores láser de desplazamiento en la mitad de la luz y a 500 mm del centro, y los desplazamientos verticales de los soportes elastoméricos mediante dos transductores potenciométricos de desplazamiento lineal con un rango de medición de 100 mm. Además, las vigas se instrumentaron con un transductor de desplazamiento lineal que mide el deslizamiento relativo entre el ala de la parte superior del perfil de *GFRP* y la losa de hormigón.

Se instalaron galgas extensométricas en las secciones principales de las vigas (S1 y S2), en las losas de hormigón armado y en los perfiles de *GFRP*. Las galgas se adhesivaron en la sección S1 a 150 mm del centro de la luz con el fin de evitar los efectos locales de carga, y en S2 a 150 mm del soporte izquierdo. En la viga de control M0-RCB1 únicamente se determinaron las deformaciones de compresión, mientras que en las vigas de la configuración M1 se determinaron también las deformaciones en la parte inferior del perfil de *GFRP* y las deformaciones a tracción en el hormigón. Las vigas de la configuración M2 se instrumentaron con galgas en diferentes posiciones a través de la sección del perfil con el fin de registrar las variaciones de la tensión axial y estudiar la distribución de la tensión de cortadura entre la losa y el perfil de *GFRP*. La información de los diferentes transductores fue registrada mediante un sistema de adquisición de datos con una tasa de muestreo de 50 Hz.

La viga de control M0-RCB1 presentó un comportamiento típico a flexión con una ductilidad propia de una viga de hormigón armado. Dicho comportamiento puede dividirse en tres etapas correspondientes al estado no fisurado, el agrietamiento y la fase de plastificación de las barras de acero de refuerzo inferiores. Se observó el inicio de la plastificación a partir de un nivel de carga de 56,79 kN, correspondiente a una deflexión máxima de la viga de 16,45 mm. El colapso final se produjo para una deflexión central de 46,86 mm.

Las vigas híbridas M1-HB1 y M1-HB2, que fueron construidas a partir de un perfil estructural de *GFRP* embebido en una viga de hormigón en forma de T, presentaron una respuesta lineal hasta el colapso y una mayor capacidad portante en comparación con la viga M0-RCB1. Al inicio de las pruebas se detectaron grietas verticales de flexión en el alma de la viga de hormigón, debido a la pérdida de resistencia a la tracción del material. Estas grietas son apreciables en la primera parte de las curvas de respuesta a la flexión. El fallo de los elementos híbridos con configuración M1 se inició con el aplastamiento del hormigón en el ala superior y finalizó instantes después con la separación súbita del ala inferior respecto del alma del perfil de *GFRP*. La causa del colapso frágil fue el aumento de la tensión de cizallamiento que se desarrolló en las uniones del alma-ala en los extremos de los miembros pultrusionados. En la Figura 9.12 (izquierda) se muestra el extremo izquierdo de la viga M1-HB1 donde comenzó el fallo por cortante. Las grietas creadas por el deslizamiento del perfil hacia el interior fueron marcadas en rojo y se pueden apreciar en la parte del ala superior.



Figura 9.12: Área de fallo de la viga híbrida M1-HB1 (izquierda), fallo a cortante de la viga híbrida M2-HB1 (centro) y fallo por aplastamiento del alma de la viga híbrida M2-HB2 (derecha).

Una de las ventajas de la solución híbrida es el hecho de que el aplastamiento de la parte superior del hormigón constituye una señal de alerta de un colapso inminente, y por lo

tanto se puede considerar que las vigas híbridas tuvieron un comportamiento cuasi-dúctil a flexión. Las cargas máximas que se alcanzaron fueron 80,73 kN para M1-HB1 y 92,15 kN para M1-HB2, con un máximo de deflexiones en el centro de la luz de 42,57 mm y 51,48 mm, respectivamente, valores muy superiores a los de la viga de control M0-RCB1. Tras el fallo por cortante las vigas híbridas M1 mostraron una capacidad de recuperación de 40 kN.

En el caso de las vigas híbridas M2-HB1 y M2-HB2, que se fabricaron mediante un perfil estructural de *GFRP* unido con pernos de acero a una losa de hormigón armado, las respuestas a flexión fueron similares a las de las vigas híbridas M1 anteriores, con la excepción de los modos de fallo. Por un lado, el fallo de la viga híbrida M2-HB1 ocurrió repentinamente en uno de sus extremos, en la unión entre el ala superior y el alma del perfil *GFRP*, y se desplazó inmediatamente hacia el centro de la viga, causando un desplazamiento vertical adicional de los pernos de acero (véase Figura 9.12 centro). El fallo fue causado por las altas tensiones de cizallamiento desarrolladas al final del perfil de *GFRP*, en la unión antes mencionada. Por otro lado, el colapso de la viga híbrida M2-HB2 se produjo de repente en el centro de la luz en la zona situada debajo del punto de aplicación de la carga. El elevado esfuerzo de compresión presente en la parte superior del perfil de *GFRP* derivó en un tipo de fallo por aplastamiento en el alma del perfil, seguido por delaminaciones longitudinales del *GFRP* (véase Figura 9.12 derecha). Se consideró que el uso de una placa estrecha de distribución de carga determinó este tipo particular de fallo.

El comportamiento a flexión de las vigas híbridas M2 se puede dividir en tres etapas: una primera parte en la que la respuesta es lineal y no hay una interacción completa entre el perfil de *GFRP* y la losa de hormigón; una segunda parte en la que el comportamiento es generalmente lineal, pero se empieza a desarrollar un deslizamiento entre los dos materiales; y finalmente una tercera parte caracterizada por un comportamiento no lineal que corresponde a una reducción de la rigidez causada por el aplastamiento del hormigón en la losa débilmente reforzada. Después del colapso de ambas muestras no se observó capacidad de recuperación. La respuesta a flexión de M2-HB1 se muestra en la Figura 9.13 y aunque M2-HB2 presentó un modo de fallo diferente, tuvo una respuesta similar a la presentada a continuación.

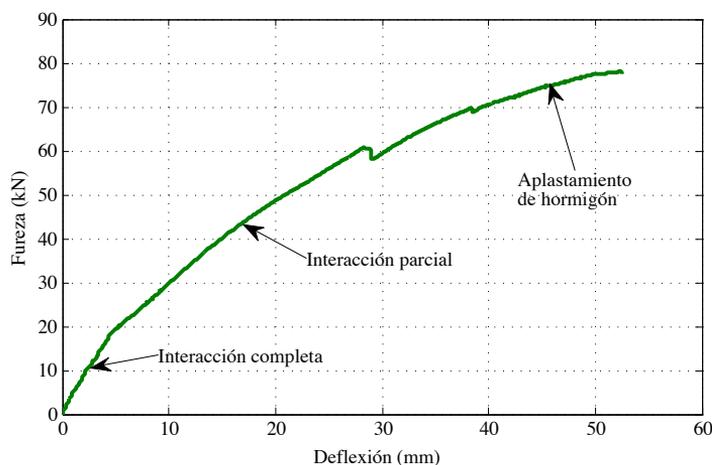


Figura 9.13: Curva de fuerza-deflexión para la viga híbrida M2-HB1.

La Figura 9.14 muestra las curvas de fuerza-deflexión experimentales de todas las vigas ensayadas a flexión con tres puntos. Es evidente que las capacidades a flexión de las vigas híbridas son mayores que la capacidad de la viga de hormigón armado simple y del perfil estructural de *GFRP*. Debido a que el módulo de elasticidad del material compuesto es inferior y al sistema de conexión parcial, las vigas híbridas presentan una mayor deformación y una rigidez más baja en comparación con la muestra de control. Sin embargo, la presencia de hormigón en el diseño previno cualquier fallo por inestabilidad y aseguró una mayor rigidez en comparación con la viga simple de *GFRP* pultrusionada.

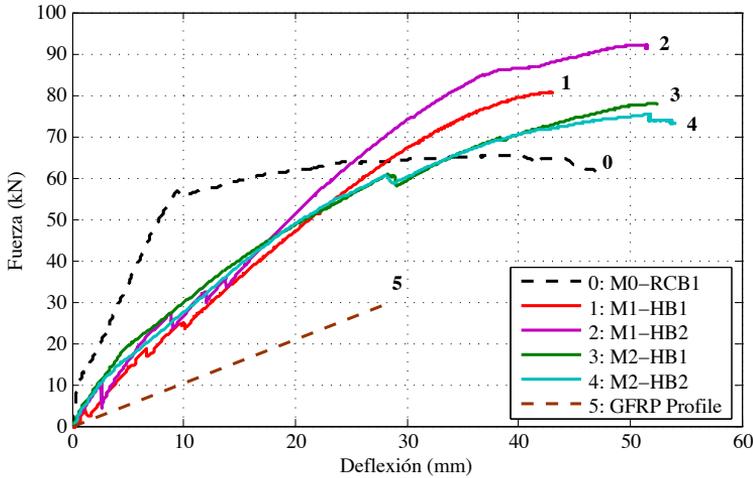


Figura 9.14: Curvas de fuerza-deflexión de las vigas ensayadas.

En la Tabla 9.5 se recogen los resultados de los ensayos experimentales que incluyen: los valores registrados para la carga máxima F_u , la fuerza de corte V_u , el momento portante M_u y la deflexión δ_u en el centro de la viga para cada muestra analizada. El aumento de la capacidad de flexión ΔM y deflexión $\Delta \delta$ se calcula con referencia a la viga de control M0-RCB1.

Viga	Modo de fallo	F_u (kN)	V_u (kN)	M_u (kNm)	ΔM (%)	δ_u (mm)	$\Delta \delta$ (%)
M0-RC1	Aplastamiento del hormigón, acero cediendo	56,8	28,4	25,6	-	16,5	-
M1-HB1	Aplastamiento del hormigón, cortante en el alma de <i>GFRP</i>	80,7	40,4	36,3	42	42,6	102
M1-HB2	Aplastamiento del hormigón, cortante en el alma de <i>GFRP</i>	92,2	46,1	41,5	62	51,5	137
M1-HB2	Aplastamiento del <i>GFRP</i>	78,1	39,1	35,1	37	52,5	141
Perfil <i>GFRP</i>	-	28,9	14,5	13,2	-51	27,7	68

Tabla 9.5: Resumen de los resultados experimentales.

El estudio confirmó que la respuesta de las vigas híbridas es cuasi-dúctil, en el sentido de que la losa superior de hormigón comenzó a aplastarse antes de la aparición de la rotura frágil en el material compuesto. El estudio también reveló que el aumento de la capacidad portante es de hasta un 50% y que las deflexiones máximas a media luz son de hasta 3 veces superiores a las de la viga de hormigón armado.

En relación a las mediciones de deformaciones y deslizamientos se han alcanzado las siguientes conclusiones. Los valores de deformaciones similares en el recubrimiento superior del hormigón sugieren que toda la anchura de la sección de hormigón de las vigas híbridas fue eficaz. Este resultado está de acuerdo con el valor límite que normalmente se recomienda en los códigos de diseño [14] para los elementos estructurales mixtos de acero y hormigón simplemente apoyados. Los resultados obtenidos de deformación en la sección S1 (situada a 150 mm desde el punto de aplicación de la carga) se utilizaron para trazar las deformaciones axiales en función de la profundidad de la viga, para diferentes valores de la fuerza de carga (véase Figura 9.15). De esta manera se obtiene una mejor comprensión de la acción combinada de la viga híbrida. Para la viga M2-HB1, después de 20 kN de carga se observó un aumento de la deformación de deslizamiento entre la losa de hormigón y el perfil, y se perdió la compatibilidad rasante, lo que condujo a la aparición de dos ejes neutros en la sección transversal del elemento. El primer eje neutro de la viga en forma de T quedó posicionado en la losa superior de hormigón, a nivel del refuerzo de acero, y la deformación de compresión máxima fue de un 3,0‰, cerca del 3,5‰, valor considerado en el Eurocódigo 2 [13] para el aplastamiento del hormigón. La posición del segundo eje neutro se desplazó desde el nivel de los pernos de acero de 50 mm al interior del perfil de *GFRP*. La interacción parcial desarrollada en la viga híbrida se atribuyó a la débil rigidez del sistema de conexión.

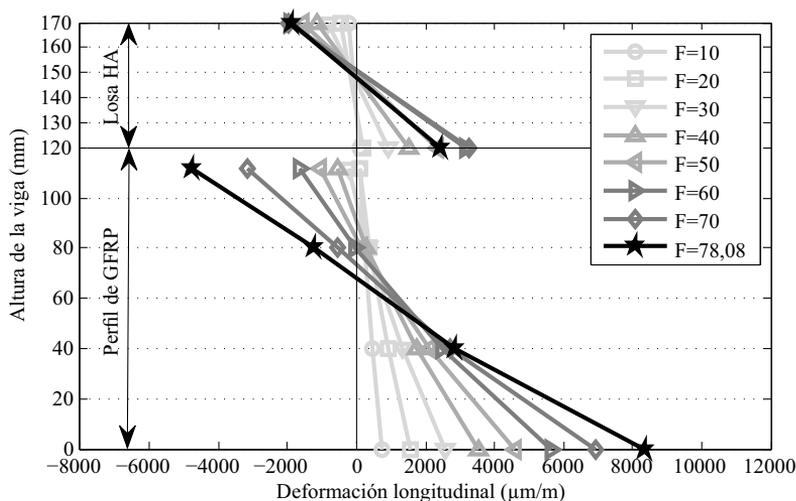


Figura 9.15: Deformaciones axiales *versus* profundidad de la viga en diferentes niveles de carga (kN). Viga M2-HB1 sección S1.

Debido al relativamente bajo módulo elástico del *GFRP*, la cizalladura tiene un papel importante en el comportamiento de los elementos cortos (altura/luz $<1/20$) sometidos a fle-

ción, en el sentido de que a altos niveles de tensión la sección no permanece plana después de flectar. Este efecto del alabeo puede observarse también en la Figura 9.15.

Se registraron parámetros similares en la sección S2 (a 150 mm de distancia desde el soporte) con los datos adicionales proporcionados por dos rosetas extensométricas (véase Figura 9.16). Las deformaciones del hormigón se midieron sólo en la parte inferior de la losa. Para la viga M2-HB2, después de 60 kN de carga, la parte superior del perfil del alma comenzó a trabajar a compresión mientras que el ala superior se sometió a un aumento de la tensión de tracción. Esto condujo finalmente al fallo por cortante de la viga híbrida en la unión entre el ala superior y el alma de *GFRP*.

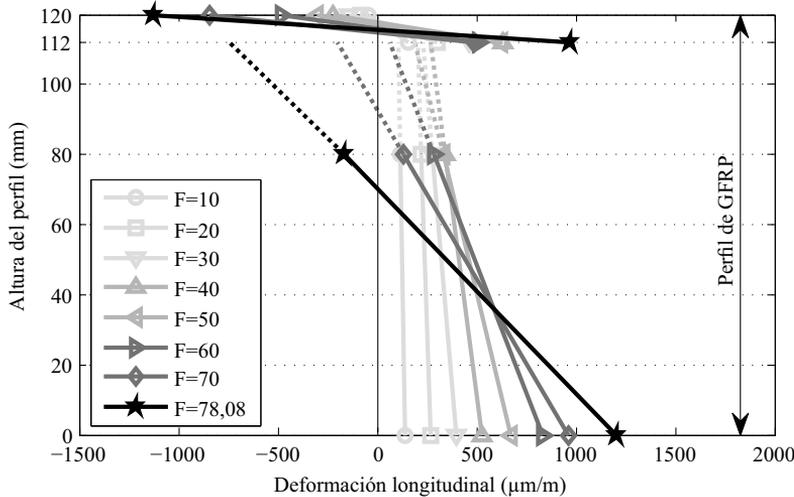


Figura 9.16: Deformaciones axiales *versus* profundidad del perfil en diferentes niveles de carga (kN). Viga M2-HB1 sección S2.

En la Figura 9.17 se representa el deslizamiento de la parte superior de las alas del perfil con respecto a la losa de hormigón, en función del ratio de carga para las vigas M1-HB2 y M2-HB1. La viga híbrida M1-HB2 presentó una interacción completa a rasante hasta el 40% de su capacidad máxima a flexión, mientras que la viga híbrida M2-HB1 presentó una interacción más débil de la cizalladura hasta el 25%. El deslizamiento máximo registrado en el extremo izquierdo de la primera viga fue de 1,7 mm y de 3,5 mm para la segunda muestra. En general las vigas híbridas de la configuración M1 mostraron una interacción del cortante más rígida y completa, debido a sus almas de hormigón que impidieron que los pernos de acero el perfil *GFRP* deslizaran en exceso.

En la comparativa de los resultados experimentales con los resultados teóricos de las vigas híbridas que presentan una interacción completa, se encontró que la interacción parcial en las vigas ensayadas redujo su capacidad a flexión un 10-13%, su rigidez un 29-32% y se incrementaron las deflexiones centrales en un rango similar. Por lo tanto, un aspecto crucial a tener en cuenta en aplicaciones reales es el diseño de un sistema de conexión eficiente que permita obtener el máximo rendimiento de las propiedades del material compuesto y asegurar una solución óptima para la viga híbrida.

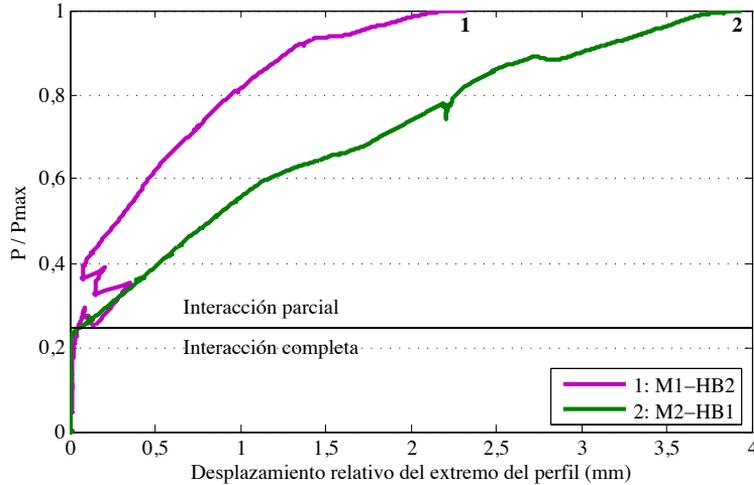


Figura 9.17: Ratio de carga según el desplazamiento relativo final del perfil de *GFRP*.

9.4. Formulación analítica para el diseño de vigas híbridas

Debido a la alta relación rigidez-peso que presentan los materiales compuestos y a la resistencia superior a compresión del hormigón, las estructuras híbridas pueden ser diseñadas para alcanzar mayores longitudes de luz que las estructuras equivalentes construidas con materiales tradicionales. No obstante, la desventaja de estos novedosos elementos es que su diseño tiende a ser dirigido por criterios del estado límite de servicio en lugar de resistencia, debido a la reducción de la rigidez de los perfiles estructurales de *FRP* pultrusionados.

En el caso de las vigas híbridas fabricadas a partir de un perfil de *GFRP* conectado mecánicamente a una losa de hormigón armado, la acción combinada depende principalmente del comportamiento a cizallamiento de los conectores. Para lograr una acción combinada completa, los materiales de alto rendimiento requieren de la instalación de más conectores a cortante. Debido al número limitado de conectores que puede acomodar el ala superior, para un diseño óptimo [26] puede seleccionarse un diseño compuesto parcial.

En esta sección se presenta un procedimiento de diseño analítico propuesto para la evaluación del comportamiento a flexión a corto plazo de una viga híbrida. Por motivos de simplicidad, el ámbito de aplicación del análisis se restringe a una viga simplemente apoyada. Se discuten los aspectos del estado límite de servicio y los criterios de fallo. En relación a los aspectos relacionados con el material, los coeficientes de seguridad, así como los factores de resistencia a las cargas, se recomienda al lector la consulta de las guías o códigos de diseño de construcción específicos.

En la Figura 9.18 se ilustra la sección transversal de la viga híbrida *GFRP*-hormigón con configuración M2, que se examinó en la campaña experimental. En la imagen esquemática se indican sus correspondientes dimensiones y las distribuciones de deformación y tensión correspondientes a un análisis del fallo a flexión. El perfil *GFRP* tiene un área A_p , un mo-

mento principal de inercia I_p (eje horizontal), una área del alma A_w y un área del ala A_f ; la losa de hormigón tiene un área A_c y un momento principal de inercia I_c (eje horizontal). Los módulos elástico y cortante del *GFRP* son E_p y G_p , respectivamente. E_c es el módulo elástico del hormigón, f_c la resistencia a compresión y $\epsilon_{c,u}$ la deformación última a compresión. λ y η son los factores que describen la distribución de tensiones rectangulares equivalentes del hormigón según se especifica en el Eurocódigo 2 [13]. Para resistencias características de compresión inferiores a los 50 MPa, $\lambda = 0,8$ y $\eta = 1,0$. Los conectores a cortante de acero se colocan a una distancia uniforme s a lo largo de la longitud de la viga.

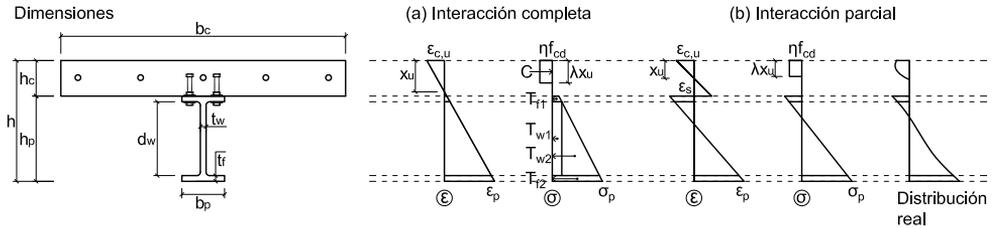


Figura 9.18: Dimensiones y análisis del fallo de una sección transversal de una viga híbrida con: (a) Interacción completa; (b) Interacción parcial.

9.4.1. Estado límite de servicio

(a) Análisis elástico con interacción completa a rasante

El análisis elástico de la sección híbrida de *GFRP*-hormigón (Figura 9.18) puede realizarse asumiendo las siguientes hipótesis clásicas [11]:

- La hipótesis de Euler-Bernoulli es válida.
- Todo el ancho de la losa de hormigón es eficaz.
- No hay deslizamiento longitudinal entre la losa de hormigón y el perfil de *GFRP* (interacción a rasante completa).
- No hay separación vertical entre la losa de hormigón y el perfil de *GFRP*.

En base a estas suposiciones se pueden obtener las siguientes ecuaciones correspondientes a un estado de carga a flexión, para la profundidad del eje neutro x_{el} y la rigidez equivalente de la sección transformada $(EI)_{eq}$.

Considerando una resistencia a la tracción del hormigón (esto es válido sólo hasta el inicio del agrietamiento), se tiene:

$$x_{el} = \frac{E_p A_p (h_c + h_p/2) + E_c A_c h_c/2}{E_p A_p + E_c A_c} \tag{9.1}$$

$$(EI)_{eq} = \frac{E_c A_c h_c^2}{12} + E_c A_c \left(x_{el} - \frac{h_c}{2}\right)^2 + E_p I_p + E_p A_p \left(h_c + \frac{h_p}{2} - x_{el}\right)^2 \tag{9.2}$$

Por contra, si no se considera una resistencia a la tracción del hormigón (válido después del inicio del agrietamiento), se tiene:

$$E_c b_c x_{el}^2 + 2E_p A_p x_{el} - 2E_p A_p \left(h_c + \frac{h_p}{2} \right) = 0 \tag{9.3}$$

$$(EI)_{eq}^{cr} = \frac{E_c b_c x_{el}^3}{3} + E_p I_p + E_p A_p \left(h_c + \frac{h_p}{2} - x_{el} \right) \tag{9.4}$$

En relación a la determinación de las deflexiones de los perfiles estructurales de *FRP* pultrusionados, las guías de diseño, manuales, así como numerosos investigadores emplean la teoría de Timoshenko en la que se consideran las deformaciones por cortante [3, 19]. Esto es especialmente importante en las vigas híbridas de *GFRP*-hormigón, ya que el módulo de elasticidad longitudinal del material compuesto es menor que el del acero y más cercano al módulo del hormigón. Además, el alto ratio entre el módulo longitudinal y de cizallamiento del *GFRP* juega un papel importante en la evaluación de las deflexiones.

La curva elástica que describe la forma deformada de una viga híbrida es función de su rigidez a la flexión *EI*, en este caso $(EI)_{eq}$ o $(EI)_{eq}^{cr}$, y la rigidez transversal a cortante *KAG*. La solución de la ecuación de deflexión para unas condiciones de contorno apropiadas, conduce a la expresión general para la deflexión total de la viga como una suma de las deflexiones debidas a la deformación por flexión y a la deformación por esfuerzo cortante, en función de la posición *z* a lo largo de la viga:

$$\delta(z) = \delta_b(z) + \delta_s = \frac{f_1(z)}{EI} + \frac{f_2(z)}{KAG} \tag{9.5}$$

donde $f_1(z)$ y $f_2(z)$ son funciones que dependen de la carga y las condiciones de contorno. En la Tabla 9.6 se recogen las expresiones de las deflexiones máximas para vigas simplemente apoyadas sobre una luz de distancia *L*, sometidas a tres estados de carga diferentes.

Tipo de carga	$f_1(\delta_{max})$	$f_2(\delta_{max})$
Uniformemente distribuida (<i>w</i>)	$\frac{5wL^4}{384}$	$\frac{wL^2}{8}$
Puntual en el centro (<i>P</i>)	$\frac{PL^3}{48}$	$\frac{PL}{4}$
En dos puntos, a una distancia <i>a</i> entre apoyos (<i>P</i>)	$\frac{Pa}{48} (3L^2 - 4a^2)$	$\frac{Pa}{2}$

Tabla 9.6: Expresiones de la deflexión para vigas simplemente apoyadas.

La contribución de la flexión, representada por $f_1(z)$, tiene la misma expresión tanto en la teoría de Timoshenko como en la teoría de Euler-Bernoulli de la viga clásica. En el ejemplo descrito de una viga simplemente apoyada (estáticamente determinada), si se utiliza la teoría de vigas de Timoshenko las fuerzas internas no son una función de las deflexiones, como ocurre en el caso de las vigas estáticamente indeterminadas.

Para las vigas mixtas de acero y hormigón a menudo se supone que la losa de hormigón no contribuye a la capacidad de corte y por lo tanto se considera -en un enfoque conservador-

que sólo el alma del perfil soporta la carga de cizallamiento [5]. El mismo concepto puede adaptarse a las vigas híbridas de hormigón armado y *GFRP*. Para secciones de pultrusión homogéneas que tienen las mismas propiedades en las alas y almas del perfil, la rigidez a esfuerzo cortante transversal puede aproximarse como:

$$KAG = k_{tim}A_pG_p \approx A_wG_{LT(web)} \quad (9.6)$$

donde k_{tim} es el denominado coeficiente a cortante de Timoshenko y $G_{LT(web)}$ es el módulo a cortante del alma o almas en el plano. Si la sección transversal es homogénea, $G_{LT(web)}$ puede considerarse igual al módulo a cortante del perfil, G_p .

La aproximación anteriormente presentada es la más adecuada para el diseño analítico, porque a menudo el cálculo del coeficiente de cizallamiento k_{tim} es tedioso incluso para secciones transversales de perfiles simples. La diferencia entre los métodos exactos y aproximados para la determinación de la rigidez al esfuerzo cortante transversal de perfiles en forma de I , está entre el 10 y 20% [3], siendo el método aproximado el que proporciona el valor inferior. Un valor menor de la rigidez transversal se traduce en un valor más alto en la estimación de la deflexión por cortante, por lo que es conservador desde un punto de vista del diseño.

Mientras que algunas guías de diseño recomiendan incluir en todos los casos los efectos de las deformaciones de cizallamiento en el análisis de los elementos a flexión, otros especifican que para relaciones de luz-profundidad mayores que 20, la influencia de cizallamiento puede despreciarse, con un error de cálculo de la deflexión por debajo del 5%.

Para el estado límite de servicio, las deflexiones máximas calculadas deben ser inferiores a las deflexiones máximas admisibles que se especifican en los códigos de construcción. En el Eurocódigo 4 [14] se define un límite de $L/250$ para una combinación de cargas casi permanentes, para los miembros compuestos que no soporten elementos frágiles, y $L/500$ en caso contrario. En el *ASCE Structural Plastics Design Manual* se limitan las deflexiones a $L/180$ por apariencia visual y $L/400$ para sensibilidad a la vibración [2]. En el manual y código de diseño Eurocomp se recomiendan limitar las deflexiones instantáneas a $L/300$ y las deflexiones a largo plazo a $L/250$ para estructuras reticuladas [9]. La guía italiana para estructuras fabricadas en elementos de *FRP* pultrusionado recomienda limitar la deflexión a $L/250$ para combinaciones de cargas casi permanentes en forjados y a $L/100$ para pasarelas con combinaciones de cargas no habituales [23]. Por consiguiente, la limitación general de $L/250$ para la deflexión máxima de vigas híbridas de *GFRP*-hormigón en construcción de edificios es suficiente.

(b) Análisis elástico con interacción parcial a rasante

Si se considera la flexibilidad de la conexión a rasante, debe tenerse en cuenta el deslizamiento en la interfaz entre los dos materiales de la viga híbrida (véase Figura 9.18), correspondiente a la diferencia entre las deformaciones del hormigón y del perfil *GFRP* en el área de contacto. Incluso para un diseño con interacción completa, los resultados de los cálculos cuando se desprecia este desplazamiento en la interfase, subestiman las deflexiones en comparación con las mediciones experimentales [26]. Por lo tanto, un diseño parcial con compuesto da lugar a una mayor deformación (deslizamiento) en la interfase, reduciendo la

rigidez a flexión de la viga, provocando un incremento de la deflexión. Finalmente, si no se considera la interacción por rasante, el perfil de *GFRP* y la losa de hormigón trabajan por separado de manera que la rigidez de la viga híbrida corresponde a la suma de las rigideces de los materiales de las diferentes partes.

Por lo tanto, es necesario saber cómo el comportamiento de una viga híbrida puede ser modificado por la presencia de deslizamiento. El comportamiento a cizalladura con deslizamiento entre el *GFRP* y el hormigón es problemático, ya que presenta características similares al comportamiento de deslizamiento del acero y hormigón. Este último depende de muchos factores tales como la rigidez de los pernos, enlace químico en la interfaz y agrietamiento del hormigón. No obstante, varios estudios [16, 17, 27] han demostrado que la relación entre cizalladura y deslizamiento se puede simplificar a elástico lineal bajo una carga de servicio, en situaciones en las que las tensiones de los conectores no excedan un valor alrededor de la mitad de su resistencia a la rotura.

A continuación se presenta un análisis estático aproximado y un procedimiento de diseño basado en el modelo Stussi-Granholm-Newmark-Pleshkov [16], para una acción combinada parcial a partir de la teoría de vigas de Euler-Bernoulli con deslizamiento entre capas. El procedimiento analítico se puede utilizar para vigas híbridas sometidas a diversas configuraciones de carga y condiciones de apoyo, y ésta se basa en las siguientes hipótesis:

- La rigidez a cizalladura de la conexión es uniforme y continua a lo largo de la longitud de las vigas híbridas (las conexiones discretas se sustituyen por un medio elástico lineal).
- El rasante en la superficie es proporcional al deslizamiento.
- El perfil y la losa tienen la misma curvatura y rotación en la misma sección.
- El comportamiento del material *GFRP* y hormigón son linealmente elásticos.
- La hipótesis de Bernoulli se aplica a ambos materiales independientemente.
- Las barras de refuerzo de la losa no ofrecen resistencia al cortante vertical y se desprecia la capacidad a tracción del hormigón.
- Se asume la misma rigidez del hormigón a tracción y compresión².

El primer paso en el análisis es la evaluación de la rigidez de la conexión. A partir de los ensayos de carga realizados sobre elementos tipo espárragos sometidos a cizalladura pura, se obtiene una respuesta del ratio de carga en función del deslizamiento, similar a la representada en la Figura 9.19. La pendiente inicial de la respuesta elástica lineal del perno se conoce como la rigidez K (o módulo) del conector.

Debido a los numerosos parámetros que influyen en la determinación de la rigidez del conector a cortadura, la obtención de una formulación de diseño simple y a la vez fiable presenta dificultades. En ausencia de datos experimentales, son varios los estudios que proponen expresiones empíricas que pueden ser utilizadas para evaluar la rigidez de la conexión de vigas

²Las tensiones de tracción son lo suficientemente bajas como para dar lugar a un pequeño error en este análisis, excepto cuando el grado de la conexión a rasante es muy bajo.

9 | Diseño y análisis de vigas híbridas de *PFRP* y hormigón

mixtas de acero y hormigón. Los autores Nie y Cai [27] propusieron la siguiente expresión:

$$K = 0,66N_sP_{max} \quad (9.7)$$

donde N_s es el nº de pernos a cortante por fila y P_{max} es la resistencia a cortante de diseño del perno; mientras los autores Oehlers y Couglan [29] sugirieron la siguiente expresión:

$$K = \frac{P_{max}}{d_s(0,16 - 0,0017f_c)} \quad (9.8)$$

donde d_s es el diámetro del perno.

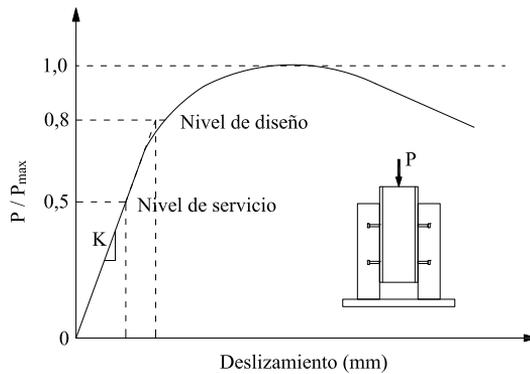


Figura 9.19: Representación esquemática de la curva del ratio de carga *versus* deslizamiento para un conector de acero sometido a cortante.

La capacidad del conector a cortante especificada en el Eurocódigo 4 [14] es:

$$P_{max} = 0,8f_u(\pi d_s^2/4) \leq 0,29d_s^2\sqrt{f_{ck}E_{cm}} \quad (9.9)$$

donde f_u es la resistencia última a tracción del perno y E_{cm} es el módulo medio secante del hormigón.

Como las vigas híbridas de *GFRP*-hormigón tienen una configuración similar a las de acero-hormigón, es posible usar los mismos ensayos y expresiones analíticas en la evaluación de la rigidez de la conexión.

Uno de los aspectos clave que se necesita verificar para determinar el estado límite de servicio, es la deflexión permitida del elemento estructural. En referencia a la viga híbrida que se ilustra en la Figura 9.18, cuando se considera la interacción parcial el procedimiento de cálculo predice las deflexiones, las acciones internas y tensiones mediante la sustitución de la rigidez a flexión completa $(EI)_{co}$, por la rigidez efectiva (parcial) a flexión $(EI)_{eff}$ en las expresiones para las vigas con acción completa [16].

Los resultados se expresan en términos de dos funciones: el parámetro adimensional (αL) de la acción combinada parcial (o conector a cortante), y la rigidez a cortante de la conexión (β). El procedimiento descrito representa un análisis aproximado de primer orden. El análisis de segundo orden se encuentra detallado en [17].

La distancia r entre los centroides del hormigón y la sección transversal del perfil de *GFRP* es:

$$r = r_1 + r_2 = \frac{h_c + h_p}{2} \quad (9.10)$$

La rigidez de la viga híbrida sin interacción a cortante $(EI)_0$ (es decir, la losa y el perfil trabajan de forma independiente) se obtienen de:

$$(EI)_0 = E_p I_p + E_c I_c \quad (9.11)$$

y con interacción completa $(EI)_{co}$:

$$(EI)_{co} = (EI)_0 + \frac{(EA)_p r^2}{(EA)_0} \quad (9.12)$$

donde $(EA)_p = E_p A_p E_c A_c$ y $(EA)_0 = E_p A_p + E_c A_c$.

Los parámetros αL y β que caracterizan el problema de interacción parcial, se expresan como:

$$\alpha L = \sqrt{\frac{K r^2}{s} \frac{(EI)_{co}}{(EI)_0 [(EI)_{co} - (EI)_0]}} L \quad (9.13)$$

$$\beta = \frac{s}{K r} \frac{(EI)_{co} - (EI)_0}{(EI)_{co}} \quad (9.14)$$

donde -como se ha mencionado anteriormente- K es la rigidez de la conexión, s es la distancia entre los conectores a cortante y L es la luz de la viga.

Para el cálculo de la deflexión de las vigas mixtas de acero y hormigón con deslizamiento entre capas, Nie y Cai [26] propusieron a partir de una serie de pruebas experimentales y resultados analíticos, el factor ξ , que representa el aumento porcentual de la deflexión debida a la interacción parcial:

$$\xi = \frac{24\beta(EI)_{co}}{L^2 h} \left(0,4 - \frac{3}{(\alpha L)^2} \right) \quad (9.15)$$

Basándose en las mismas hipótesis, Girhammar [16] sugirió una expresión analítica diferente para el cálculo de ξ :

$$\xi = \frac{(EI)_{co} - (EI)_0}{(EI)_0 [1 + (\mu/\pi)^2 (\alpha L)^2]} \quad (9.16)$$

donde μ es el coeficiente de longitud de pandeo³. Aunque la expresión fue desarrollada inicialmente para vigas mixtas de madera y hormigón con deslizamiento en la interfase, puede adaptarse a otros materiales constitutivos. Los resultados que se obtienen son ligeramente superiores en comparación con la formulación anteriormente presentada.

La rigidez equivalente generalizada o efectiva es por tanto:

$$(EI)_{eff} = \frac{(EI)_{co}}{1 + \xi} \quad (9.17)$$

³Para una viga simplemente apoyada, $\mu = 1,0$.

y la deflexión al considerar el efecto del deslizamiento es:

$$\delta_{b,eff} = \delta_b(1 + \xi) \quad (9.18)$$

donde δ_b es la deflexión por flexión de la viga híbrida considerando la interacción a rasante completa (sin deslizamiento), como se presenta en la ecuación 9.5. Tal y como se recomienda en la sección anterior, las deformaciones por cortante también deben tenerse en cuenta para el cálculo de la deflexión total de la viga.

Una de las principales ventajas de utilizar este tipo de formulaciones en el diseño, además de la simplicidad, es el hecho de que los resultados no son muy sensibles al tipo de carga y a las condiciones de apoyo. Así, las expresiones pueden ser consideradas como válidas en general.

(c) Vibraciones

Debido a la ligereza de los elementos híbridos, pueden surgir problemas de vibración que deben ser considerados en el estado límite de servicio. Por lo general, en construcciones de estructuras ligeras, el riesgo de vibraciones inaceptable se minimiza si la frecuencia fundamental del forjado es mayor que aproximadamente 8 Hz [1]. Estas vibraciones pueden ser eficazmente mitigadas mediante la regulación de la frecuencia del sistema del forjado, ya sea alejándola de las frecuencias dominantes o mediante la limitación de la aceleración máxima. Un método sencillo para la identificación de problemas de vibración del forjado con elasticidad excesiva, es determinar la deflexión estática del forjado bajo una carga concentrada aplicada en el centro de la luz. Para un forjado simplemente apoyado con una carga de 1 kN, la deflexión estática δ no debería exceder:

$$\delta \leq 7,5/L^{1,2} < 2 \text{ mm} \quad (9.19)$$

donde L es la luz del forjado.

9.4.2. Estado límite último

Una viga híbrida con una configuración de la sección transversal similar a la presentada en la Figura 9.18, puede fallar de varias maneras cuando está sometida a flexión. La unión del perfil *GFRP* a la losa de hormigón evita por lo general los modos de fallo de pandeo y otros problemas de inestabilidad.

Los posibles modos de fallo que todavía pueden ocurrir son, por lo tanto, sólo tres: el fallo a flexión provocado por el aplastamiento de la losa superior de hormigón; el fallo a cortante del perfil de *GFRP* en la junta del alma y el ala superior o a lo largo del alma; y el fallo del alma del perfil por aplastamiento bajo una concentración de cargas.

(a) Análisis del fallo a flexión considerando una interacción completa

En el análisis de fallos a flexión de una viga híbrida con interacción completa a rasante, se asume que el comportamiento del material *GFRP* es elástico y lineal hasta el fallo, y que el hormigón es un material elástico no lineal. El esfuerzo de compresión equivalente para

el hormigón se adopta del Eurocódigo 2 [13]. La resistencia a la tracción del hormigón se desprecia y su deformación de compresión máxima $\epsilon_{c,u}$ es de 3,5‰.

Si el eje neutro de la sección híbrida se encuentra en la parte superior del hormigón, se puede emplear la siguiente ecuación para determinar su profundidad x_u , a partir del equilibrio de fuerzas y las condiciones de compatibilidad de deformaciones:

$$\frac{\lambda b_c \eta f_c}{\epsilon_{c,u} E_p} x_u^2 + A_p x_u - A_p \left(h_c + t_f + \frac{d_w}{2} \right) - A_w \left(\frac{d_w}{6} \right) = 0 \quad (9.20)$$

El momento último a flexión M_u , puede ser calculado a partir de la expresión:

$$\begin{aligned} M_u = & C \left(x_u - \lambda \frac{x_u}{2} \right) + T_{f1} \left(h_c - x_u + \frac{t_f}{2} \right) + T_{w1} \left(h_c - x_u + t_f + \frac{d_w}{2} \right) \\ & + T_{w2} \left(h_c - x_u + t_f + \frac{2d_w}{3} \right) + T_{f2} \left(h_c - x_u + d_w + \frac{3t_f}{2} \right) \end{aligned} \quad (9.21)$$

donde C_c es la fuerza interna de compresión actuando en la losa de hormigón; T_{f1} es la fuerza interna de tracción en el ala superior del perfil de *GFRP*; T_{w1} y T_{w2} son las fuerzas internas producidas por la distribución de tensiones a tracción en el alma; y T_{f2} representa la fuerza de tracción en el ala inferior. Sus expresiones son:

$$\begin{aligned} C_c &= \lambda x_u b_c \eta f_c \\ T_{f1} &= A_f E_p \frac{\epsilon_{c,u}}{x_u} \left(h_c - x_u + \frac{t_f}{2} \right) \\ T_{w1} &= A_w E_p \frac{\epsilon_{c,u}}{x_u} (h_c - x_u + t_f) \\ T_{w2} &= A_w E_p \frac{\epsilon_{c,u}}{x_u} \left(\frac{2d_w}{3} \right) \\ T_{f2} &= A_f E_p \frac{\epsilon_{c,u}}{x_u} \left(h_c - x_u + d_w + \frac{3t_f}{2} \right) \end{aligned}$$

En vigas híbridas simplemente apoyadas con fallo a compresión del hormigón, la separación longitudinal entre los conectores a cortante que proporcionan una conexión a rasante completa, se puede estimar como:

$$s = \frac{N_s P_{max} L}{C_c} \frac{L}{2} \quad (9.22)$$

Aún cuando se considera que el fallo se produce primero en la losa de hormigón, la deformación máxima del ala inferior del perfil de *GFRP* ϵ_p debería ser comprobada.

(b) Análisis del fallo a flexión considerando una interacción parcial

Si el procedimiento de diseño tiene en cuenta la flexibilidad del sistema de conexión, hay que considerar que la deformación de deslizamiento ϵ_s que se desarrolla en la interfase entre el ala superior del perfil y el hormigón (véase Figura 9.18), provoca una reducción de la capacidad flectora de la viga híbrida.

Realizando un análisis basado en la teoría elástica, la solución analítica para el parámetro de deslizamiento conduce a una ecuación diferencial que tiene que ser resuelta para cada tipo de condiciones de carga y de apoyo, lo que entorpece su uso en las tareas de diseño [16, 20]. A modo de ejemplo, para una viga híbrida simplemente apoyada con una luz L sometida a una carga puntual P aplicada a mitad de la luz, el deslizamiento exacto $S(z)$ y la deformación a deslizamiento $\varepsilon_s(z)$ en la coordenada z (medida desde el centro a uno de los apoyos), puede obtenerse a partir de las siguientes ecuaciones:

$$S(z) = \frac{\beta P (1 + e^{-\alpha L} - e^{\alpha z - \alpha L} - e^{-\alpha z})}{2(1 + e^{-\alpha L})} \tag{9.23}$$

$$\varepsilon_s(z) = \frac{\alpha \beta P (e^{-\alpha z} - e^{\alpha z - \alpha L})}{2(1 + e^{-\alpha L})} \tag{9.24}$$

donde los parámetros α y β se especifican en la ecuación 9.13 y 9.14.

En la Figura 9.20 se han representado las variaciones del deslizamiento (izquierda) y de la deformación de deslizamiento (derecha) a lo largo de la luz de la viga híbrida, para el caso estático descrito anteriormente. Como puede observarse, el deslizamiento tiene un valor máximo en los extremos de la viga, mientras que la deformación de deslizamiento máxima se produce en el centro de la luz, donde se aplica la carga concentrada (ubicación del momento máximo).

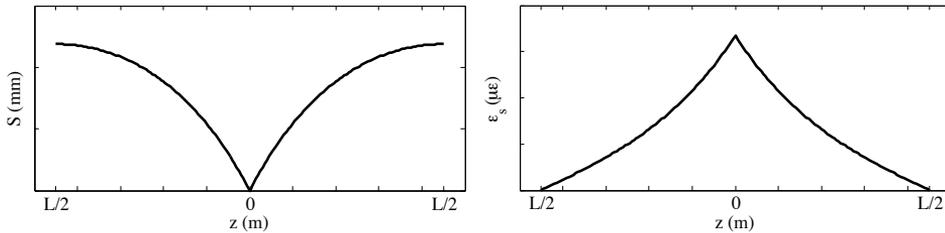


Figura 9.20: Variación del deslizamiento (izquierda) y de la deformación de deslizamiento (derecha) a lo largo de la luz de la viga híbrida con interacción parcial.

El disminución de la capacidad flectora ΔM debido a la flexibilidad del sistema de conexión puede determinarse a partir de:

$$\Delta M = \frac{h_p}{6h} E_p \varepsilon_s (2h_c A_f + h A_w) \tag{9.25}$$

Estas expresiones constituyen un punto de partida para el desarrollo de métodos más simples para la predicción del comportamiento de vigas híbrida con interacción parcial. En la referencia [26] se propone otra formulación más sencilla basada en los parámetros que caracterizan la acción combinada en una viga híbrida, cubriendo todos los tipos generales de cargas y de condiciones de apoyo. Los resultados experimentales han demostrado que el error de generalización no es significativo, incluso para vigas mixtas con una baja interacción por rasante. Por lo tanto, la expresión para la disminución de la capacidad de flexión es:

$$\Delta M = M_u \left[\frac{h_p E_p}{6(EI)_{co}} \xi (2h_c A_f + h A_w) \right] \tag{9.26}$$

donde M_u es la capacidad flectora de la viga híbrida considerando una interacción a rasante completa (véase ecuación 9.21), y el factor ξ se obtiene de la ecuación 9.15 o 9.16.

(c) Fallo a cortante del alma

Para el diseño del ala y del alma de *GFRP* para el fallo por rasante en el plano, la tensión crítica a cortante de las alas y el alma del perfil de pultrusión se toma como la tensión a cortante última en el plano del material de pultrusión, esto es: $\tau_{cr}^{shear} = \tau_{LT}$.

Si se asume la hipótesis conservadora de que el esfuerzo cortante de una viga híbrida se desarrolla en su totalidad en el alma, y su distribución es relativamente uniforme a lo largo de la profundidad del alma (d_w), la fuerza de corte crítica para un perfil homogéneo debido al fallo del material del alma es:

$$V_{cr}^{local} = \tau_{cr}^{local} \frac{I_{pt} t_w}{Q} \approx \tau_{cr}^{local} A_w \tag{9.27}$$

donde Q es el primer momento de área en el punto de interés.

Es habitual que los fabricantes no proporcionen el dato de la resistencia a cortante en el plano de los perfiles de *GFRP*, debido a la complejidad que implica la determinación experimental de esta propiedad. Sin embargo, la resistencia interlaminar (o fuera de plano) a la cizalladura se registra generalmente y se puede utilizar en su lugar. No obstante, al ser un 30% más pequeña que la resistencia a cortante en el plano, el cálculo llevará a diseños excesivamente conservadores para los perfiles pultrusionados convencionales.

(d) Fallo por aplastamiento del alma

Los perfiles pultrusionados de *GFRP* son susceptibles al fallo por aplastamiento en los puntos de reacción y bajo cargas concentradas. Debido a la anisotropía del material compuesto, su resistencia a compresión en la dirección transversal $\sigma_{(c,T)}$, es aproximadamente cinco veces menor que en la dirección longitudinal. En el diseño para el fallo por aplastamiento del alma, la fuerza de aplastamiento crítica en la dirección transversal F_{cr}^{crush} puede calcularse utilizando la siguiente expresión:

$$F_{cr}^{crush} = \sigma_{c,T} A_{eff} \tag{9.28}$$

donde A_{eff} es el área efectiva sobre la cual se aplica la fuerza. Para un alma con alas sobresalientes en ambos lados (un perfil en forma de *I*) el área efectiva se obtiene como [3]:

$$A_{eff} = L_{eff} (t_w + 2t_f) \tag{9.29}$$

donde L_{eff} es la longitud efectiva de apoyo a lo largo de la viga, tomada como la anchura del soporte o de la longitud sobre la que se aplica la carga concentrada.

9.5. Conclusiones

Los últimos 30 años han traído consigo un constante y significativo aumento de los proyectos de ingeniería civil en los que se han utilizado perfiles estructurales pultrusionados de

fibra reforzada *PFRP*. Los factores determinantes que han contribuido a esta tendencia son las notables ventajas de este tipo de materiales compuestos, como son: una alta resistencia específica, una gran durabilidad y versatilidad, y, en última instancia un abaratamiento de los costes. Sin embargo, cuando se trata del diseño de nuevas estructuras utilizando únicamente *PFRPs*, las ventajas son en ocasiones eclipsadas por el hecho de que los perfiles tienen una rigidez reducida, son propensos al pandeo y tienen un comportamiento inherente frágil.

En este capítulo se ha presentado una nueva solución constructiva en la que los perfiles de *PFRP* están diseñados para trabajar en conjunto con un material tradicional como el hormigón armado, con el fin de lograr un mejor rendimiento en su comportamiento. Las vigas híbridas de hormigón armado y *PFRP* que se ensayaron en la campaña experimental, mostraron una mayor capacidad flectora respecto de las vigas de hormigón armado equivalentes, además de que su masa era casi la mitad. Se observó que el comportamiento estructural se basa -en cierta medida- en las características del sistema de conexión empleado entre los dos materiales. Además, cabe señalar que los especímenes no mostraron ningún tipo de fallo relacionado con la inestabilidad.

Los resultados experimentales y el método de diseño analítico propuesto, sugieren que los elementos estructurales híbridos de hormigón armado y *PFRP* pueden ser una solución viable para nuevas construcciones, como pisos de viviendas, vigas de puente, así como proyectos de rehabilitación.

9.6. Líneas futuras

La investigación ha puesto de manifiesto la necesidad de seguir trabajando antes de alcanzar una aplicación generalizada de las vigas híbridas de hormigón armado y *PFRP* en aplicaciones de infraestructura y construcción. Todavía deben elaborarse y publicarse códigos de diseño para estructuras de *FRP*, y extender su uso a la comunidad ingenieril. Además los sistemas de conexión tienen que mejorarse, el diseño de los elementos híbridos debe estar regido por las condiciones de resistencia y no por los criterios del estado límite de servicio, y por último, deben desarrollarse modelos numéricos que reproduzcan el comportamiento de los múltiples materiales constituyentes.

Agradecimientos El autor desea agradecer la ayuda obtenida mediante la beca FPI-UPC de la Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech - Document CG 15/10 2011 y el apoyo recibido de PIGRA Ingeniería S.L. en el desarrollo de la campaña experimental.

Bibliografía seleccionada

Para obtener más información sobre el diseño y la mecánica de los perfiles de *FRP* pultrusionados, así como para otros tipos de materiales *FRP*, se aconseja al lector consultar la siguiente bibliografía [3, 5]:

- BANK L.C., *Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials*. John Wiley Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 2006.

- BARBERO E.J. *Introduction to Composite Materials Design*, Second Edition. Taylor Francis, Philadelphia, 2010.

En la siguiente referencia se expone el desarrollo de materiales *FRP* para el uso en puentes mediante elementos híbridos y totalmente de material compuesto [21].

- KELLER TH. Recent all-composite and hybrid fibre-reinforced polymer bridges and buildings. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3 (2001), 132-140.

En la siguiente referencia se presentan los métodos de ensayo actuales para la determinación de las características mecánicas de los materiales *FRP*, incluyendo el fundamento, metodologías, recomendaciones y normas específicas:

- HODGKINSON J.M. (ED.) *Mechanical testing of advanced fibre composites*. Woodhead Publishing Limited, Cambridge, 2000.

Dado que las estructuras híbridas de *PFRP* y hormigón armado y las estructuras mixtas de acero y hormigón tienen varios aspectos en común (por ejemplo las uniones roscadas), se recomienda la siguiente lectura [20]:

- JOHNSON R.P. *Composite Structures of Steel and Concrete*, Third Edition. Blackwell Publishing, 2004.

Referencias

- [1] ACMA. *Pre-Standard for Load Resistance Factor Design (LRFD) of Pultruded Fiber Reinforced Polymer (FRP) Structures*. American Composites Manufacturers Association, 2010.
- [2] ASCE. *Structural Plastics Design Manual, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice 63*. American Society of Civil Engineers, Reston, 1984.
- [3] BANK L.C. *Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 2006.
- [4] BANSAL A., MONSALVE CANO J.F., OSORIO MUÑOZ B.O. AND PAULOTTO C. Examples of Applications of Fibre Reinforced Plastic Materials in Infrastructure in Spain. *Structural Engineering International* 20, 4 (2010), 414 – 417.
- [5] BARBERO, E. J. *Introduction to composite materials design, Second Edition*. CRC Press, Taylor & Francis, Florida, USA, 2011.
- [6] CANNING, L., HOLLAWAY, L., AND THORNE, A. An investigation of the composite action of an FRP/concrete prismatic beam. *Construction and Building Materials* 13, 8 (1999), 417 – 426.
- [7] CEN - EN 13706. *Reinforced plastic composites - Specifications for pultruded profiles*. European Committee for Standardisation, Brussels, 2002.
- [8] CHENG, L., AND KARBHARI, V. M. New bridge systems using FRP composites and concrete: a state-of-the-art review. *Progress in Structural Engineering and Materials* 8, 4 (2006), 143 – 154.
- [9] CLARKE, J. L (ED.). *Structural Design of polymer Composites. EUROCOMP Design Code and Handbook*. Routledge Chapman Hall, London, 1996.
- [10] CORREIA, J. R., BRANCO, F. A., AND FERREIRA, J. GFRP-concrete hybrid cross-sections for floors of buildings. *Engineering Structures* 31, 6 (2009), 1331 – 1343.
- [11] CORREIA, J. R., BRANCO, F. A., AND FERREIRA, J. G. Flexural behaviour of GFRP-concrete hybrid beams with interconnection slip. *Composite Structures* 77, 1 (2007), 66 – 78.
- [12] CREATIVE PULTRUSIONS INC. *The New and Improved Pultex Pultrusion Design Manual of*

- Standard and Custom FRP Structural Profiles. Volume 4 - Rev. 9.* Creative Pultrusions Inc., 2004.
- [13] EC2-1. *Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings.* European Committee for Standardisation, Brussels, 2002.
- [14] EC4-1. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings.* European Committee for Standardisation, Brussels, 2004.
- [15] FIBERLINE COMPOSITES A/S. *Fiberline Design Manual, Second Edition.* Denmark, 2003.
- [16] GIRHAMMAR, U. A. A simplified analysis method for composite beams with interlayer slip. *International Journal of Mechanical Sciences* 51, 7 (2009), 515 – 530.
- [17] GIRHAMMAR, U. A., AND GOPU, V. K. A. Composite Beam-Columns with Interlayer Slip - Exact Analysis. *Structural Engineering* 119, 4 (1993), 1265–1282.
- [18] HOLLAWAY, L. A review of the present and future utilisation of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties. *Construction and Building Materials* 24, 12 (2010), 2419 – 2445.
- [19] HUTCHINSON, J. Shear coefficients for Timoshenko Beam Theory. *Applied Mechanics* 68, 1 (2001), 87–92.
- [20] JOHNSON, R.P. *Composite Structures of Steel and Concrete.* Blackwell Publishing, 2004.
- [21] KELLER, T. Towards structural forms for composite fibre materials. *Structural Engineering International* 9, 4 (1999), 297–300.
- [22] KHENNANE, A. A new design concept for a hybrid FRP-High strength concrete beam for infrastructure applications. In *Proceedings of the Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Zurich, Switzerland (CICE)* (2008).
- [23] NATIONAL RESEARCH COUNCIL OF ITALY. *Guide for the Design and Construction of Structures made of FRP Pultruded Elements.* Rome, 2008.
- [24] NEAGOE, C. A. Experimental study regarding the flexural behavior of RC beams retrofitted with unanchored CFRP plates. *Mathematical Modelling in Civil Engineering*, 4 (2012), 149–157.
- [25] NEAGOE, C. A., AND GIL, L. Experimental study of GFRP-concrete hybrid beams with partial interaction. In *Proceedings of the 17th International Conference on Composite Structures (ICCS17), Porto, Portugal* (2013), p. 157.
- [26] NIE, J., AND CAI, C. Steel-concrete composite beams considering shear slip effects. *Structural Engineering* 129, 4 (2003), 495–506.
- [27] NIE, J., FAN, J., AND CAI, C. Stiffness and deflection of steel-concrete composite beams under negative bending. *Structural Engineering* 130, 11 (2004), 1842–1851.
- [28] NORDIN, H., AND TÄLJSTEN, B. Testing of hybrid FRP composite beams in bending. *Composites Part B: Engineering* 35, 1 (2004), 27 – 33.
- [29] OEHLERS, D., AND COUGHLAN, C. The shear stiffness of stud shear connections in composite beams. *Journal of Constructional Steel Research* 6, 4 (1986), 273 – 284.
- [30] SMITH, S. J., PARSONS, I.D. AND HJELMSTAD, K D.. Experimental Comparisons of Connections for GFRP Pultruded Frames. *Journal of Composites for Construction* 3, 1 (1999), 20–26.
- [31] SMITH S.J., PARSONS I.D. AND HJELMSTAD K. D. Finite-element and simplified models of GFRP connections. *Structural Engineering* 175, 7 (1999), 748–768.
- [32] SOBRINO, J. A., AND PULIDO, M. D. G. Towards advanced composite material footbridges. *Structural Engineering International* 12, 2 (2002), 84–86.
- [33] STRONGWELL CORP. *Strongwell Design Manual.* Bristol, Virginia, 2007.
- [34] TURVEY, G. Bolted connections in PFRP structures. *Progress in Structural Engineering and Materials* 2, 2 (2000), 146–156.
- [35] UNE-EN 12390-3. Ensayos de hormigón endurecido - Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas, 2009.

10

Análisis no-lineal de materiales compuestos mediante la teoría de mezclas serie-paralelo

Xavier Martínez, Sergio Oller y Fernando Rastellini

Resumen El presente capítulo presenta la teoría de mezclas serie-paralelo. Esta es una formulación para la simulación del comportamiento mecánico de materiales compuestos, que permite obtener el comportamiento no lineal de los mismos a partir del comportamiento que muestran sus materiales componentes. Esta formulación se puede aplicar tanto a los compuestos laminados de fibras de carbono como a materiales compuestos más tradicionales como puede ser el hormigón armado. La validez de la formulación presentada se probará con la reproducción de un ensayo de delaminación de un compuesto laminado. La ventaja de la teoría de mezclas serie-paralelo frente a otras formulaciones existentes para el cálculo de materiales compuestos es que esta es, hoy en día, la única capaz de tener en cuenta el comportamiento no lineal de los compuestos con un coste computacional que hace posible la resolución de estructuras reales.

10.1. Introducción

En muchas de las simulaciones que se realizan hoy en día de estructuras de materiales compuestos, estos se consideran un único material cuyas propiedades mecánicas se obtienen o bien a partir de resultados experimentales, o bien mediante formulaciones desarrolladas

Xavier Martínez, Sergio Oller

Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE)

Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, C/ Gran Capitán s/n, Ed. C1, 08034 Barcelona, España

e-mail: x.martinez@upc.edu

Fernando Rastellini

Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE)

Quantech ATZ. c/ Esteve Terradas nº 5, Ed. C3, Campus del Baix Llobregat, 08860 Castelldefels, Barcelona, España

DOI: [10.3926/oms.208](https://doi.org/10.3926/oms.208) • Omnia Publisher, 2014

específicamente para el compuesto en cuestión. Este enfoque obliga a repetir los ensayos o a adaptar la formulación en caso de que la configuración del compuesto sufra alguna variación.

Otra de las limitaciones que tienen muchas de las formulaciones que se utilizan en la simulación de materiales compuestos es que estas son válidas únicamente en el rango lineal del material. Esto reduce la posibilidad de saber la capacidad resistente real de la estructura, ya que en el caso de los materiales compuestos, el fallo de alguno de sus componentes no tiene por qué suponer el fallo del material y, mucho menos, el fallo de toda la estructura.

Actualmente existen dos teorías capaces de dar solución a los problemas mencionados: la teoría de homogenización y la teoría de mezclas serie/paralelo. Estas teorías, en lugar de considerar el compuesto un único material, obtienen la respuesta del mismo a partir del comportamiento de sus materiales componentes. Ambas formulaciones se centran, pues, en la simulación de los materiales componentes y en el modo en que la respuesta de estos materiales puede utilizarse para obtener el comportamiento final del compuesto.

La teoría de homogenización se basa en la caracterización del material compuesto a partir de un enfoque de doble escala. En una escala macro se obtiene el comportamiento de la estructura y el compuesto es tratado como un único material. La respuesta de este único material se obtiene de la escala micro, en la que se simula la estructura interna del material compuesto. La relación entre ambas escalas se obtiene imponiendo la periodicidad de la escala micro dentro de la macro [18, 26]. El principal problema del método de homogenización es su elevado coste computacional. Cada vez que se quiere obtener el comportamiento del compuesto es necesario resolver el modelo micro. Esta limitación es la responsable de que hoy en día el método de homogenización se utilice únicamente para resolver casos lineales, en los que únicamente es necesario resolver el micro-modelo al inicio de la simulación [4]; o para resolver pequeñas estructuras, normalmente limitadas al campo académico [1, 29].

La otra teoría que permite obtener la respuesta de los materiales compuestos una vez estos entran en el rango no lineal es la teoría de mezclas serie-paralelo. Esta consiste en realizar una homogenización fenomenológica del compuesto a partir del comportamiento constitutivo de sus materiales componentes. Esta teoría tiene sus fundamentos en la teoría de mezclas inicialmente formulada por Trusdell y Toupin [28], quienes propusieron obtener el comportamiento del material compuesto a partir de dos hipótesis:

1. Todos los componentes del compuesto sufren la misma deformación (condición de iso-deformación).
2. Cada constituyente contribuye a la tensión final proporcionalmente a su participación volumétrica en el compuesto.

A partir de esta primera formulación, y manteniendo estas mismas hipótesis, Car [8] propuso un primer modelo con el que simular el comportamiento no lineal de los materiales compuestos. La formulación desarrollada por Car fue más tarde mejorada por Rastellini [24, 25] para poder considerar materiales en los que alguna de sus direcciones tuviesen un comportamiento de iso-tensión, en lugar de iso-deformación.

Si bien la complejidad del material compuesto que se puede abordar con la teoría de homogenización es mucho mayor que en el caso de la teoría de mezclas, cuya aplicación queda limitada (a no ser que se apliquen correcciones sobre la formulación) a compuestos laminados

de fibras largas, esta última tiene la ventaja de que su coste computacional es sustancialmente menor que en el caso de la homogenización, siendo posible la simulación de grandes estructuras teniendo en cuenta el comportamiento no lineal del material compuesto.

El presente capítulo está dividido en tres apartados. A continuación se realiza una pequeña descripción de los métodos más comunes que se utilizan actualmente para la simulación de materiales compuestos. Esta sección también incluye una pequeña descripción de la teoría de homogenización. A continuación se describe la teoría de mezclas serie-paralelo. Esta descripción contiene tanto los fundamentos teóricos de la teoría, como la forma en que esta se debe implementar en un proceso de cálculo estructural. Posteriormente se muestran unos ejemplos que ilustran el funcionamiento de la formulación presentada, así como su potencialidad para la simulación de estructuras de materiales compuestos. El capítulo concluye con una breve descripción de las capacidades de la formulación, si se introducen pequeños cambios en la misma.

10.2. Breve estado de la técnica

Los materiales compuestos, igual que la mayor parte de los materiales que se utilizan con fines estructurales, tienen un primer comportamiento elástico que pasa a no-lineal a partir de un cierto estado tensional. Muchas de las formulaciones existentes para la simulación de los compuestos definen como se deben calcular las constantes elásticas del material y proporcionan una ley con la que verificar si se ha superado el límite elástico del mismo. Una simulación basada en estas formulaciones corresponde a un cálculo lineal hasta rotura del compuesto. Los métodos más comunes para realizar este tipo de simulaciones se describen en la primera parte de esta sección. En caso de querer obtener el comportamiento del compuesto, una vez se ha superado el límite elástico, es necesario utilizar otro tipo de formulaciones como pueden ser la teoría de mezclas serie/paralelo o la teoría de homogenización. La segunda parte de esta sección proporciona una breve descripción de esta última.

10.2.1. Cálculo lineal hasta rotura del compuesto

10.2.1.1. Propiedades elásticas del compuesto

La respuesta elástica de un material cualquiera a un conjunto de esfuerzos queda determinada por su matriz de rigidez. Esta establece la relación que hay entre las tensiones y las deformaciones en el material. En una formulación bidimensional, la expresión más genérica de la relación entre tensión y deformación mediante la matriz de rigidez es [20]:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & \frac{-\nu_{yx}}{E_y} & 0 \\ \frac{-\nu_{xy}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (10.1)$$

Luego, las características mecánicas del compuesto quedarán determinadas por las constantes elásticas E_x , E_y , ν_{xy} , ν_{yx} y G_{xy} . Los compuestos laminados suelen ser materiales ortótropos, puesto que en la dirección de las fibras la rigidez del material es mucho mayor que en la dirección perpendicular, esto hace que cada una de las constantes elásticas definidas en la ecuación 10.1 tenga un valor diferente.

Como se ha comentado en la introducción del capítulo, estas constantes se obtienen muchas veces de forma experimental. En el caso de compuestos laminados, las suele proporcionar el fabricante. No obstante, existen varios métodos con los que se pueden obtener las constantes elásticas del compuesto a partir de las propiedades de los materiales componentes. Algunos de los métodos más comunes se pueden obtener de las referencias [5, 11]. También es posible obtener las propiedades elásticas de un compuesto laminado mediante la aplicación web www.cadec-online.com. Esta web permite al usuario, a partir de la definición de las propiedades mecánicas de las fibras y la matriz, determinar las características mecánicas de una lámina, así como la combinación de distintas láminas para crear un laminado.

El método más común para obtener las propiedades mecánicas del compuesto es aplicar la teoría de mezclas para obtener el módulo de Young en la dirección de la fibra y el módulo de Poisson; y aplicar la teoría de mezclas inversa para obtener el resto de propiedades mecánicas. De este modo se obtiene:

$$\begin{aligned}
 c_{E_x} &= f_{\nu} f_{E_x} + m_{\nu} m E \\
 c_{\nu_{xy}} &= f_{\nu} f_{\nu_{xy}} + m_{\nu} m \nu \\
 \frac{1}{c_{E_y}} &= \frac{f_{\nu}}{f_{E_y}} + \frac{m_{\nu}}{m E} \\
 \frac{1}{c_{G_{xy}}} &= \frac{f_{\nu}}{f_{G_{xy}}} + \frac{m_{\nu}}{m G}
 \end{aligned} \tag{10.2}$$

donde los superíndices c_{\diamond} , f_{\diamond} y m_{\diamond} se refieren al compuesto, a la fibra y a la matriz, respectivamente; y f_{ν} y m_{ν} son la participación volumétrica de la fibra y la matriz en el laminado.

10.2.1.2. Rotura del material compuesto

En una simulación elástica hasta rotura es necesario definir un criterio a partir del cual el material pierde su comportamiento elástico y, por tanto, las relaciones establecidas entre tensión y deformación pierden su validez. Es importante remarcar que este punto determina la carga máxima que se puede aplicar sobre el compuesto sabiendo que este mantiene las propiedades elásticas definidas, pero no la máxima carga que se puede aplicar a la estructura; ya que hay modos de fallo de los materiales compuestos que no tienen por qué reducir la capacidad portante de los mismos. Un ejemplo se tienen en un compuesto delaminado sometido a tracción: por más que no haya conexión entre las láminas, la capacidad de carga a tracción del compuesto no se ve reducida.

Según Sun *et al.* [27], los métodos más comunes para predecir el fallo del compuesto son el de máxima deformación o máxima tensión. Esto es, se definen unos límites de máxima deformación o tensión, respectivamente, para cada una de las direcciones del compuesto y se considerará que el compuesto ha roto cuando se alcancen alguno de estos límites.

El problema de los criterios de máxima deformación y tensión es que no tienen en cuenta la interacción entre los distintos esfuerzos aplicados al material. Para subsanar esto, existen criterios que combinan las distintas tensiones que afectan al material en un mismo punto. Siguiendo este enfoque, los dos criterios que gozan de mayor popularidad son los de Tsai-Hill y Tsai-Wu [5], en los que se comparan las tensiones en el material con unos límites resistentes del mismo (σ_1^F , σ_2^F y τ_{12}^F) que deben obtenerse de forma experimental.

El criterio de Tsai-Hill es:

$$\frac{\sigma_1^2}{\sigma_1^{F2}} + \frac{\sigma_2^2}{\sigma_2^{F2}} - \frac{\sigma_1 \sigma_2}{\sigma_1^{F2}} + \frac{\tau_{12}^2}{\tau_{12}^{F2}} = 1 \quad (10.3)$$

Y el criterio de Tsai-Wu es:

$$F_1 \sigma_1 + F_2 \sigma_2 + F_{11} \sigma_1^2 + F_{22} \sigma_2^2 + 2F_{12} \sigma_1 \sigma_2 + F_{66} \tau_{12}^2 = 1 \quad (10.4)$$

siendo,

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{1}{\sigma_1^T} + \frac{1}{\sigma_1^C}; & F_2 &= \frac{1}{\sigma_2^T} + \frac{1}{\sigma_2^C}; & F_{12} &= \frac{1}{2} \sqrt{F_{11} F_{22}}; \\ F_{11} &= -\frac{1}{\sigma_1^T \sigma_1^C}; & F_{22} &= -\frac{1}{\sigma_2^T \sigma_2^C}; & F_{66} &= \left(\frac{1}{\tau_{12}^S} \right)^2 \end{aligned} \quad (10.5)$$

donde los subíndices \diamond^T , \diamond^C y \diamond^S corresponden a las resistencias de tracción, compresión y cortante, respectivamente.

10.2.2. Breve reseña sobre homogenización

La teoría de homogenización consiste en analizar el comportamiento de la estructura en una doble escala, haciendo uso de la periodicidad que presenta la escala inferior o micro, dentro de la escala superior o macro. La complejidad de esta teoría hace que una descripción detallada de la misma quede fuera del alcance de este libro. No obstante, en esta sección se dan unas nociones básicas que permitirán tener una primera idea sobre el funcionamiento de esta teoría.

Una representación esquemática del método de homogenización se puede ver en la Figura 10.1, en la que se muestra que la escala macro resuelve el problema estructural dividiendo el dominio en un conjunto de volúmenes representativos *RVE* (*Representative Volume Element*). La deformación en cada uno de los puntos del modelo macro producida por las cargas aplicadas corresponde a las condiciones de borde que se aplicarán sobre el modelo micro. La simulación de este *RVE* proporciona la respuesta del compuesto, que se devuelve al modelo macro para continuar con la simulación. En otras palabras, la teoría de homogenización sustituye la ecuación constitutiva del material compuesto por un micro-modelo del mismo.

Este enfoque permite simular estructuras realizadas con materiales cuya micro-estructura sea suficientemente compleja para no poder ser descrita con una simple ecuación constitutiva. Un ejemplo de estos materiales son los laminados realizados con tejidos de fibras de carbono, en los que una ecuación constitutiva no es capaz de capturar la interacción entre las fibras del tejido, y las distintas capas del laminado. Del mismo modo, el método también permite

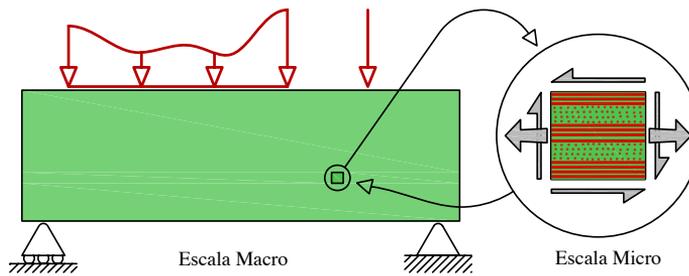


Figura 10.1: Método de homogenización aplicado a una viga de materiales compuestos.

caracterizar cualquier modo de fallo del que sea susceptible el material. En el caso de los materiales compuestos, algunos fallos característicos son la rotura de la matriz o la fibra, la desalineación de la fibra, etc.

Uno de los mayores retos de un método de homogenización es la transferencia de la información entre los distintos modelos (macro/micro). Para ello es imprescindible la periodicidad de la estructura micro en la macro. Puede que una de las descripciones más simples de cómo realizar esta transferencia de información sea la descrita en el libro de Barbero [4]. En este se indica cómo transformar el tensor de deformaciones del modelo macro en un campo de desplazamientos que se aplicará al modelo micro, junto con una serie de condiciones de periodicidad. Una vez resuelto el micro-modelo, la suma de las fuerzas en el modelo proporciona un campo de fuerzas que se puede transformar en las tensiones que afectan a la macro.

Otra posible solución es la propuesta por Zalamea en su tesis doctoral [29], la cual fue mejorada posteriormente por Badillo en la suya [1]. Estos tienen en cuenta la posible modificación de las condiciones de periodicidad debido a la distorsión de la celda. Para ello la transferencia de información entre ambos modelos se realiza mediante multiplicadores de Lagrange.

La complejidad existente para establecer una relación entre el modelo macro y micro se ve incrementada cuando se pierden las condiciones de periodicidad. Este es el caso de estructuras en las que hay zonas de distintos materiales, o en caso de que se produzca una rotura o degradación de rigidez en el material. En estos casos, los elementos frontera entre las distintas zonas se deben tratar con condiciones especiales, tal como se muestra en [1].

Finalmente, no se puede dejar de mencionar el coste computacional que supone realizar una simulación mediante la teoría de homogenización. Si bien la reducción de tiempo en comparación con un micro-modelo completo de la pieza puede ser significativa, el coste global de la simulación sigue siendo muy elevado si se quiere aplicar esta teoría a la resolución de grandes estructuras. A continuación se muestra una simulación realizada por Badillo para mostrar este coste. La estructura a resolver es la que se puede ver en la Figura 10.2.

El modelo homogenizado consiste en dos mallas de elementos finitos. Una correspondiente al macro-modelo y otra con la que se obtiene el comportamiento micro. En este caso, las mallas utilizadas son las que se muestran en la Figura 10.3.

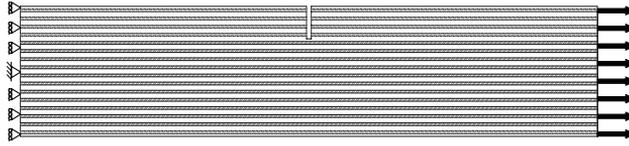


Figura 10.2: Estructura resuelta mediante el método de homogenización.

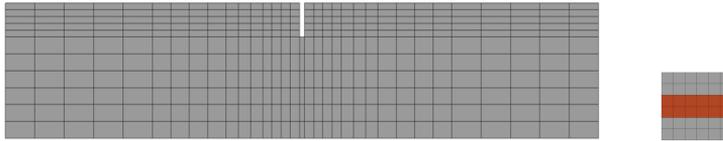


Figura 10.3: Malla para el modelo macro y micro con los que simular la estructura.

El tiempo requerido, en un computador con 8 procesadores, para realizar 20 pasos de carga con el modelo homogenizado fue de 30 minutos. Sustancialmente inferior a los 70 minutos que se requieren para resolver esta misma estructura con un micro-modelo completo. No obstante, estos 30 minutos siguen siendo un tiempo muy elevado si lo que se pretende es resolver una estructura completa como puede ser una viga reforzada con *FRP* (*Fibre Reinforced Polymer*).

A continuación se muestra una comparación de las tensiones que se obtienen con un micro-modelo completo y el modelo homogenizado (véase Figura 10.4). Esta figura, además de mostrar la similitud de los resultados obtenidos, también permite ver como es la salida de resultados de un modelo homogenizado, en la que es necesario estudiar el modelo micro si se quiere tener un conocimiento preciso de lo que pasa en el material.

Luego, en base a todo lo expuesto, queda constatada la potencialidad del método de homogenización para la resolución de estructuras de materiales compuestos con una micro-estructura compleja. Se han visto también las dificultades y complejidades del método. Estas hacen que actualmente sea inabordable la resolución de una estructura completa mediante la teoría de homogenización. No obstante, este es un método que está ganando fuerza a medida que aumenta la capacidad de cálculo de los ordenadores.

10.3. Teoría de mezclas serie-paralelo

La teoría de mezclas serie-paralelo (SP) se puede definir como una homogenización fenomenológica, en la que el comportamiento del compuesto se obtiene a partir de la respuesta constitutiva de sus materiales componentes. Mediante esta, es posible tener en cuenta el comportamiento no lineal del material compuesto sin requerir el enorme coste computacional que supone la homogenización.

Esta teoría ha sido desarrollada por Rastellini [24, 25] y es una evolución de la teoría de mezclas en paralelo desarrollada por Car en [8, 9]. En la teoría de mezclas en paralelo se parte de las condiciones de compatibilidad definidas por Trusdell y Toupin [28] para desa-

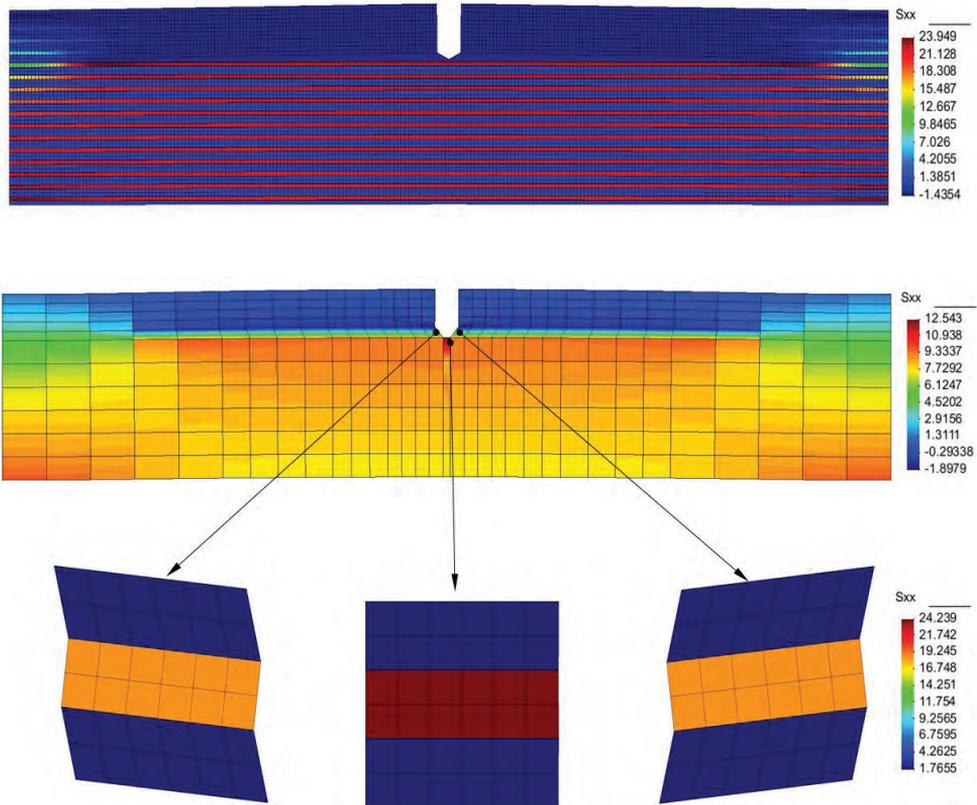


Figura 10.4: Comparación las tensiones S_{xx} obtenidas con un micro-modelo y el modelo homogenizado. Arriba: distribución de las tensiones (MPa). Geometría deformada $\times 200$. Abajo: distribución de esfuerzos a escala global y local (MPa). Geometría deformada a escala global $\times 200$ y a escala local $\times 50$.

rollar una formulación capaz de acoplar los comportamientos constitutivos de N materiales componentes, independientemente de los modelos que se utilicen para simular cada uno de ellos (elasticidad, plasticidad, daño, etc.). Las condiciones de compatibilidad de la teoría de mezclas en paralelo son:

1. Cada volumen infinitesimal del material compuesto contiene un número finito (N) de materiales componentes.
2. La contribución de cada componente al comportamiento global del compuesto es directamente proporcional a su participación volumétrica en el compuesto.
3. El volumen de cada componente es significativamente menor que el volumen del compuesto.
4. Los distintos materiales componentes se suponen perfectamente ligados (no existe deslizamiento relativo entre ellos).
5. Todos los componentes sufren las mismas deformaciones en el compuesto (condición de iso-deformación).

Mediante estas condiciones, es posible obtener la respuesta del compuesto a partir del comportamiento de sus materiales constitutivos. La condición de iso-deformación permite conocer las deformaciones en cada uno de estos materiales y, a partir de estas, utilizando la ecuación constitutiva de cada componente, es posible obtener las tensiones en cada uno de los materiales simples. Estas tensiones se utilizarán posteriormente para obtener la tensión del compuesto. Una descripción más detallada de esta teoría se puede obtener en las referencias previamente mencionadas.

10.3.1. Condiciones de compatibilidad de la teoría de mezclas SP

Las condiciones de compatibilidad de la teoría de mezclas serie-paralelo son idénticas a las condiciones de compatibilidad de la teoría en paralelo, con la única excepción de que se modifica la condición de iso-deformación (condición 5) y se añade una condición 6. Esto es:

5. Todos los componentes sufren las mismas deformaciones en una determinada dirección (normalmente la dirección en que están orientadas las fibras).
6. Todos los componentes están sometidos a la misma tensión en las direcciones restantes (condición de iso-tensión).

De modo que esta nueva teoría define un comportamiento diferenciado, según la dirección que estemos considerando del material compuesto [25]. Este enfoque coincide con la forma en que se obtienen las constantes elásticas del compuesto, como se ha mostrado en la ecuación 10.2. del presente capítulo.

Aunque habitualmente la dirección que se considera que trabaja en paralelo coincide con la dirección en que están orientadas las fibras en el laminado, la teoría no hace ningún supuesto al respecto y es posible definir un material compuesto con todos los componentes en paralelo, o un material con todos los componentes en serie. Para ello es necesario definir \mathbf{e}_1 , vector que determina las direcciones en paralelo del compuesto. A partir de este se define:

$$\mathbf{N}_P = \mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_1 \quad (10.6)$$

Y, utilizando \mathbf{N}_P es posible obtener el tensor proyector de cuarto orden que definirá los componentes en paralelo de las tensiones y deformaciones del material compuesto:

$$\mathbb{P}_P = \mathbf{N}_P \otimes \mathbf{N}_P \quad (10.7)$$

El tensor que define los componentes en serie queda determinado por el complementario:

$$\mathbb{P}_S = \mathbb{I} - \mathbb{P}_P \quad (10.8)$$

Mediante estos dos tensores es posible calcular las componentes en serie y en paralelo de las tensiones y las deformaciones del material compuesto:

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\sigma}_P &= \mathbb{P}_P : \boldsymbol{\sigma} & \boldsymbol{\sigma}_S &= \mathbb{P}_S : \boldsymbol{\sigma} \\ \boldsymbol{\varepsilon}_P &= \mathbb{P}_P : \boldsymbol{\varepsilon} & \boldsymbol{\varepsilon}_S &= \mathbb{P}_S : \boldsymbol{\varepsilon} \end{aligned} \quad (10.9)$$

Del mismo modo que las tensiones y las deformaciones del compuesto se pueden dividir entre aquellas que trabajan en serie y en paralelo, también la matriz de rigidez (\mathbf{C}) sufre esta

división, de modo que la relación entre las tensiones y deformaciones se puede escribir como:

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{\sigma}_P \\ \boldsymbol{\sigma}_S \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{PP} & C_{PS} \\ C_{SP} & C_{SS} \end{bmatrix} : \begin{bmatrix} \boldsymbol{\epsilon}_P \\ \boldsymbol{\epsilon}_S \end{bmatrix} \quad (10.10)$$

donde:

$$\begin{aligned} C_{PP} &= \mathbb{P}_P : \mathbb{C} : \mathbb{P}_P & C_{PS} &= \mathbb{P}_P : \mathbb{C} : \mathbb{P}_S \\ C_{SP} &= \mathbb{P}_S : \mathbb{C} : \mathbb{P}_P & C_{SS} &= \mathbb{P}_S : \mathbb{C} : \mathbb{P}_S \end{aligned} \quad (10.11)$$

Una vez definidas las direcciones características del compuesto, es posible aplicar las condiciones de compatibilidad en las que se basa la teoría de mezclas serie-paralelo. Para ello limitaremos el número de materiales componentes a dos: fibra y matriz. Si bien la teoría no exige esta limitación, la posterior implementación de la misma sería muy compleja si no se impone. Limitar el compuesto a dos componentes no solo permite reducir la complejidad del problema, sino que queda justificado por el hecho de que la mayoría de los compuestos están formados por dos únicos materiales (fibra y matriz). Luego, la aplicación de las condiciones de compatibilidad, considerando únicamente dos componentes, se puede escribir como:

$$\text{Dirección en paralelo: } \begin{cases} {}^c \boldsymbol{\epsilon}_P = {}^f \boldsymbol{\epsilon}_P = {}^m \boldsymbol{\epsilon}_P \\ {}^c \boldsymbol{\sigma}_P = {}^f \nu {}^f \boldsymbol{\sigma}_P + {}^m \nu {}^m \boldsymbol{\sigma}_P \end{cases} \quad (10.12)$$

$$\text{Dirección en serie: } \begin{cases} {}^c \boldsymbol{\epsilon}_S = {}^f \nu {}^f \boldsymbol{\epsilon}_S + {}^m \nu {}^m \boldsymbol{\epsilon}_S \\ {}^c \boldsymbol{\sigma}_S = {}^f \boldsymbol{\sigma}_S = {}^m \boldsymbol{\sigma}_S \end{cases} \quad (10.13)$$

donde los superíndices c , f y m hacen referencia al compuesto, fibra y matriz, respectivamente.

10.3.2. Algoritmo de resolución

En el apartado anterior se han definido las relaciones entre tensión y deformación que deben cumplir los materiales componentes, así como la forma que toman las tensiones y deformaciones del material compuesto. En este apartado se definirá el modo en que se debe proceder para calcular cada una de estas tensiones y deformaciones.

En un cálculo estructural el parámetro conocido es la deformación del material compuesto (${}^c \boldsymbol{\epsilon}$) para un determinado paso de carga. A partir de este valor, la teoría de mezclas serie-paralelo ha de determinar las tensiones en el compuesto. Esto se logra mediante las ecuaciones 10.12 y 10.13, a partir de las tensiones de los materiales componentes. Estas tensiones se obtienen a partir de las deformaciones, utilizando la ecuación constitutiva con la que se haya caracterizado cada uno de los componentes del compuesto. Luego, para calcular las tensiones en el compuesto, es necesario conocer las deformaciones que sufren cada uno de sus materiales componentes.

La obtención de las deformaciones de los materiales en la dirección en paralelo es de muy fácil obtención ya que coincide con la deformación del compuesto (ecuación 10.12). Por otro lado la deformación en la dirección en serie es de cálculo algo más complejo (ecua-

ción 10.13). En caso de materiales elásticos, dado un incremento de deformación del compuesto, el incremento de deformación que corresponde a la matriz se puede obtener como:

$${}^m\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_S = \mathbb{A} : \left[{}^f\mathbb{C}_{SS} : {}^c\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_S + {}^f\nu \left({}^f\mathbb{C}_{SP} - {}^m\mathbb{C}_{SP} \right) : {}^c\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_P \right] \quad (10.14)$$

siendo $\mathbb{A} = \left[{}^m\nu {}^f\mathbb{C}_{SS} + {}^f\nu {}^m\mathbb{C}_{SS} \right]^{-1}$.

A partir del incremento de deformación del material matriz, el incremento de deformación del material fibra se puede calcular como:

$${}^f\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_S = \frac{1}{{}^f\nu} {}^c\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_S - \frac{{}^m\nu}{{}^f\nu} {}^m\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_S \quad (10.15)$$

Una vez conocidas las deformaciones en paralelo y serie de los materiales fibra y matriz, es posible recomponerlas para obtener las deformaciones totales de ambos materiales. La tensión en los materiales se obtendrá mediante la ecuación constitutiva que se haya definido para cada uno de los materiales componentes. En caso de utilizar materiales elásticos, se puede verificar con relativa facilidad que las tensiones que se obtengan de aplicar la ley constitutiva cumplirán las condiciones exigidas por las ecuaciones de compatibilidad 10.12 y 10.13. Finalmente, la tensión resultante en el compuesto se puede calcular como:

$${}^c\boldsymbol{\sigma}_P = {}^f\nu {}^f\boldsymbol{\sigma}_P + {}^m\nu {}^m\boldsymbol{\sigma}_P \quad (10.16)$$

De igual modo que es posible obtener las deformaciones en serie de fibra y matriz y, a partir de estas, se pueden calcular las tensiones en los materiales componentes y en el compuesto; también es posible obtener la expresión de la matriz de rigidez del material compuesto a partir de las matrices de rigidez de la fibra y la matriz. Si se utiliza una descomposición de la matriz de rigidez en función de las componentes en paralelo, serie y serie-paralelo, como la mostrada en la ecuación 10.10, las componentes de la matriz de rigidez del compuesto se pueden calcular como:

$$\begin{aligned} {}^c\mathbb{C}_{PP} &= \left({}^m\nu {}^m\mathbb{C}_{PP} + {}^f\nu {}^f\mathbb{C}_{PP} \right) + {}^m\nu {}^f\nu \left[\left({}^m\mathbb{C}_{PS} - {}^f\mathbb{C}_{PS} \right) : \mathbb{A} : \left({}^f\mathbb{C}_{SP} - {}^m\mathbb{C}_{SP} \right) \right] \\ {}^c\mathbb{C}_{PS} &= {}^m\nu \left({}^m\mathbb{C}_{PS} : \mathbb{A} : {}^f\mathbb{C}_{SS} \right) + {}^f\nu \left({}^f\mathbb{C}_{PS} : \mathbb{A} : {}^m\mathbb{C}_{SS} \right) \\ {}^c\mathbb{C}_{SP} &= {}^m\nu \left({}^f\mathbb{C}_{SS} : \mathbb{A} : {}^m\mathbb{C}_{SP} \right) + {}^f\nu \left({}^m\mathbb{C}_{SS} : \mathbb{A} : {}^f\mathbb{C}_{SP} \right) \\ {}^c\mathbb{C}_{SS} &= \frac{1}{2} \left({}^m\mathbb{C}_{SS} : \mathbb{A} : {}^f\mathbb{C}_{SS} + {}^f\mathbb{C}_{SS} : \mathbb{A} : {}^m\mathbb{C}_{SS} \right) \end{aligned} \quad (10.17)$$

Una vez conocida la forma de la matriz de rigidez del compuesto, a no ser que se quieran conocer las tensiones y deformaciones de los distintos materiales componentes, ya no es necesario pasar por estos para obtener el comportamiento del material compuesto. Ahora bien, si se quiere considerar una posible rotura de la fibra o de la matriz del compuesto, es necesario el cálculo de las tensiones de cada uno de los componentes. Y, en caso de que alguno de ellos pierda el comportamiento lineal, la dirección en serie de la matriz calculada según la ecuación 10.14 ya no tiene por qué ser correcta. En este caso, el modo en que se debe proceder se indica a continuación.

10.3.2.1. Cálculo no lineal del material compuesto

En caso de que los materiales componentes no estén en régimen elástico, se pierde la proporcionalidad entre tensión y deformación y, por tanto, la ecuación con la que se ha obtenido la deformación en serie de la matriz (ecuación 10.14) pierde su validez, así como también pierde validez la expresión de la matriz de rigidez del compuesto (ecuación 10.17). En este caso es necesario un proceso iterativo con el que encontrar los valores de la deformación en serie de la matriz y la fibra que permiten verificar las condiciones de compatibilidad. En este proceso iterativo se deberá verificar que la diferencia entre las tensiones en serie de fibra y matriz, para la iteración n , son menores que una cierta tolerancia:

$$[\Delta\sigma_S]^n = [{}^f\sigma_S]^n - [{}^m\sigma_S]^n \leq \textit{tolerancia} \quad (10.18)$$

El proceso iterativo parte de una predicción de las deformaciones en serie de la matriz que utiliza la expresión definida en la ecuación 10.14. En caso de que no se verifique la tolerancia, se deberá corregir la predicción inicial. Para ello se propone utilizar el sistema de Newton-Raphson, que realiza esta corrección mediante el jacobiano de las fuerzas residuales. El jacobiano en este caso se puede calcular como:

$$\mathbf{J} = [{}^m\mathbf{C}_{SS}^t]^n + \frac{{}^m\nu}{{}^f\nu} [{}^f\mathbf{C}_{SS}^t]^n \quad (10.19)$$

Siendo ${}^m\mathbf{C}_{SS}^t$ y ${}^f\mathbf{C}_{SS}^t$ las componentes en serie del tensor de rigidez tangente de la matriz y la fibra, respectivamente. Y la nueva predicción de la deformación en serie de la matriz, en el paso $n + 1$ pasa a ser:

$$[{}^m\boldsymbol{\varepsilon}_S]^{n+1} = [{}^m\boldsymbol{\varepsilon}_S]^n - \mathbf{J}^{-1} : [\Delta\sigma_S]^n \quad (10.20)$$

Las deformaciones en serie de la matriz se deberán corregir las veces que sean necesarias hasta alcanzar la convergencia impuesta (ecuación 10.18) y, de este modo, obtener un estado tenso-deformacional en el compuesto y sus componentes que verifique las condiciones de compatibilidad (ecuaciones 10.12 y 10.13). La tensión final en el compuesto se obtiene según se indica en la ecuación 10.16.

En un cálculo no lineal, es necesario utilizar la matriz tangente del material para mejorar la convergencia del problema. La matriz tangente del compuesto se calculará con la expresión previamente indicada (ecuación 10.17) utilizando en este caso los matrices de rigidez tangentes de la fibra y la matriz.

En este punto es importante volver a remarcar que tanto la fibra como la matriz se pueden simular con cualquier ley constitutiva que se desee: elasticidad, plasticidad, daño, daño-plástico, etc., ya que la única información que necesita la teoría de mezclas serie-paralelo es el valor de las tensiones resultantes en el material, para una deformación dada, así como la matriz de rigidez tangente del material.

10.3.3. Implementación en un código de elementos finitos

La implementación de la teoría de mezclas serie-paralelo en un código de elementos finitos se puede realizar siguiendo el diagrama de flujo que se muestra en la Figura 10.5.

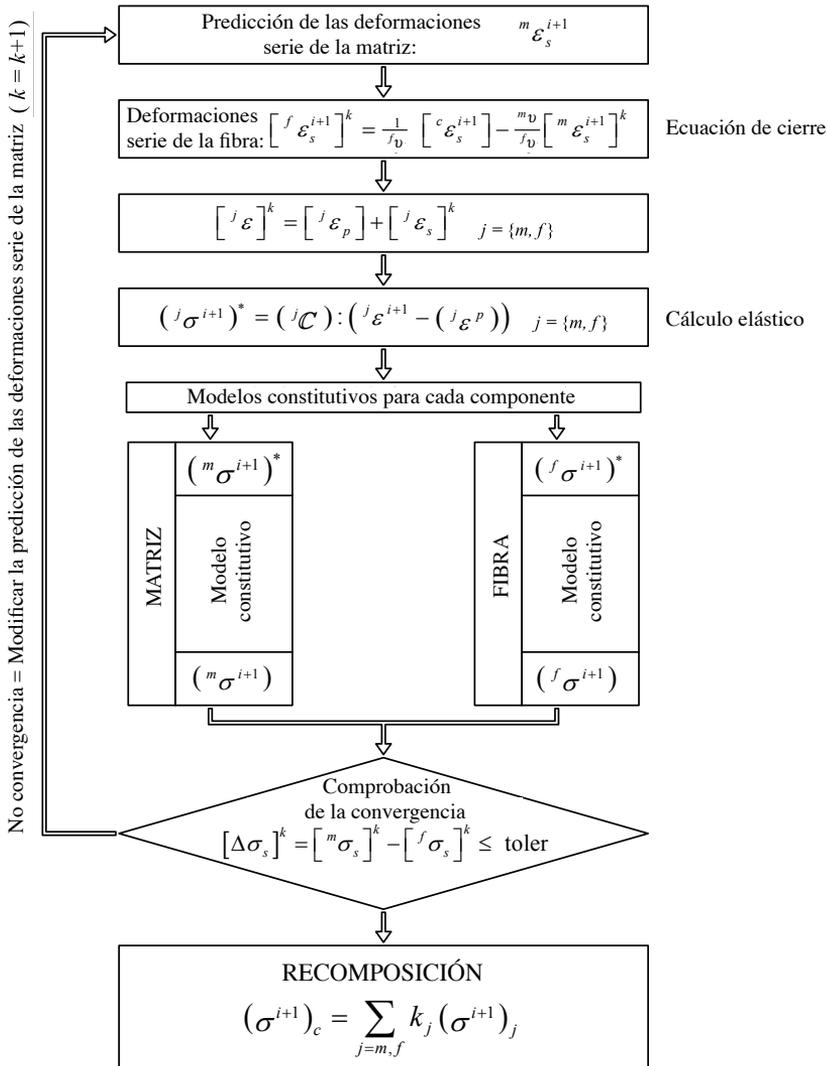


Figura 10.5: Diagrama de flujo de la teoría de mezclas serie-paralelo.

10.4. Ejemplos de aplicación

La teoría de mezclas serie-paralelo se puede utilizar para predecir el comportamiento lineal y no-lineal de elementos estructurales realizados con materiales compuestos. En la forma en que se ha presentado la teoría, los materiales compuestos que se pueden simular son aquellos formados por fibras largas embebidas en una matriz. Si bien esto puede parecer una restricción, la mayor parte de los materiales compuestos utilizados en ingeniería tienen esta configuración. Ejemplos de estos en el campo de la ingeniería civil son los laminados unidireccionales utilizados en la reparación de puentes, los perfiles pultrusionados utilizados como

vigas o el hormigón armado, en el que las fibras corresponden a las armaduras y la matriz es el hormigón.

En la presente sección se muestran dos ejemplos que pretenden ilustrar el comportamiento y potencial de la formulación presentada. El primer ejemplo se utiliza para mostrar como es el comportamiento de la formulación cuando un mismo material compuesto se carga en su dirección en paralelo y en serie. El compuesto considerado en este ejemplo consiste en una mezcla de resinas al 50%. Si bien no se conoce del uso de un compuesto semejante, el hecho de que los materiales componentes tengan propiedades mecánicas semejantes facilita la comprensión del comportamiento de la teoría y la visualización de los resultados.

El segundo ejemplo corresponde a la simulación de un proceso de delaminación. La delaminación es, probablemente, uno de los modos de rotura más comunes en los laminados compuestos. En este, las capas del compuesto se separan haciendo que el material pierda toda su resistencia a flexión y cortante. Se muestra que la teoría de mezclas es capaz de predecir este modo de rotura de forma natural.

10.4.1. Simulación de un compuesto de resinas

En el presente ejemplo se muestra la predicción que hace la teoría de mezclas serie-paralelo según si el material utilizado se carga en la dirección en serie o en paralelo. Para ello se ha considerado el compuesto mostrado en la Figura 10.6. Este está formado por un 50% de poliéster BPA y un 50% de epoxy 8552 (véase Tabla 10.1). Ambos componentes se disponen en capas de forma que es posible cargar el material asegurando una misma deformación de todas las capas (carga en paralelo) o una misma tensión en cada una de las capas (carga en serie). La Figura 10.6 muestra ambos casos de carga.

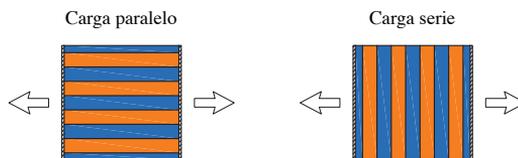


Figura 10.6: Material compuesto considerado y direcciones de carga.

Las propiedades mecánicas¹ de ambos materiales son las que se muestran en la Tabla 10.1). Una vez alcanzada la carga crítica en cada uno de los materiales, se ha considerado que ambos son capaces de mantener la carga a medida que aumenta la deformación. De este modo se facilita la visualización del comportamiento de la formulación.

Resina	Módulo elástico (GPa)	Módulo Poisson	Límite elástico (MPa)
BPA Poliester	2.8	0.38	41.4
Epoxy 8552	4.7	0.38	100

Tabla 10.1: Propiedades mecánicas de las resinas consideradas.

¹Los valores mostrados en la tabla se han obtenido de [5] y ambas resinas se han definido con propiedades isotropas.

Cuando el compuesto que se acaba de describir se carga en su dirección en paralelo, el comportamiento que se obtiene es el mostrado en la Figura 10.7. Esta muestra como la deformación del poliéster y del epoxy es idéntica en cada uno de los pasos de carga. La tensión resultante en el compuesto es una media de las dos, dado que la participación volumétrica de cada componente es del 50 %. Esta figura muestra además que la rigidez del compuesto sufre dos cambios de pendiente, el primero se da cuando daña el poliéster (para una deformación del 1,5 %) y el segundo cuando daña el epoxy (para una deformación del 2,2 %). Luego, la formulación es capaz de ir adaptando el módulo del material compuesto a medida que va cambiando el comportamiento de sus materiales componentes.

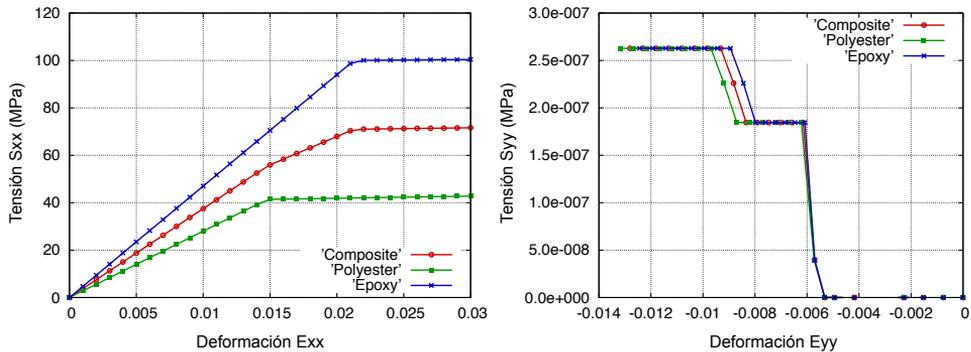


Figura 10.7: Comportamiento del compuesto bajo cargas en paralelo (izquierda) en la dirección de la carga y (derecha) en la dirección perpendicular a ella.

En esta misma figura se muestra también el comportamiento del compuesto en la dirección perpendicular a la carga. Dado que el movimiento del material en esta dirección se ha dejado libre, las tensiones en la misma son nulas y los valores que se ven corresponden únicamente a errores numéricos de cálculo. No obstante, es importante remarcar que la formulación fuerza que incluso estos errores presenten un comportamiento de iso-tensión, haciendo que las tensiones del compuesto y sus componentes sean idénticas (tal como se ha definido el comportamiento del material en esta dirección). El módulo de Poisson resultante del compuesto se puede obtener a partir de ambos gráficos dividiendo la deformación longitudinal por la transversal. El valor que se obtiene es de 0,42, algo mayor que el de cada uno de los componentes de forma individual.

En la Figura 10.8 se muestra el comportamiento de este mismo material cuando se carga en su dirección en serie. En este caso se observa que el comportamiento no lineal del compuesto queda definido por el material con menor límite elástico. En el caso que nos ocupa, el primero que daña es el poliéster. Una vez este daña, no deja que la resina epoxy pueda incrementar su nivel de carga, puesto que ambos materiales están ligados con una condición de iso-tensión. De modo que el epoxy cambia su curva de carga inducido por el comportamiento del poliéster (aún no habiendo llegado a su límite elástico, el cual es muy probable que no alcance nunca). De nuevo, las tensiones en el compuesto son una combinación de las tensiones que presentan cada uno de los componentes. Igual que en el caso anterior, en la dirección perpendicular a la carga las tensiones en el compuesto son nulas. No obstante, en este caso esto no implica que las tensiones en los componentes sean también nulas. Cada uno

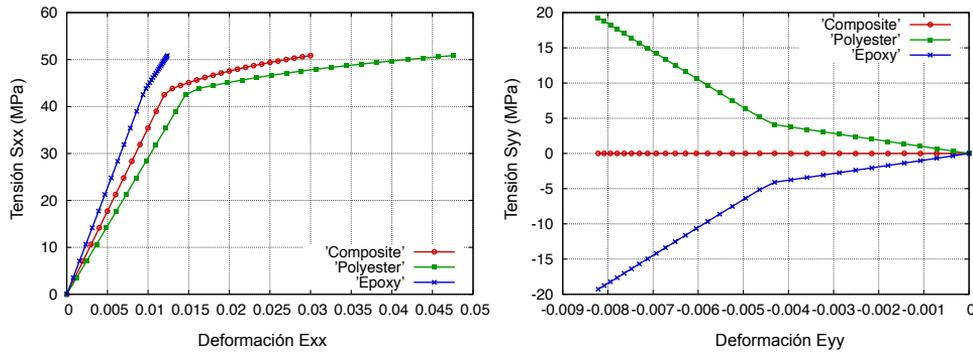


Figura 10.8: Comportamiento del compuesto bajo cargas en serie (izquierda) en la dirección de la carga y (derecha) en la dirección perpendicular a ella.

de ellos querría tener una deformación transversal proporcional a su módulo de Poisson y a la deformación longitudinal que sufre, ahora bien, puesto que en esta dirección hay impuesta una condición de iso-deformación, la deformación de ambos componentes ha de ser idéntica lo que fuerza a que uno de ellos se comprima y el otro se traccione. Es interesante ver también como estas tensiones aumentan significativamente cuando el poliéster entra en rango no lineal y, por tanto, cuando la diferencia entre la deformación (en el sentido de aplicación de la carga) en ambos componentes crece. En este caso, el cálculo del módulo de Poisson del compuesto a partir de las deformaciones obtenidas arroja un valor de 0,27.

Mediante este ejemplo se ha pretendido mostrar, a grandes rasgos, el funcionamiento de la teoría de mezclas serie-paralelo; y como esta es capaz de determinar el comportamiento no lineal del material compuesto de forma natural, a partir del comportamiento constitutivo de los materiales componentes. Se ha mostrado también que para utilizar la formulación es necesario conocer el comportamiento mecánico de los materiales componentes, su participación volumétrica en el compuesto y el modo en que estos se relacionan en las distintas direcciones del tensor de deformaciones y/o tensiones (serie o paralelo), pero que no es necesario ningún parámetro mecánico del material compuesto resultante ya que esto lo proporciona la teoría por si sola.

La mayor parte de fallos de los materiales compuestos se dan por la rotura de alguno de sus componentes: grietas y/o fracturas de la matriz, rotura a tracción de las fibras, pandeo de las fibras, etc. Si la ley constitutiva utilizada para predecir los materiales componentes es capaz de predecir estos modos de fallo (por ejemplo, simulando el pandeo de las fibras como una resistencia máxima a compresión de las mismas), la formulación es capaz de predecir el fallo del compuesto y el comportamiento post-crítico del mismo. De hecho, en el siguiente ejemplo se mostrará como la teoría de mezclas serie-paralelo es capaz de predecir el fallo por delaminación en el compuesto.

10.4.2. Delaminación de materiales compuestos

Una de las formas de rotura más habituales en los compuestos laminados es la delaminación. Esta consiste en la rotura del laminado a lo largo del plano que separa las distintas

capas del mismo. Esta rotura conduce a una reducción de la rigidez y capacidad resistente el compuesto que puede desembocar en el fallo del mismo.

Muchas de las formulaciones desarrolladas para caracterizar este modo de rotura se basan en definir materiales y/o elementos con características especiales con las que simular el fenómeno. Algunos ejemplos son el uso de elementos interfase [2], la definición de zonas cohesivas [6, 7] o mediante nodos coincidentes tal como hace la *VCCT (Virtual Crack Closure Technique)* [12]. El problema de estos enfoques es que obligan a conocer la zona que delaminará o, en su defecto, hacen necesario añadir estos elementos en todo el modelo, con lo que el coste computacional hace inabordable el problema.

La teoría de mezclas serie-paralelo es capaz de simular el problema de delaminación de forma natural, sin necesidad de definir elementos específicos ni de predefinir el camino que seguirá la fractura. La rotura por delaminación consiste en la pérdida de capacidad de transmisión de tensiones tangenciales entre las capas del compuesto, producida por una fractura entre las mismas. La teoría de mezclas caracteriza este fallo como una rotura del material matriz. La condición de iso-tensión de la teoría de mezclas serie-paralelo fuerza a que el resto de materiales tampoco puedan desarrollar tensiones en la direcciones en serie (entre ellas, la dirección correspondiente a las tensiones tangenciales), lo que se traduce en una pérdida de la rigidez transversal en el compuesto. En el ejemplo que se muestra en este apartado se probará que esta situación equivale a tener el material completamente delaminado. El ejemplo consiste en la simulación del *End Notch Flexure Test (ENF)*, ensayo definido por la *European Structural Integrity Society (ESIS)* que se utiliza para obtener la tenacidad frente a delaminación por cortante de compuestos reforzados con fibras unidireccionales.

10.4.2.1. Descripción del ensayo y del modelo de cálculo

El *ENF* test consiste en flexionar una viga con una fractura inicial en uno de sus extremos. Este ensayo se aplica a un compuesto de fibras de carbono embebidas en una matriz epoxídica. Las fibras en el compuesto están orientadas en la dirección longitudinal de la matriz. La fractura inicial se obtiene mediante un inserto, no adherido a las láminas colindantes, en el plano medio de la viga. El espesor del inserto debe ser menor de 50 μm . La viga tiene una luz de 100 mm y se solicita con una carga concentrada en su centro de luz, que se aplica mediante una prensa con control de desplazamiento. El ensayo consiste en aplicar un desplazamiento vertical a la viga hasta que la fractura inicial se empieza a propagar. El desplazamiento impuesto se aplica hasta que la progresión de la fractura se detiene y la viga recupera su comportamiento elástico, momento en que la viga se descarga. La Figura 10.9 muestra una representación esquemática del ensayo:

Los resultados experimentales de este ensayo han sido proporcionados por el CIMEP (*Centre per a la Innovació en Materials, Estructures i Processos*) de la Universitat de Girona². El ensayo se realizó sobre un laminado fabricado con el prepeg (HexPly 8552), consistente en fibras de carbono unidireccionales embebidas en una matriz polimérica. Las propiedades mecánicas de la fibra y la matriz se muestran en la Tabla 10.2.

²Los ensayos se realizaron en el marco del proyecto de investigación CRINCOMP [10]

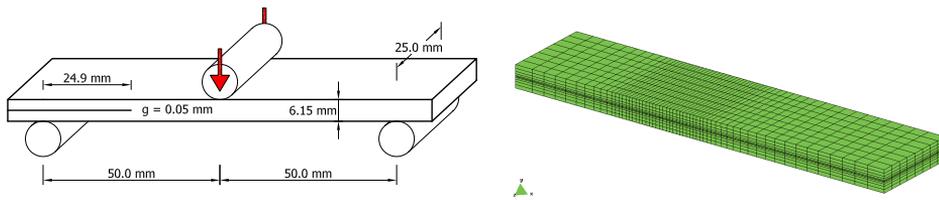


Figura 10.9: Geometría y cargas aplicadas en el ensayo experimental del ENF (izquierda) y malla utilizada para el análisis numérico (derecha).

Propiedades Matriz		Propiedades de la fibra	
Tensión de rotura	120,66 MPa	Tensión de rotura	4278 MPa
Módulo Elástico	4,67 GPa	Módulo Elástico	228 GPa
Módulo de Poisson	0,30	Módulo de Poisson	0,0
Energía de Fractura (Modo I)	0,68 kJ/m ²	Participación Volumétrica	57,4 %
Participación Volumétrica	42,6 %		

Tabla 10.2: Propiedades mecánicas de la fibra y la resina de las láminas HexPly 8552.

El modelo numérico desarrollado para reproducir el ensayo experimental consta de 5016 elementos hexaédricos lineales. La geometría y la malla del mismo se muestran también en la Figura 10.9. Para realizar la simulación se han definido dos materiales distintos. Uno corresponde al material compuesto, que se ha definido mediante la teoría de mezclas serie-paralelo utilizando las propiedades definidas en la Tabla 10.2 para caracterizar la fibra y la matriz. El otro material corresponde a material inserto, que se caracteriza como un material con un módulo de cortante cercano a cero, lo que permite el deslizamiento entre las capas que separa. El material matriz se ha simulado con un modelo de daño como el descrito en [14], mientras que el material fibra y el material inserto se simulan con un modelo elástico.

10.4.2.2. Comparación de los resultados numéricos y experimentales

La comparación de los resultados numéricos y experimentales se realiza mediante la gráfica fuerza-desplazamiento obtenida para ambos casos. El desplazamiento representado corresponde al desplazamiento vertical del punto donde se aplica la carga. La fuerza corresponde a la carga aplicada. Este gráfico se muestra en la Figura 10.10.

Esta figura muestra un comportamiento idéntico en el ensayo numérico y en la simulación experimental. En ambos casos la viga tiene una rigidez constante hasta que empieza la fractura por delaminación, que se presenta como una caída brusca de la fuerza aplicada. Una vez la delaminación se estabiliza (se frena la caída), la viga se puede seguir deformando con una rigidez reducida. La similitud de ambas curvas permite concluir que la simulación numérica es capaz de reproducir con buena exactitud los resultados experimentales. En concreto:

1. La rigidez inicial de la viga numérica y experimental son prácticamente idénticas.
2. La carga máxima que se puede aplicar en ambos casos es prácticamente la misma: 2215 N en el caso experimental y 2214,6 N en el numérico.

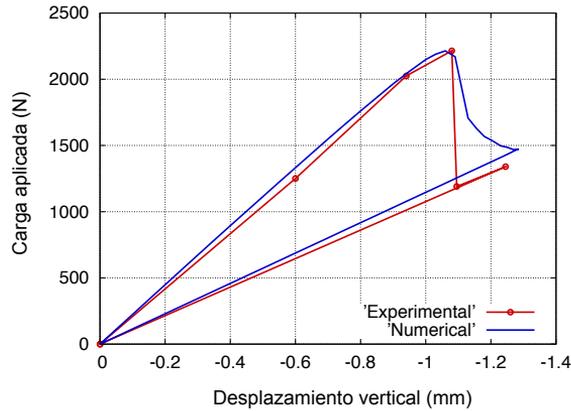


Figura 10.10: Gráfico fuerza-desplazamiento numérico y experimental del ensayo ENF.

3. La rigidez de la viga una vez ha delaminado es también muy parecida en el caso experimental y numérico: 1076 N/mm y 1146 N/mm, respectivamente.

El otro resultado a comparar es la longitud de la zona delaminada al final del ensayo. La longitud de la fractura en el ensayo experimental es de 50,3 mm, exactamente la mitad de la viga. En la simulación numérica, la fractura se habrá extendido a lo largo de todos aquellos puntos en los que el parámetro de daño de la matriz es igual a cero. Tener la matriz completamente dañada implica que esta no es capaz de aportar ninguna rigidez al compuesto y, dado que este se simula con la teoría de mezclas serie-paralelo, implica también que la rigidez del compuesto en la dirección en serie es también nula. No así en la dirección en paralelo, en la que la fibra es capaz de contribuir tanto a la rigidez como a la resistencia. Luego, en todos los puntos con la matriz dañada, el compuesto no puede desarrollar esfuerzos tangenciales lo que equivale a una condición de material delaminado. La Figura 10.11 muestra los puntos con daño en la matriz igual a la unidad. Estos llegan hasta la mitad de la viga, exactamente igual que los resultados experimentales.

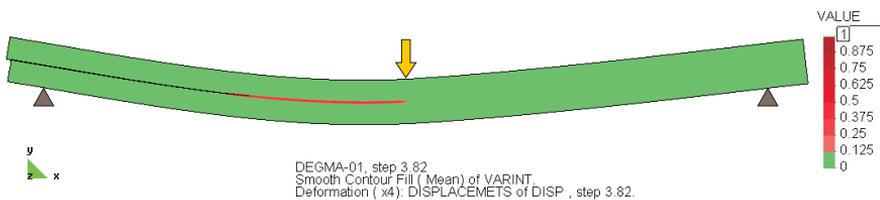


Figura 10.11: Daño en el material matriz en el instante en que se alcanza la máxima deflexión en la viga.

Una mejor comprensión del comportamiento del modelo numérico se puede obtener observando el desplazamiento relativo de los nodos sobre y bajo el inserto en el apoyo (nodos A y B de la Figura 10.12 izquierda). El desplazamiento relativo de estos dos nodos se muestra en la Figura 10.12 (derecha). En esta figura se puede ver que el desplazamiento de ambos nodos es lineal para los primeros pasos de carga, antes de que empiece la fractura por delaminación.

Esto prueba que el material inserto definido permite el desplazamiento entre ambos nodos y, por tanto, que un material con la rigidez transversal igual a cero equivale a un material delaminado. Una vez la deflexión de la viga se acerca a 1,0 mm, la separación entre ambos nodos crece hasta casi doblar su longitud. Este comportamiento empieza cuando la fractura empieza a propagarse y termina cuando esta alcanza el centro de luz. Durante el proceso de descarga, la distancia entre ambos puntos vuelve a presentar un comportamiento lineal puesto que el material delaminado ya no ofrece ninguna resistencia.

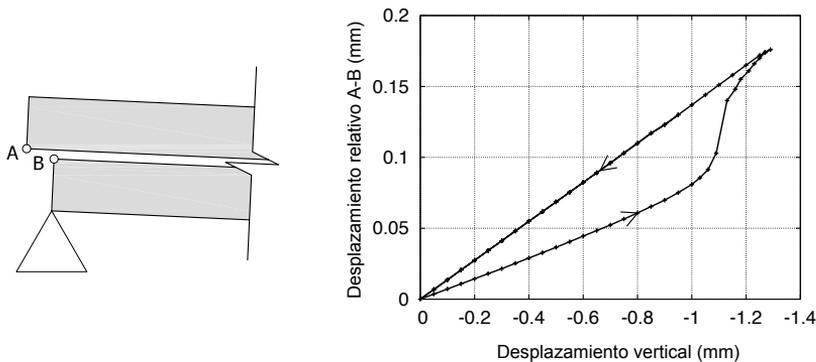


Figura 10.12: Desplazamiento relativo entre la superficie superior e inferior de la viga a lo largo del ensayo.

La simulación de este ensayo ha servido para mostrar que la teoría de mezclas serie-paralelo es capaz de reproducir con exactitud resultados experimentales, tanto en su comportamiento lineal como en un comportamiento no lineal. De hecho, el comportamiento no lineal simulado corresponde a una rotura por delaminación del compuesto, uno de los principales modos de rotura de estos materiales. A diferencia de otras formulaciones, que requieren de elementos específicos para localizar y propagar la delaminación, la teoría de mezclas serie-paralelo es capaz de simular esta rotura de forma natural. La capacidad que presenta la teoría para acoplar el comportamiento de los materiales de forma distinta según si están en serie o en paralelo, es la responsable de la correcta simulación de este fenómeno.

10.5. Conclusiones

En este capítulo se ha descrito la teoría de mezclas serie-paralelo y su posible implementación en un proceso de cálculo estructural. Se han mostrado también dos ejemplos que muestran el comportamiento de esta formulación. El primer ejemplo ha servido para mostrar la respuesta que se obtiene en el material compuesto según si este se carga en la dirección en serie o en paralelo. El segundo ejemplo ha servido para demostrar el potencial de la formulación, puesto que esta es capaz de reproducir de manera precisa modos de rotura complejos como son los procesos de delaminación.

Una vez se tiene la formulación implementada, esta se puede utilizar para reproducir distintos fenómenos y modos de rotura que se dan en los materiales compuestos. Por ejemplo, es

posible (tal y como se demuestra en el siguiente capítulo de este libro), simular el comportamiento de una viga de hormigón armado sin necesidad de discretizar los distintos elementos de forma individual (hormigón, refuerzos longitudinales, cercos, etc.) y pudiéndose reproducir fenómenos como son el confinamiento que producen los cercos, la rotura del hormigón por tracción, el aplastamiento del hormigón, la plastificación de los refuerzos longitudinales, etc. Además del capítulo en el presente libro, se pueden encontrar ejemplos de estas aplicaciones en las referencias [15–17, 22].

Queda demostrado que la teoría de mezclas serie-paralelo es una potente herramienta para la simulación no-lineal de los materiales compuestos. Además, el coste computacional de la misma es relativamente bajo, lo que permite hacer simulaciones de fenómenos complejos que serían inabordables mediante otras teorías no lineales como puede ser la homogenización. Un ejemplo de estas simulaciones es el ensayo de rotura por impacto publicado en [23].

10.6. Líneas futuras

Eligiendo unos modelos constitutivos adecuados para simular el comportamiento de la fibra y la matriz, es posible utilizar la teoría de mezclas serie-paralelo para la caracterización de otros modos de fallo comunes en los laminados compuestos como pueden ser la rotura por tracción de las fibras o la rotura transversal de la matriz [3]. La formulación permite, además, la simulación del compuesto incluyendo cualquier modo de rotura de sus materiales componentes. Por ejemplo, si alguno de los materiales componentes se simula con una formulación capaz de tener en cuenta el fenómeno de fatiga, esta quedará incorporada en el proceso de análisis. En este sentido, se podría utilizar la formulación desarrollada por Salomón y Oller [19] para tener en cuenta la fatiga de las armaduras en estructuras de hormigón armado sometidas a cargas cíclicas.

La formulación presentada no solo se puede utilizar para predecir el fallo de materiales compuestos producido por la rotura de alguno de sus materiales componentes, sino que también se puede modificar para que tenga en cuenta fenómenos más complejos. Un ejemplo de esto es la modificación que se ha hecho de la formulación para poder simular las matrices reforzadas con nanotubos de carbono. La modificación ha consistido en añadir un nuevo material interfaz entre la matriz y la fibra para tener un mayor control sobre la transferencia de cargas entre ambos componentes [21].

Otro ejemplo que muestra la versatilidad de la formulación y la capacidad de utilizarla para la simulación de fenómenos complejos en materiales compuestos es la modificación que se ha hecho de la misma para predecir el fallo por compresión de compuestos de fibras largas por el pandeo de las fibras [13]. En este caso la formulación se ha modificado para que el comportamiento no lineal de la fibra y de la matriz, no solo afecte al compuesto, sino que afecte también al material componente. De este modo, a medida que daña la matriz, se reduce la capacidad resistente de la fibra a pandeo y, a su vez, a medida que se deforma la fibra se incrementa el daño en la matriz. El procedimiento seguido para realizar esta implementación es extrapolable a otros fenómenos como pueden ser la caracterización del comportamiento de compuestos textiles o *non-crimp fabrics*.

Agradecimientos Este trabajo ha sido apoyado parcialmente por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España a través de los proyectos "RECOMP", Ref. BIA2005-06952, "DECOMAR", Ref. MAT2003-08700-C03-02 y "DELCOM", Ref. MAT2008-02232/MAT; por el Ministerio de Fomento de España a través del proyecto "Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón Armado con Materiales Compuestos"; por "AIRBUS" (España), por el Contrato Nro. PBSO-13-06 "FEMCOM", por "ACCIONA Infraestructuras" (España) a través de los proyectos "CETIC", "Sphera" y "Prometeo". Parte de los desarrollos se realizaron gracias al apoyo del Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE). Así mismo, la redacción del capítulo ha sido posible gracias al apoyo del European Research Council a través del Advanced Grant: ERC-2012-AdG 320815 COMP-DES-MAT "*Advanced tools for computational design of engineering materials*". Los autores agradecen sinceramente todo el apoyo recibido.

Bibliografía seleccionada

Existen varias referencias que describen el comportamiento de los materiales compuestos y su posible simulación elástica lineal hasta rotura. De entre ellas, se pueden destacar las siguientes:

- BARBERO E.J., *Introduction to composite materials design*. 2nd Edition. Philadelphia, USA: Taylor Francis, 2011.
- BARBERO E.J., *Finite element analysis of composite materials*. Philadelphia, USA: Taylor Francis, 2008.
- JONES R.M., *Mechanics of composite materials*. 2nd edition. Philadelphia, USA. Taylor Francis, 1999.
- REDDY J. N., *Mechanics of Laminated Composite Plates and Shells: Theory and Analysis*, 2nd ed., CRC Press, 2004.

Ahora bien, para obtener una mejor comprensión del comportamiento no-lineal de los materiales compuestos y su posible simulación numérica, es necesario recurrir a los artículos publicados en revistas científicas. De estos, los más significativos son:

- CAR, C., ZALAMEA, F., OLLER, S., MIQUEL J. AND OÑATE, O. Numerical simulation of fiber reinforced composite materials - two procedures. *International journal of solids and structures*, 39(7): 1967-1986, 2002.
- RASTELLINI, F., OLLER, S., SALOMÓN, O. AND OÑATE, E. Composite materials non-linear modelling for long fibre-reinforced laminates: Continuum basis, computational aspects and validations. *Computers Structures*, 86(9): 879-896, 2008.
- MARTINEZ, X., OLLER, S., RASTELLINI F. AND BARBAT, A.H. A numerical procedure simulating RC structures reinforced with FRP using the serial/parallel mixing theory. *Computers Structures*, 86(15): 1604-1618, 2008.
- MARTINEZ, X.; OLLER, S. Numerical simulation of matrix reinforced composite ma-

terials subjected to compression loads. *Archives of computational methods in engineering*. 16(4): 357-397. 2009.

- MARTINEZ, X., RASTELLINI, F., OLLER, S., FLORES, F. AND OÑATE, E. Computationally optimized formulation for the simulation of composite materials and delamination failures. *Composites Part B: Engineering*. 42(2): 134-144, 2011.
- PÉREZ, M.A., MARTÍNEZ, X., OLLER, S., GIL, L., RASTELLINI, F. AND FLORES, F. Impact damage prediction in carbon fiber-reinforced laminated composite using the matrix-reinforced mixing theory. *Composite Structures*. 104:239-248, 2013.

Algunas de las formulaciones recogidas en estos capítulos se pueden encontrar detalladas en el libro:

- OLLER, S. *Análisis y cálculo de estructuras de materiales compuestos*. Editor: S. Oller. CIMNE, 2002. ISBN: 84-95999-06-4.

Referencias

- [1] BADILLO, H. *Numerical modelling based on the multiscale homogenization theory. Application in composite materials and structures*. PhD thesis, Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria (RMEE) - UPC, 2012. Director: Sergio Oller.
- [2] BALZANI, C., AND WAGNER, W. An interface element for the simulation of delamination in unidirectional fiber-reinforced composite laminates. *Engineering Fracture Mechanics* 75, 9 (2008), 2597 – 2615.
- [3] BARBERO, E., SGAMBITTERA, G., ADUMITROAIE, A., AND MARTÍNEZ, X. A discrete constitutive model for transverse and shear damage of symmetric laminates with arbitrary stacking sequence. *Composite Structures* 93, 2 (2011), 1021–1030.
- [4] BARBERO, E. J. *Finite Element Analysis of Composite Materials*. CRC Press, Taylor & Francis, Philadelphia, USA, 2008.
- [5] BARBERO, E. J. *Introduction to composite materials design, Second Edition*. CRC Press, Taylor & Francis, Florida, USA, 2011.
- [6] BORG, R., NILSSON, L., AND SIMONSSON, K. Modeling of delamination using a discretized cohesive zone and damage formulation. *Composites and Science Technology* 62, 10-11 (2002), 1299–1314.
- [7] CAMANHO, P. P., AND DÁVILA, C. G. Mixed-mode decohesion finite elements for the simulation of delamination in composite materials. Tech. Rep. TM-2002-211737, NASA, 2002.
- [8] CAR, E. *Modelo constitutivo continuo para el estudio del comportamiento mecánico de los materiales compuestos*. PhD thesis, Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria (RMEE) - UPC, 2000. Directors: Sergio Oller and Eugenio Oñate.
- [9] CAR, E., OLLER, S., AND OÑATE, E. An anisotropic elasto plastic constitutive model for large strain analysis of fiber reinforced composite materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 185, 2-4 (2000), 245–277.
- [10] CORBELLA, B., VICENS, J., AND COSTA, J. Informe de los resultados de los ensayos de propagación de grieta en modo II del "Round Robin Test" del proyecto GRINCOMP (MAT2003-09768-C03). Tech. Rep. 2004-CYT-01-IT01, CIMEP, 2004.
- [11] JONES, R. M. *Mechanics of composite materials, Second Edition*. Taylor & Francis, Philadelphia, USA, 1999.

- [12] KRUEGER, R. Virtual crack closure technique: history, approach and applications. *Applied Mechanics Reviews* 57, 2 (2004), 109–143.
- [13] MARTÍNEZ, X., AND OLLER, S. Numerical simulation of matrix reinforced composite materials subjected to compression loads. *Archives of Computational Methods in Engineering* 16, 4 (2009), 357–397.
- [14] MARTÍNEZ, X., OLLER, S., AND BARBERO, E. *Mechanical response of composites. Chapter: Study of delamination in composites by using the Serial/Parallel mixing theory and a damage formulation*. Springer. ECCOMAS series Edition, 2008.
- [15] MARTÍNEZ, X., OLLER, S., RASTELLINI, F., AND BARBAT, A. A numerical procedure simulating RC structures reinforced with FRP using the serial/parallel mixing theory. *Computers and Structures* 86, 15-16 (2008), 1604–1618.
- [16] MOLINA, M., OLLER, S., BARBAT, A., AND MARTÍNEZ, X. Estudio de estructuras de hormigón reforzadas con FRP mediante la teoría de mezclas serie/paralelo. *Revista Internacional de Ingeniería y Estructuras* 13-14, 1 (2009), 29–54.
- [17] MOLINA, M., OLLER, S., BARBAT, A., AND MARTÍNEZ, X. Análisis numérico de estructuras de hormigón reforzadas con FRP por medio de la teoría de mezclas serie/paralelo. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Cálculo y Diseño en Ingeniería* 26, 2 (2010), 135–155.
- [18] OLLER, S., MIQUEL, J., AND ZALAMEA, F. Composite material behaviour using a homogenization double scale method. *Journal of Engineering Mechanics* 131, 1 (2005), 65–79.
- [19] OLLER, S., SALOMÓN, O., AND OÑATE, E. A continuum mechanics model for mechanical fatigue analysis. *Computational Materials Science* 32, 2 (2005), 175–195.
- [20] OÑATE, E. *Cálculo de estructuras por el método de elementos finitos. Análisis estático lineal*, 2nd ed. CIMNE (Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería), Barcelona, Spain, 1995.
- [21] OTERO, F., MARTÍNEZ, X., OLLER, S., AND SALOMÓN, O. Study and prediction of the mechanical performance of a nanotube reinforced composite. *Composite Structures* 94, 9 (2012), 2920–2930.
- [22] PAREDES, J. A., BARBAT, A., AND OLLER, S. A compression-tension concrete damage model, applied to a wind turbine reinforced concrete tower. *Engineering Structures* 33, 12 (2011), 3559–3569.
- [23] PÉREZ, M. A., MARTÍNEZ, X., OLLER, S., GIL, L., RASTELLINI, F., AND FLORES, F. Impact damage prediction in carbon fiber-reinforced laminated composite using the matrix-reinforced mixing theory. *Composite Structures* 104 (2013), 239–248.
- [24] RASTELLINI, F. *Modelización numérica de la no-linealidad constitutiva de laminados compuestos*. PhD thesis, Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria (RMEE) - UPC, 2006. Directors: Sergio Oller and Eugenio Oñate.
- [25] RASTELLINI, F., OLLER, S., SALOMON, O., AND OÑATE, E. Composite materials non-linear modelling for long fibre reinforced laminates: Continuum basis, computational aspects and validations. *Computers and Structures* 86, 9 (2008), 879–896.
- [26] SÁNCHEZ-PALENCIA, E. *Homogenization techniques for composite media*. Springer-Verlag, Berlin, Germany, 1987, ch. Boundary layers and edge effects in composites, pp. 121–192.
- [27] SUN, C. T., QUINN, B. J., TAO, J., AND OPLINGER, D. W. Comparative evaluation of failure analysis methods for composite laminates. Tech. Rep. DOT/FAA/AR-95/109, U.S. Department of transportation. Federal aviation administration, 1996.
- [28] TRUSDELL, C., AND TOUPIN, R. *The Classical Field Theories*, Handbuch der Physik III/I ed. Springer Verlag, Berlin, Germany, 1960.
- [29] ZALAMEA, F. *Tratamiento numérico de materiales compuestos mediante la teoría de homogenización*. PhD thesis, Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria (RMEE) - UPC, 2001. Directors: Juan Miquel Canet and Sergio Oller.

11

Análisis numérico de la reparación y refuerzo de estructuras con *FRP*

Sergio Oller, Maritzabel Molina, Juan Carlos Vielma, Xavier Martínez, Alex H. Barbat y Liz Nallim

Resumen En este capítulo se presenta un procedimiento para evaluar la magnitud del daño local y el daño global en estructuras sometidas a acciones estáticas y dinámicas, con especial énfasis en el problema sísmico. Además de la formulación para la evaluación del daño, se introduce el concepto de refuerzo y reparación estructural mediante laminados compuestos de matriz epóxica con refuerzo de fibras de carbono. Para esta finalidad, se menciona la utilización de la teoría de mezclas para componer un material compuesto a partir de sus componentes básicas. También se evalúa el daño en estas estructuras reforzadas y/o reparadas y se comenta la influencia de estas mejoras en la valoración del daño global de la estructura.

11.1. Introducción al comportamiento no lineal de las estructuras y valoración del estado de daño

En este capítulo se presenta una descripción metodológica que permite evaluar el daño global en estructuras de hormigón armado sometidas a acciones estáticas/dinámicas. Primeramente se define el estado de daño local de un punto de la estructura, al estado mecánico que resulta luego que este inicie un proceso no lineal disipativo provocado por diversos mecanis-

Sergio Oller, Xavier Martínez y Alex H. Barbat

Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE)

Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, C/ Gran Capitán s/n, Ed. C1, 08034 Barcelona, España

e-mail: sergio.oller@upc.edu

Maritzabel Molina

Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia

Juan Carlos Vielma

Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado (UCLA), Barquisimeto, Venezuela

Liz Nallim

Universidad Nacional de Salta (UNSa), Av. Bolivia 5150, 4400 Salta, Argentina

DOI: [10.3926/oms.209](https://doi.org/10.3926/oms.209) • Omnia Publisher, 2014

mos internos (pérdida de resistencia por efecto de la degradación de rigidez, por incremento de deformaciones irreversibles, por fatiga cíclica, etc.). A partir del concepto de daño local en un punto del sólido, se deduce por extensión el índice de daño global estructural [6].

En esta descripción metodológica que aquí se presenta, se utiliza la técnica de elementos finitos para aproximar el campo de desplazamientos y a partir de él obtener el estado de deformación con los que se calculará el correspondiente estado de tensión en cada punto de la estructura. La formulación es general y se puede utilizar en estructuras tridimensionales, bidimensionales y elementos estructurales de láminas y barras. En los elementos estructurales se utiliza una formulación apropiada para placas de Reissner-Mindlin [37] y barras Timoshenko [37] subdivididos en capas entrecruzadas (fibras en las vigas). Esto permite obtener los estados tensionales elástico predictivo en cada punto de la estructura y a partir de ellos utilizar un modelo constitutivo formulado en tensión-deformación para obtener el correcto estado tensional del punto. Esta forma de trabajar permite incluir cualquier fenómeno mecánico que acerque más la simulación numérica a la realidad del problema (plasticidad, degradación de rigidez, problemas viscosos, etc.).

En otros trabajos ya publicados por los autores [1, 2, 7, 27], se ha desarrollado una metodología de simulación del daño ocurrido en estructuras de hormigón armado durante terremotos. Dicha metodología se apoyaba en un modelo constitutivo de degradación isótropo [22], que derivaba de la teoría de Kachanov [8]. En aquellos trabajos, se entiende por daño el grado de degradación estructural -pérdida de rigidez- y se caracteriza por un índice escalar normalizado que varía entre $0 \leq d \leq 1$, según el material esté en estado virgen o totalmente degradado sin resistencia residual, respectivamente.

En este trabajo, se extiende dicho concepto con la finalidad de que este índice pueda incluir otros fenómenos disipativos como la plasticidad y la degradación a la vez, permitiendo un mejor acercamiento al concepto de deterioro en un punto de la estructura. Este índice más general, basado en la normalización de fuerza residual no equilibrada, preserva la definición del índice de daño local con la misma objetividad que se ha propuesto en trabajos previos [1, 2, 7, 27], es decir, como un escalar acotado entre cero y uno que permite definir el estado del punto desde no dañado a totalmente dañado, respectivamente.

11.2. Introducción a la simulación numérica de estructuras de hormigón armado. Enfoque conceptual

Las estructuras de hormigón simple y también las reforzadas con acero (hormigón armado) y con FRP (*Fiber Reinforced Polymer*), están conformadas por un material compuesto de más de un material simple (matriz: cemento más agregado pétreo, refuerzo: acero y/o FRP). Estas estructuras tienen un comportamiento inicial elástico hasta que algún material componente del compuesto supere el correspondiente umbral de resistencia, instante en que se inicia el comportamiento no lineal de dicho componente, induciendo también al compuesto a un comportamiento no lineal. De esta manera, si algún punto de la matriz de hormigón supera el umbral de resistencia definido en mecánica por alguna función de discontinuidad (por ejemplo Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, etc.), entra en un estado de micro fractura y posterior

coalescencia que luego conduce a macro fracturas. Simultáneamente el acero, por condiciones de compatibilidad limitada (estado de comportamiento conjunto entre los dos materiales), continúa con un proceso de comportamiento elástico con posterior deslizamiento incompatible respecto de la matriz de hormigón. De mantenerse la sollicitación monótona creciente, el acero podría superar su umbral de discontinuidad (von Mises) y alcanzar un comportamiento plástico. Esta diversidad de comportamiento entre los materiales componentes (matriz de hormigón y refuerzo de acero y/o *FRP*), que coexisten inicialmente en un estado elástico con movimientos compatibles, pierden luego dicha compatibilidad y se produce un deslizamiento relativo entre los materiales componentes adyacentes. Esta diversidad de comportamiento no lineal en cada material y en su interfaz resulta muy difícil de representar mediante una única ley constitutiva. En tal sentido, en este capítulo se muestra un procedimiento general basado en la mecánica de medios continuos y en técnicas numéricas, que permiten abordar el complejo comportamiento de los materiales compuestos en general y en particular el hormigón armado.

Las bases conceptuales de este trabajo se asientan en la modelización constitutiva de cada simple material componente, que luego participará en el tratamiento de composición del material compuesto mediante la teoría de mezclas de sustancias básicas [26]. No obstante, estas dos formulaciones mecánicas permiten abordar gran parte de este complejo problema, siendo también necesario completar la formulación incluyendo la anisotropía de los materiales componentes. Este es el caso del acero, cuyo comportamiento es isotrópico, pero su utilización en forma de barras de refuerzo hace que su comportamiento fenomenológico resultante sea ortótropo uniaxial en la dirección que está orientada la barra.

Con base en lo antes mencionado, es importante notar que gran parte del acierto en la respuesta del material compuesto, comienza por una buena representación del comportamiento básico de cada material componente a través de adecuados modelos constitutivos. Son estos modelos no lineales, junto con el correspondiente a la interfaz entre los materiales componentes, los que inducen los cambios de comportamiento en el compuesto, pasando de la linealidad a la no linealidad.

La no linealidad se manifiesta a través de una falta de equilibrio en la estructura global ($\Delta \mathbf{f}$, fuerza residual no equilibrada), como consecuencia de que algunos materiales componentes que integran la estructura, no pueden soportar los estados tensionales a los que se encuentran sometidos. Esto se puede formalizar en la siguiente ecuación de equilibrio dinámico en un cierto instante del proceso mecánico:

$$\Delta \mathbf{f} = \mathbf{f}^{mas} (\ddot{\mathbf{U}}, t) + \mathbf{f}^{int} (\dot{\mathbf{U}}, \mathbf{U}, t) - \mathbf{f}^{ext} (t) = 0 \quad (11.1)$$

donde $\mathbf{f}^{mas} (\ddot{\mathbf{U}}, t) = \mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}(t)$ es la fuerza másica o inercial que depende de la masa y la aceleración $\ddot{\mathbf{U}}$ de cada punto. $\mathbf{f}^{int} (\dot{\mathbf{U}}, \mathbf{U}, t) = \mathbf{D}\dot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{U}(t) = \int_V \boldsymbol{\sigma} \nabla^S \mathbf{N}(x, y, z) dV$ es la fuerza interior que considera la rigidez \mathbf{K} y la amortiguación estructural \mathbf{D} , que actúan respectivamente sobre el desplazamiento \mathbf{U} y la velocidad $\dot{\mathbf{U}}$ de cada punto de la estructura. $\boldsymbol{\sigma} = \sum_c k_c \boldsymbol{\sigma}_c$ es la tensión desarrollada en un punto del sólido para cada componente *césima* y $\mathbf{N}(x, y, z)$ es la función de forma o de interpolación local (MEF). Por último $\mathbf{f}^{ext} (t)$ es la fuerza exterior o acción sollicitante que actúa en el mismo tiempo t que las fuerzas antes mencionada.

El desequilibrio que se manifiesta en la ecuación 11.1, se elimina mediante una redistribución del comportamiento de los puntos vecinos al que ha incurrido en el campo no lineal. Esta redistribución deberá conseguirse bajo un estado de deformación estructural compatible que desarrolle unas nuevas fuerzas interiores capaces de reequilibrar la estructura. Este supuesto de convergencia hacia el equilibrio no siempre tiene solución, pues es posible que no se pueda alcanzar un estado de equilibrio compatible que equilibre la acción impuesta con las fuerzas interiores (véase ecuación 11.1 y Figura 11.3).

Como puede verse en la representación esquemática de la Figura 11.1, en el grado de libertad correspondiente al empotramiento izquierdo de la viga biempotrada, el momento solicitante M^{ext} no puede ser equilibrado ($M^{ext} - M^{int} = \Delta M \neq 0$) por el momento interior $M^{int} = \int_A \sigma z dA$ desarrollado en la sección transversal A por las tensiones interiores σ . Esto suele ocurrir porque la resistencia del material no es ilimitada y las tensiones desarrolladas superan el umbral de discontinuidad elástica ($f(\sigma) - f_y \geq 0$), conduciendo a la aparición de micro fisuras y la posterior relajación de la tensión hasta cumplir con la capacidad límite del material $f(\sigma) - f_y = 0$. En el proceso de relajación y redistribución tensional, la estructura cambia su configuración cinemática, pasando de un giro ϕ_i a otro $\phi_i + \Delta\phi_i$, hasta alcanzar una nueva condición de equilibrio ΔM . Esta búsqueda de la solución compatible y equilibrada se consigue mediante el procedimiento de Newton-Raphson. Es decir, admitido el desequilibrio $\Delta M(t)$, esto es:

$$\Delta M(t) = M^{mas}(t) + M^{int}(t) - M^{ext}(t) \neq 0 \tag{11.2}$$

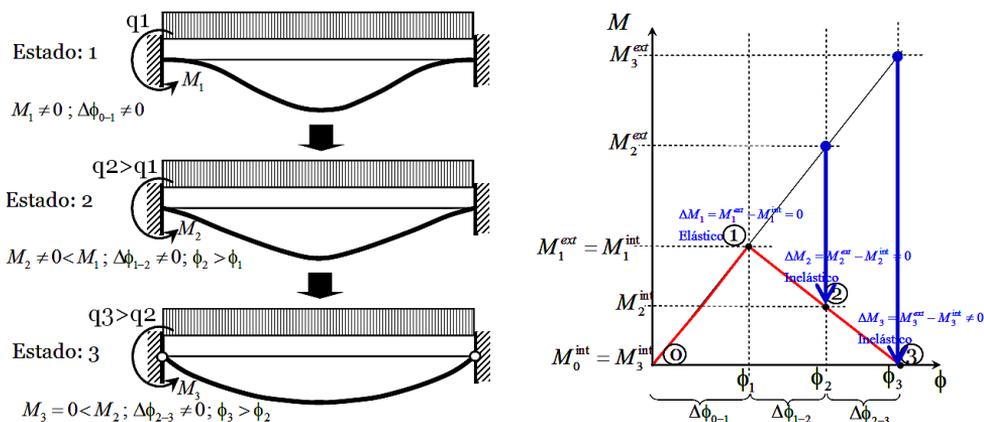


Figura 11.1: Representación esquemática del procedimiento de Newton-Raphson para tratar el comportamiento no lineal de un grado de libertad rotacional de una estructura biempotrada.

Se intenta a continuación eliminar el residuo $\Delta M(t)$ en el tiempo t , mediante la linealización en serie de Taylor de esta ecuación, truncada en la primera variación,

$$\Delta M_{i-1}(t) + \underbrace{\frac{\partial [\Delta M_i(t)]}{\partial \phi}}_{K_i(t)} \Delta \phi_i = 0 \Rightarrow \Delta \phi_i = -K_i(t) \Delta M_{i-1}(t) \tag{11.3}$$

de donde resulta el incremento de giro $\Delta\phi_i$, habitualmente denominado giro en la rótula plástica, aunque no necesariamente tenga alguna relación con el conocido fenómeno de plasticidad.

En esta ecuación, $K_i(t)$ es la rigidez en el tiempo t , iteración de equilibrio i^{sima} , correspondiente al grado de libertad rotacional del apoyo izquierdo y $\Delta M_{i-1}(t)$ es la fuerza residual en el paso anterior.

En la resolución general (véase sección 11.3), este procedimiento se aplica a todos los grados de libertad a la vez, resultando la ecuación de equilibrio no lineal mostrada en la ecuación 11.1. La solución de la misma mediante linealizaciones sucesivas (Newton-Raphson) [23, 37] se muestra en la Figura 11.2.

11.3. Ecuación de equilibrio dinámico y linealización del problema no lineal

La ecuación de equilibrio dinámico de un sólido discreto sometido a acciones externas variables en el tiempo, puede obtenerse directamente a partir de la Primera Ley de la Termodinámica [9, 10, 13]. A partir de los conocimientos previos sobre el método de los elementos finitos que se considera tiene el lector [37], puede escribirse la ley de conservación en la siguiente forma [23, 27],

$$\int_V \sigma_{ij} \nabla_i^S \dot{u}_j dV = \oint_S t_i \dot{u}_i dS + \int_V \rho b_i \dot{u}_i dV - \int_V \rho \dot{u}_i \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} dV \quad (11.4)$$

donde t_i es la fuerza de superficie aplicada sobre el contorno S , (siendo $t_i = \sigma_{ij} n_j$, tal que σ_{ij} es el tensor de tensiones de Cauchy y n_j el vector normal a la superficie S que envuelve el sólido); b_i las fuerzas de volumen por unidad de masa; $\rho = \partial M / \partial V$ la densidad de masa, siendo M la masa y V el volumen; $v_i = du_i / dt = \dot{u}_i$ es el campo de velocidades (si $t = cte.$ entonces la velocidad $v_i = \dot{u}_i$ se transforma en un incremento temporal del campo de los desplazamientos, y la potencia introducida se transforma en el incremento temporal de trabajo introducido). La velocidad de deformación, ahora incremento temporal de deformación, puede escribirse como $D_{ij} = \{L_{ij}\}_S = \{\nabla_i^S \dot{u}_j\}_S = \{\dot{F}_{ij} F_{kj}^{-1}\}_S$, que sustituida en la anterior, resulta el equilibrio de potencias en un sólido continuo. Además, basado en la técnica de elementos finitos, se aproxima mediante una función polinómica normalizada a la unidad $N_{jk}(x, y, z)$ de soporte local que recibe el nombre de función de forma del campo continuo de desplazamientos $u_j(x, y, z)$ o velocidades $\dot{u}_j(x, y, z)$,

$$u_j(x, y, z) \Big|_{\Omega^e} = N_{jk}(x, y, z) U_k \Big|_{\Omega^e} \quad \Rightarrow \quad \dot{u}_j(x, y, z) \Big|_{\Omega^e} = N_{jk}(x, y, z) \dot{U}_k \Big|_{\Omega^e} \quad (11.5)$$

Esta función $N_{jk}(x, y, z)$, que actúa sobre un dominio acotado Ω^e denominado elemento finito, permite aproximar dentro de dicho dominio los campos de desplazamientos $u_k(x, y, z)$, velocidades $\dot{u}_k(x, y, z)$ y aceleraciones $\ddot{u}_k(x, y, z)$ mediante la valoración de sus respectivas magnitudes U_k, \dot{U}_k y \ddot{U}_k en un número finito de puntos, denominados nodos, pertenecientes al dominio del elemento finito Ω^e . De esta forma puede establecerse los campos derivados del desplazamiento, como lo es entre otros la deformación de Almansi $e_{ik} = \nabla_i^S u_k$. Esto es,

$$u_j(x, y, z) \Big|_{\Omega^e} = N_{jk}(x, y, z) U_k \Big|_{\Omega^e} \quad \Rightarrow \quad e_{ij} \Big|_{\Omega^e} = \nabla_i^S u_j \Big|_{\Omega^e} = \nabla_i^S N_{jk} U_k \Big|_{\Omega^e} \quad (11.6)$$

Se denomina método de los elementos finitos al procedimiento numérico que surge de utilizar esta aproximación polinómica para las funciones de campo [37]. Esta aproximación reduce las infinitas incógnitas de la función de campo a un número finito de incógnitas, definidas en ciertos puntos preestablecidos como nodos del elemento finito.

Sustituyendo la aproximación 11.5 y 11.6 en la ecuación 11.4, puede escribirse la ecuación de equilibrio de potencias a partir de la siguiente aproximación:

$$\left[\int_{V^e} \sigma_{ij} \nabla_i^S N_{jk} dV \right] \dot{U}_k \Big|_{\Omega^e} = \left[\oint_S t_i N_{ik} dS + \int_{V^e} \rho b_i N_{ik} dV - \int_{V^e} \rho N_{ki} N_{ij} \ddot{U}_j dV \right] \dot{U}_k \Big|_{\Omega^e} \quad (11.7)$$

Pero esta ecuación se cumple para cualquier velocidad $\dot{U}_k \Big|_{\Omega^e}$, por lo tanto la igualdad establecida en la ecuación 11.7 es independiente de esta velocidad, obteniéndose de aquí la siguiente ecuación de equilibrio de fuerzas dinámicas para el sólido discreto:

$$\underbrace{\int_{V^e} \sigma_{ij} \nabla_i^S N_{jk} dV \Big|_{\Omega^e}}_{f_k^{int} \Big|_{\Omega^e}} = \underbrace{\oint_S t_i N_{ik} dS + \int_{V^e} \rho b_i N_{ik} dV \Big|_{\Omega^e}}_{f_k^{ext} \Big|_{\Omega^e}} - \underbrace{\int_{V^e} \rho N_{ki} N_{ij} dV \Big|_{\Omega^e}}_{M_{kj}} \ddot{U}_j \Big|_{\Omega^e} \quad (11.8)$$

$$M_{jk} \ddot{U}_j + f_k^{int} = f_k^{ext} \in \Omega_0^e$$

siendo $f_k^{int} \Big|_{\Omega^e}$, $f_k^{mas} \Big|_{\Omega^e}$ y $f_k^{ext} \Big|_{\Omega^e}$ los conjuntos ordenados, en forma de matrices columna, de las fuerzas interna, másica y externa que se desarrollan en cada punto del sistema discreto que aproxima el continuo, $\ddot{U}_j \Big|_{\Omega^e}$ la aceleración en dichos puntos, $M_{kj} \Big|_{\Omega^e}$ la masa elemental, M_{kj} la matriz de masa y $\bar{B}_{ijk} \Big|_{\Omega^e} = \nabla_i^S N_{jk} \Big|_{\Omega^e}$ el tensor de compatibilidad de deformaciones o gradiente simétrico de la función de forma [23].

Desde un punto de vista mecánico-numérico, la no linealidad en la ecuación 11.8 puede estar originada por distintos fenómenos:

- **No linealidad constitutiva**, que resulta de la pérdida de linealidad entre el campo de tensiones y deformaciones $\sigma_{ij} - \epsilon_{ij}$, tal como ocurre en la plasticidad, daño, etc. Esta no linealidad ocurre debido al cambio de propiedades que sufre el material durante su comportamiento mecánico y se refleja en su tensor constitutivo C_{ijkl} .
- **No linealidad por grandes deformaciones**, que es debida a la influencia no lineal que tiene el cambio de configuración del sólido en el campo de deformaciones. Este cambio de configuración también altera el tensor constitutivo C_{ijkl} , y por ello establece una relación no lineal entre tensiones y deformaciones. Además, estos cambios de configuración son producidos por grandes movimientos, traslaciones y rotaciones, que también producen cambios en el sistema de referencia local en los puntos del sólido, afectando por ello al tensor de compatibilidad de deformaciones \bar{B}_{ijk} .
- **No linealidad por grandes desplazamientos**, que a diferencia de las grandes deformaciones, sólo afecta al tensor de compatibilidad de deformaciones \bar{B}_{ijk} , porque en este

caso sólo ocurren cambios en el sistema de referencia local de los puntos del sólido como consecuencia de grandes movimientos.

Estas posibles no linealidades pueden ocurrir todas a la vez o por separado.

La ecuación 11.8 representa el equilibrio en el dominio un único elemento finito Ω^e , y su participación en dominio global Ω se realiza a través del concepto de "ensamblaje" de esta ecuación de equilibrio junto a otras similares pertenecientes a otros elementos finitos que comparten el dominio del sólido. Esta operación se realiza mediante el operador lineal \mathbf{A} que representa la suma entre las componentes de la fuerza, según corresponda a la posición y dirección de las contribuciones locales.

En el caso que haya linealidad en el comportamiento del sólido, se cumple la siguiente relación de equilibrio global, cuya expresión resulta del ensamblaje de las ecuaciones de equilibrio local representadas en la ecuación 11.8:

$$0 = \mathbf{A}_{\Omega^e} \left[f_k^{mas} + f_k^{int} - f_k^{ext} \right]_{\Omega^e} = \Delta f_k \Big|_{\Omega} \quad (11.9)$$

La no linealidad en el comportamiento global del sólido se manifiesta como una fuerza residual $\Delta f_k \Big|_{\Omega}$, provocada por el desequilibrio entre las fuerzas interiores $f_k^{int} \Big|_{\Omega}$, las fuerzas másicas $f_k^{mas} \Big|_{\Omega}$ y las exteriores $f_k^{ext} \Big|_{\Omega}$. Este desequilibrio, en un cierto instante de tiempo t del proceso dinámico, puede eliminarse mediante la linealización de esta fuerza residual $\Delta f_k \Big|_{\Omega}$ (ecuación 11.9), en la vecindad del estado de equilibrio actual $(i+1)$. Para ello es necesario forzar el equilibrio en el estado actual $(i+1)$ y expresar dicha condición mediante una expansión en serie de Taylor truncada en su primera variación,

$$\begin{aligned} 0 &= \mathbf{A}_{\Omega^e}^{i+1} [\Delta f_k]_{\Omega^e}^t \cong \mathbf{A}_{\Omega^e}^i [\Delta f_k]_{\Omega^e}^t + \mathbf{A}_{\Omega^e}^i \left[\left[\frac{\partial (\Delta f_k)}{\partial U_r} \right]_{\Omega^e}^t \cdot {}^{i+1} [\Delta U_r]_{\Omega^e}^t \right] \\ 0 &= {}^{i+1} [\Delta f_k]_{\Omega}^t \cong {}^i [\Delta f_k]_{\Omega}^t + \mathbf{A}_{\Omega^e}^i \left[\left[M_{kj} \frac{\partial \dot{U}_j}{\partial U_r} + \frac{\partial f_k^{int}}{\partial U_r} + \frac{\partial f_k^{int}}{\partial \dot{U}_j} \frac{\partial \dot{U}_j}{\partial U_r} - \frac{\partial f_k^{ext}}{\partial \dot{U}_r} \right]_{\Omega^e}^t \cdot {}^{i+1} [\Delta U_r]_{\Omega^e}^t \right] \end{aligned} \quad (11.10)$$

donde la aceleración y la velocidad deben expresarse mediante una aproximación lineal en diferencias finitas [23], como el método de Newmark. Sustituyendo en esta ecuación las fuerzas internas y másicas expresadas en la ecuación 11.8, se tiene,

$$\begin{aligned} 0 &= \mathbf{A}_{\Omega^e}^i \left[M_{kj} \dot{U}_j + \int_{V^e} \sigma_{ij} \nabla_i^S N_{jk} dV - f_k^{ext} \right]_{\Omega^e}^t + \mathbf{A}_{\Omega^e}^i \left[\left(\int_{V^e} \rho N_{ki} N_{ij} dV \right) \frac{\partial \dot{U}_j}{\partial U_r} + \right. \\ &+ \left. \left(\int_{V^e} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial e_{st}} \frac{\partial e_{st}}{\partial U_r} \nabla_i^S N_{jk} dV \right) + \left(\int_{V^e} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial D_{st}} \frac{\partial D_{st}}{\partial \dot{U}_m} \nabla_i^S N_{jk} dV \right) \frac{\partial \dot{U}_m}{\partial U_r} - \frac{\partial f_k^{ext}}{\partial U_r} \right]_{\Omega^e}^t \cdot \\ &\cdot \mathbf{A}_{\Omega^e}^{i+1} [\Delta U_r]_{\Omega^e}^t \end{aligned} \quad (11.11)$$

tal que particularizando esta ecuación de equilibrio dinámico para un material cuya ley constitutiva visco elasto-plástica es del tipo $\sigma_{ij} = \rho (\partial \Psi(e_{ij}, p_i) / \partial e_{ij}) = C_{ijkl} : e_{kl}^e + \xi_{ijkl} : D_{kl}$ para una relación cinemática del tipo $e_{ij} = \nabla_i^S u_j = \nabla_i^S N_{jk} U_k$ y $D_{ij} = \nabla_i^S N_{jk} \dot{U}_k$, resulta,

$$\begin{aligned}
 0 = & \mathbf{A}_{\Omega^e}^i \left[M_{kj} \ddot{U}_j + \int_{V^e} \sigma_{ij} \nabla_i^S N_{jk} dV - f_k^{ext} \right]_{\Omega^e}^t + \mathbf{A}_{\Omega^e}^i \left[\left(\int_{V^e} \rho N_{ki} N_{ij} dV \right) \frac{\partial \ddot{U}_j}{\partial U_r} + \right. \\
 & \left. + \left(\int_{V^e} (\nabla_s^S N_{tr}) C_{ijst}^T (\nabla_i^S N_{jk}) dV \right) + \left(\int_{V^e} (\nabla_s^S N_{tr}) \xi_{ijst}^T (\nabla_i^S N_{jk}) dV \right) \frac{\partial \dot{U}_m}{\partial U_r} - \frac{\partial f_k^{ext}}{\partial U_r} \right]_{\Omega^e}^t \cdot \\
 & \cdot \mathbf{A}_{\Omega^e}^{i+1} [\Delta U_r]_{\Omega^e}^t
 \end{aligned} \tag{11.12}$$

$$0 = {}^i [\Delta f_k]_{\Omega}^t + {}^i [\Delta J_{kr}]_{\Omega}^T \cdot {}^{i+1} [\Delta U_r]_{\Omega}^t \tag{11.13}$$

donde $\xi_{ijst}^T = \boldsymbol{\xi}^T$ es el tensor de viscosidad tangente y $J_{kr}^T = \mathbf{J}^T$ es el operador Jacobiano, que en un problema estático se convertiría en la matriz de rigidez tangente. Esta ecuación puede también presentarse en la siguiente forma matricial, donde se detallan los operadores que contribuyen a la definición del jacobiano:

$$0 = {}^{i+1} [\Delta \mathbf{f}]_{\Omega}^t \cong {}^i [\Delta \mathbf{f}]_{\Omega}^t + \underbrace{{}^i \left[\mathbf{M} \frac{\partial \ddot{\mathbf{U}}}{\partial \mathbf{U}} + \mathbf{K}^T + \mathbf{D}^T \frac{\partial \dot{\mathbf{U}}}{\partial \mathbf{U}} - \frac{\partial \mathbf{f}^{ext}}{\partial \mathbf{U}} \right]_{\Omega}^t}_{{}^i \mathbf{J}_{\Omega}^t} \cdot {}^{i+1} [\Delta \mathbf{U}]_{\Omega}^t \tag{11.14}$$

siendo esta última la ecuación de equilibrio linealizada, donde $\mathbf{K}_{\Omega}^T = \mathbf{A}_{\Omega^e} \int_{V^e} (\nabla^S \mathbf{N}) : \mathbf{C}^T : (\nabla^S \mathbf{N}) dV$ representa la matriz de rigidez tangente, $\mathbf{M}_{\Omega} = \mathbf{A}_{\Omega^e} \int_{V^e} \rho \mathbf{N} : \mathbf{N} dV$ es la matriz de masa, $\mathbf{D}_{\Omega}^T = \mathbf{A}_{\Omega^e} \int_{V^e} (\nabla^S \mathbf{N}) : \boldsymbol{\xi}^T : (\nabla^S \mathbf{N}) dV$ es la matriz de amortiguación tangente, todas ellas definidas en todo el dominio Ω ; C_{ijst}^T el tensor tangente correspondiente a la ley constitutiva utilizada en cada punto del sólido y $\mathbf{f}^{ext} = \mathbf{A}_{\Omega^e} [\int_{S^e} \phi_{se} \mathbf{N} : \mathbf{t} dS + \int_{V^e} \rho \mathbf{N} : \mathbf{b} dV]$ es la fuerza exterior. La fuerza desequilibrada en el sólido ${}^{i+1} [\Delta \mathbf{f}_k]_{\Omega}^t$ se elimina siguiendo una resolución por Newton-Raphson hasta que este residuo resulte despreciable, situación que se conoce como convergencia del proceso linealizado hacia la solución exacta (véase Figura 11.2).

En la Figura 11.2 se describe el equilibrio espacial, dejando el tratamiento de la convergencia en el tiempo para ser abordado en un estudio más profundo de los métodos de resolución en el tiempo de la ecuación de equilibrio dinámico.

11.4. Problemas estáticos y dinámicos no lineales

A continuación se hace una breve presentación de los distintos tipos de comportamiento que introducen no linealidad e inducen al deterioro de una estructura. En principio, y en consecuencia con el alcance de éste trabajo, se presentan brevemente los conceptos de elasticidad retardada y relajación de tensiones, que ocurren en problemas dinámicos y que dan lugar al denominado amortiguamiento viscoso, en los cuales la disipación de la energía depende de la velocidad. También la plasticidad y el daño, que contribuyen a la disipación de la energía independiente de la velocidad, situación que también ocurre en problemas estáticos. Aunque

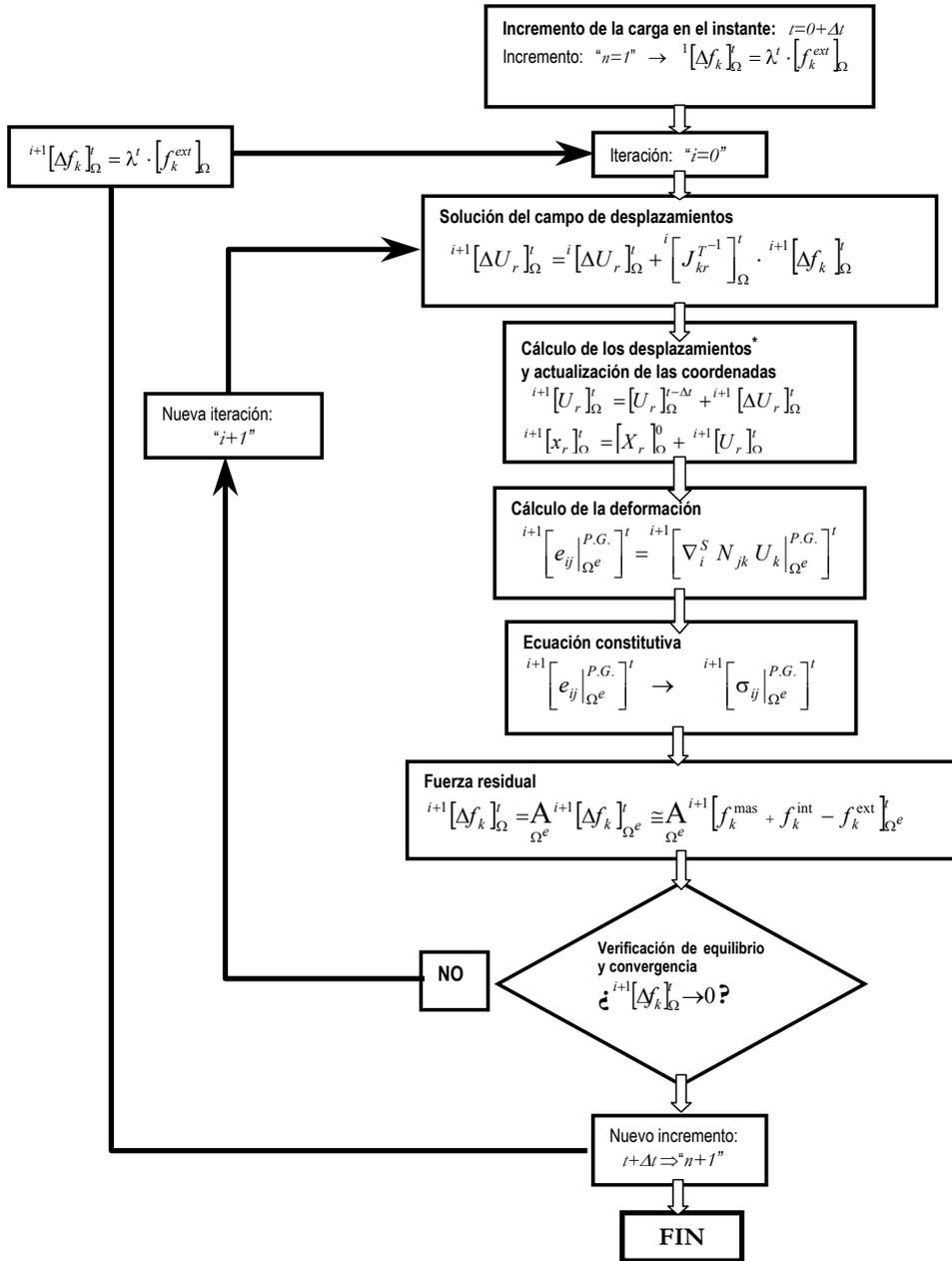


Figura 11.2: Representación esquemática de la resolución del problema no lineal mediante Newton-Raphson. El campo de velocidades y aceleraciones deben calcularse según el método aproximación de la aceleración (véase a modo de ejemplo el método de Newmark) [23].

las grandes deformaciones también inducen no linealidad en el problema dinámico, no será tratada en este capítulo.

Para determinar si un punto del sólido está en un estado de pequeñas deformaciones, se

debe cumplir que el determinante del gradiente de deformaciones sea cercano a la unidad:

$$\det |\mathbf{F}| = \frac{dV}{dV_0} \cong 1 \quad (11.15)$$

Resultando en este caso la coincidencia entre las tensiones de Cauchy y de Piola Kirchoff $\sigma_{ij} = S_{ij}$, entre la velocidad de deformación en la configuración actualizada y la correspondiente magnitud infinitesimal $D_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}$, y entre la densidad en las distintas configuraciones $\rho = \rho_0$. Con estas condiciones particulares los desplazamientos y deformaciones son despreciables frente a las dimensiones del sólido y por lo tanto puede escribirse la medida de deformación de la siguiente forma:

$$\boldsymbol{\epsilon} = \frac{1}{2} (\mathbf{F}\mathbf{F}^T - \mathbf{I}) = \nabla^S \mathbf{u} = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial \mathbf{x}} \right) + \left(\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial \mathbf{x}} \right)^T \right] \quad (11.16)$$

Además, para un material particular cuyo comportamiento es elástico y en pequeñas deformaciones, ocurre la siguiente coincidencia en la definición de las deformaciones $\mathbf{e} = \mathbf{E} = \boldsymbol{\epsilon}$, y la energía libre se escribe en la siguiente forma simplificada,

$$\Psi = \frac{1}{2\rho_0} (\boldsymbol{\epsilon} : \mathbf{C} : \boldsymbol{\epsilon}) \quad (11.17)$$

tal que sustituida en la segunda ley de la termodinámica (desigualdad de Clausius-Duhem) resulta la siguiente ley constitutiva [23],

$$\boldsymbol{\sigma} = \rho_0 \frac{\partial \Psi}{\partial \boldsymbol{\epsilon}} = \mathbf{C} : \boldsymbol{\epsilon} \quad (11.18)$$

donde el tensor constitutivo coincide exactamente con el obtenido mediante la ley de Hooke generalizada, y cuya expresión canónica es la siguiente:

$$C_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + \mu (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (11.19)$$

siendo λ y μ las constantes de Lamé y δ_{ij} es el tensor de Kroneker. El tensor de elasticidad de Hooke resulta definido positivo y posee las siguientes simetrías:

$$C_{ijkl} = C_{klij} = C_{ijlk} = C_{jilk} \quad (11.20)$$

Cauchy definía cuerpo elástico como "aquel en el cual las deformaciones en cualquier punto del sólido quedan determinadas por su estado de tensión y temperatura". En contraste con esta definición, se tendrá un material con comportamiento inelástico, por lo que es necesario establecer unas definiciones adicionales a las propias de la teoría de la elasticidad clásica, cuya formulación está relacionada con la historia del comportamiento del material. Esta situación hace que no pueda garantizarse una relación biunívoca entre el tensor de tensiones y el de deformaciones, o dicho de otra forma, que no son relaciones invertibles una de otra.

La influencia del tiempo produce en algunos sólidos comportamientos irreversibles. Básicamente pueden establecerse tres tipos de comportamientos no lineales en los materiales dependientes del tiempo:

- **Elasticidad retardada o "creep"** donde ocurre crecimiento de deformación a tensión aplicada constante (véase Figura 11.3).
- **Relajación de tensiones**, donde se produce pérdida de tensión mientras el nivel de deformaciones se mantiene constante. Este comportamiento, aunque no invertible, representa la forma implícita inversa de la elasticidad retardada (Figura 11.3).
- **Viscoplasticidad** cuyo comportamiento no lineal se debe a un crecimiento del campo de deformaciones inelásticas, pero esto ocurre siempre que el campo de tensiones supere unos umbrales preestablecidos (véase Figura 11.4).

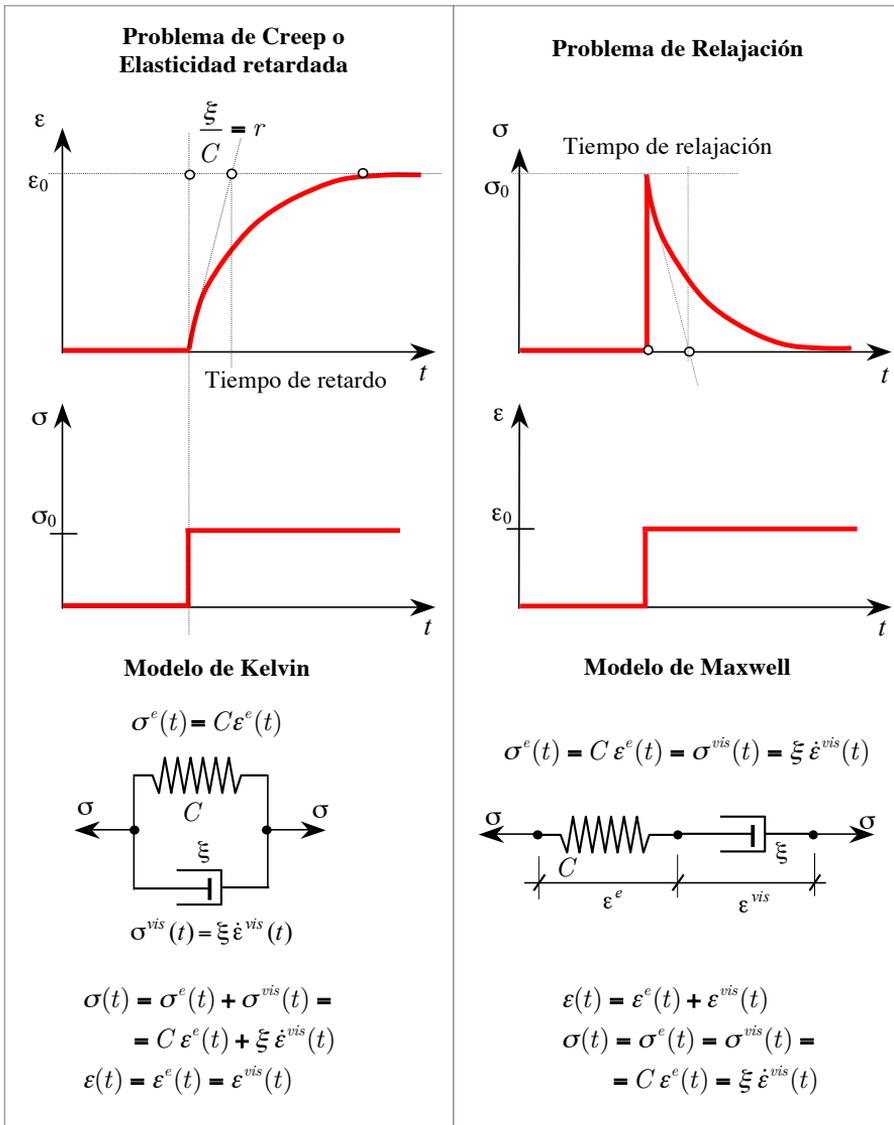


Figura 11.3: Formas simplificadas de entender el comportamiento viscoso de Kelvin y Maxwell.

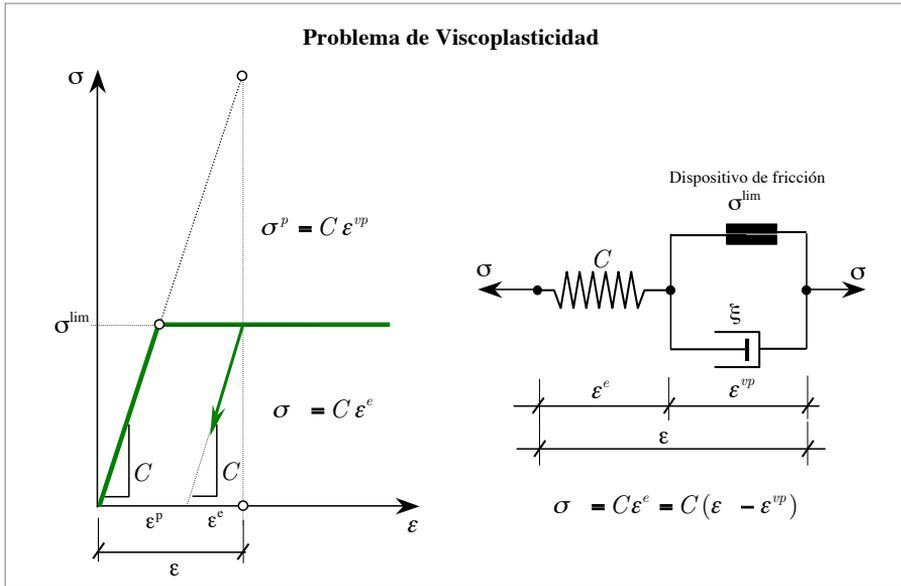


Figura 11.4: Formas simplificadas de entender el comportamiento viscoplástico.

Hay también materiales que tienen también mecanismos que conducen a comportamientos no lineales independientes del tiempo, que puede ser consecuencia de:

- **Plasticidad o comportamiento con flujo instantáneo.** Este comportamiento puede matemáticamente establecerse como un caso particular del comportamiento viscoplástico, pero la física del problema es cualitativamente diferente (véase Figura 11.5).
- **Daño o degradación de rigidez,** que produce en los materiales una pérdida de resistencia como consecuencia de una degradación en la elasticidad del material (Figura 11.5).

Estos comportamientos pueden presentarse en forma aislada o participar todos ellos en distinto grado. Sobre la modelización constitutiva y su influencia en el comportamiento estructuras se recomienda profundizar el estudio en las fuentes orientadas a esta finalidad [11, 23].

11.5. Daño estructural. Caso sísmico teniendo en cuenta las curvas de capacidad y la demanda estructural

Habiendo presentado en los apartados anteriores las bases para el estudio del daño mecánico, a continuación se presenta una formulación que permite obtener de forma sencilla una cuantificación sobre el daño estructural o deterioro máximo que puede alcanzar una estructura durante el evento dinámico-sísmico sugerido por una normativa para una determinada zona.

El análisis que se presenta a continuación se basa en suponer que el comportamiento estructura no lineal sigue los fundamentos de la teoría del daño mecánico [12, 22, 23, 25, 27,

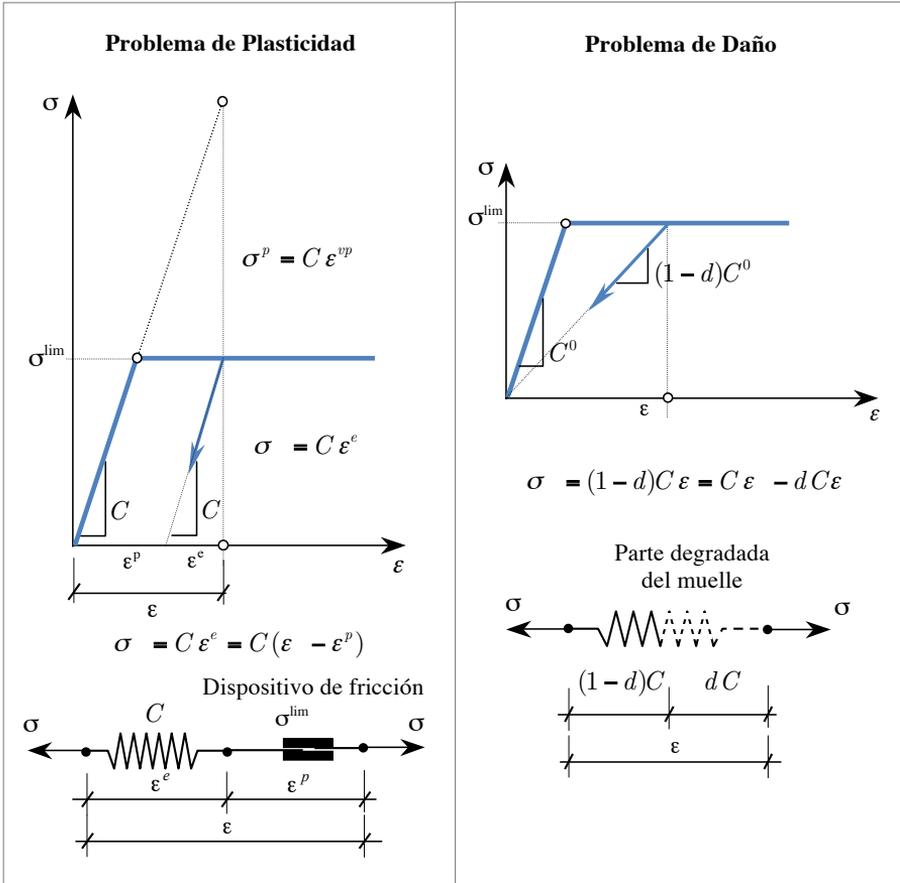


Figura 11.5: Formas simplificadas de entender el comportamiento elastoplástico y daño.

29, 34, 36]. Esta teoría está basada en los principios mecánicos presentado en los apartados anteriores y cumple con los principios fundamentales de la termodinámica.

No todos los materiales utilizados con fines estructurales siguen un comportamiento asimilable al daño (degradación o pérdida de rigidez), pues hay algunos que se ajustan más a la plasticidad (desarrollo de deformaciones irreversibles) y otro tienen una composición de comportamiento entre daño y plasticidad (degradación con deformaciones irreversibles) (véase Figura 11.5). Dada una respuesta estructural, sólo se puede saber si ha tenido un comportamiento de daño o plasticidad cuando se inicia la descarga, pues es el momento en que se diferencia la forma de las curvas de respuesta, mostrando en el caso de daño una descarga al origen con pérdida de rigidez, y en la plasticidad conservando la rigidez pero acumulando deformaciones irreversibles. Mientras están en carga, la forma de la curva puede ser idéntica para daño y plasticidad. El hormigón armado resulta de un comportamiento mixto (daño y plasticidad), pero con preponderancia del efecto de degradación [12]. Esta afirmación puede ser confirmada al observar ensayos de laboratorio y puede ser cuantificada en base a la teoría de mezclas de sustancias simples [17, 19–21].

11.5.1. Daño global en función de la rigidez estructural

La formulación que a continuación se presenta ha sido pensada con el objetivo de obtener información sobre el deterioro de estructuras, sometido a acciones estáticas y dinámicas (sísmica) con muy poca información, cuyo origen hacen del procedimiento un método sencillo para una utilización rápida y eficaz.

Suponiendo un comportamiento elástico de la estructura se hace un análisis tipo *push-over* y de aquí se obtiene la rigidez estructural inicial K_0 que se muestra en la Figura 11.6.

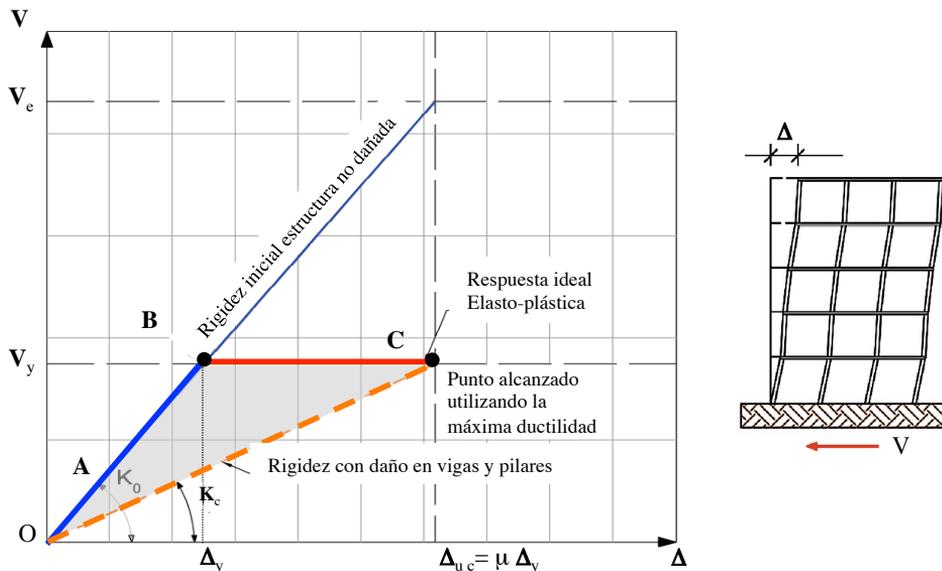


Figura 11.6: Cálculo de la rigidez estructural bajo cargas de *push-over*.

Suponiendo conocido el máximo cortante en la base V que desarrollaría la estructura en el momento que se inicia su plastificación V_y y suponiendo que el cálculo estructural se ha realizado una ductilidad μ (obtenida de las normativas), conforme al tipo de la estructura en análisis, se tiene la siguiente expresión para el daño estructural máximo esperable (en el punto c , cuando desarrolla toda su ductilidad esperada), evaluado según la mecánica de daño continuo:

$$D_c \stackrel{def}{=} 1 - \frac{K_c}{K_0} = 1 - \frac{\frac{V_y}{\Delta_u}}{\frac{V_y}{\Delta_y}} = 1 - \frac{\frac{V_y}{\mu \Delta_y}}{\frac{V_y}{\Delta_y}} = 1 - \frac{1}{\mu} = \frac{\mu - 1}{\mu} \quad (11.21)$$

De aquí se desprende que el daño máximo, cuando la estructura desarrolla toda su ductilidad, es sólo función de la ductilidad adoptada. Así pues, podría decirse lo siguiente respecto del daño estructural máximo esperable,

- Estructura dúctil: $\mu = 4 \Rightarrow D_c = 0,75$
- Estructura frágil: $\mu = 2 \Rightarrow D_c = 0,50$

que para llegar al comportamiento último de la estructura puede alcanzarse un nivel de daño mayor en una estructura dúctil que en una estructura frágil. Sin embargo, esta forma de medir el daño puede llevar a equívocos, pues podría también interpretarse lo contrario, es decir, que una estructura dúctil se daña un 25% más que una frágil en su estado último. Esto obliga a objetivizar el cálculo de este índice de daño por comparación con el máximo daño que puede alcanzar la estructura. Así, el daño objetivo $D_p^{obj} \leq 1$ alcanzado por una estructura en un punto p , se define como:

$$D_p^{obj} \stackrel{def}{=} \frac{D_p}{D_c} = \frac{D_p \mu}{\mu - 1} = \frac{\left(1 - \frac{K_p}{K_0}\right) \mu}{\mu - 1}; \quad \text{con } 0 \leq D_p^{obj} \leq 1 \quad (11.22)$$

Se define ahora a p como el "Punto de Desempeño Estructural", resultante de la intersección entre la curva de "Demanda Inelástica" y la curva de "Capacidad Estructural" (obtenida mediante un ensayo *push-over*). En estas condiciones, la ecuación 11.22 dará el máximo daño estructural que alcanzaría la estructura sometida al terremoto indicado por la normativa del lugar. Una comparación de este daño objetivo puede verse en las Figuras 11.7, 11.8 y 11.9 que se muestran a continuación.

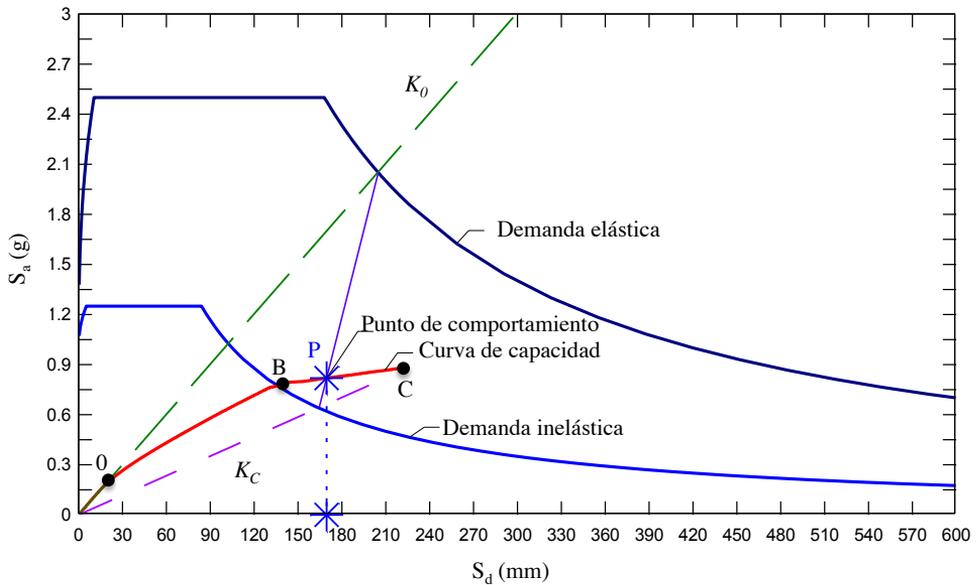


Figura 11.7: Punto de Desempeño Estructural para forjados reticulares, sometido a un espectro inelástico de proyecto para suelos Tipo II y $\mu = 2$.

11.5.2. Daño estructural objetivo

Cuando se define una curva de repuesta ideal aproximada por tres tramos, en vez de los dos que se suele utilizar en el índice de Park [23], se obtiene una mejora sustancial en el cálculo del índice de daño estructural objetivo D^{obj} , y por ello una mayor aproximación a ensayos experimentales y numéricos resueltos con elementos finitos. Así, la forma de las curvas quedará según se muestra en la Figura 11.10.

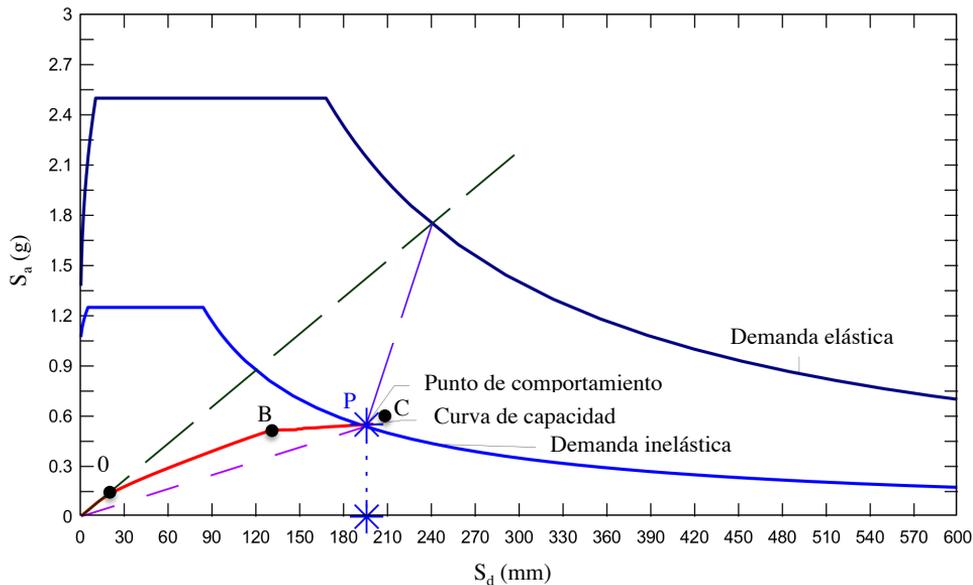


Figura 11.8: Punto de Desempeño Estructural para edificios porticados con vigas planas, sometido a un espectro inelástico de proyecto para suelos Tipo II y $\mu = 2$.

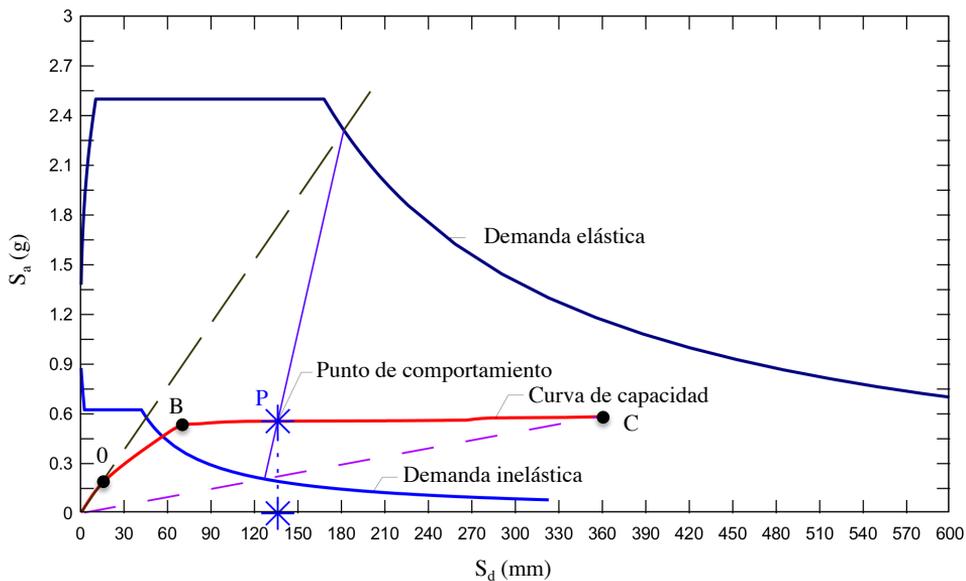


Figura 11.9: Punto de Desempeño Estructural para edificios porticados con vigas de canto, sometido a un espectro inelástico de proyecto para suelos Tipo II y $\mu = 4$.

Utilizando la nueva curva tri-lineal y la ecuación 11.22 se obtiene un daño estructural más ajustado al real para tres estructuras diferentes, y puede ser comparada con el análisis simplificado de Park y la técnica de elementos finitos, considerando la modelización constitutiva mencionada en la sección 11.2. Esta comparación puede verse en la Tabla 11.1.

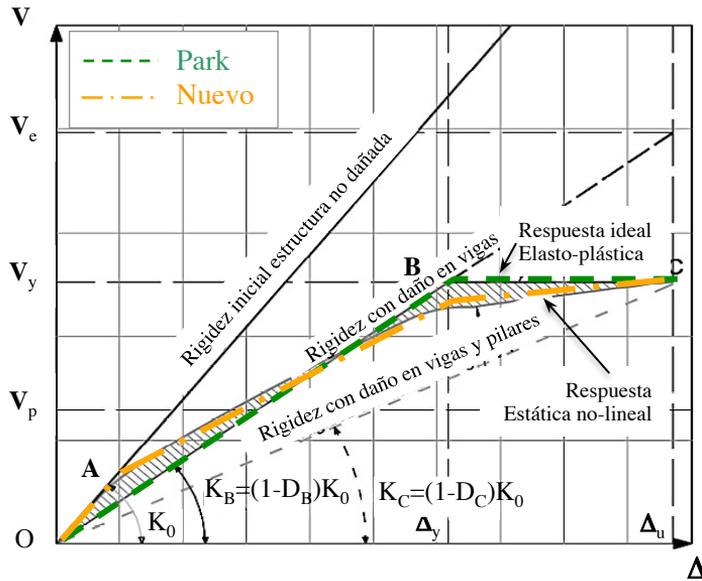


Figura 11.10: Respuesta de una estructura a un análisis *push-over*. Respuesta no lineal real, respuesta ideal de Park y nueva representación tri-lineal de la respuesta.

Estructura	$\mu = \Delta u / \Delta y$	$R\mu = V_y / V_p$	Simplificado Park	Análisis Tri-Lineal	MEF	Desplome Δu [cm]	
Pórticos resistentes	5,15	1,88	B	0	0,44	0,43	0,8129
			C	0,80	0,88	0,86	4,1905
Pórticos vigas planas	1,55	1,34	B	0	0,44	0,58	1,488
			C	0,35	0,61	0,80	2,303
Forjados reticulados	1,57	1,94	B	0	0,45	0,50	18,533
			C	0,36	0,61	0,78	2,9123

Tabla 11.1: Comparación entre el daño estructural obtenido en forma simplificada utilizando la curva de Park, la nueva curva tri-lineal y el método de los elementos finitos (MEF).

El análisis estructural previamente presentado permite la valoración objetiva del daño estructural en forma sencilla. Concretamente, la utilización de la ecuación 11.22 permite aproximarnos a una valoración muy cercana a aquellas que resultan de procedimientos de cálculo más costosos. Así pues, se puede conocer el nivel de daño estructural para la intersección de la curva de demanda con la de capacidad de la estructura. Para ello es necesario conocer:

- La rigidez inicial K_0 de la estructura, obtenida mediante un análisis elástico.
- Obtención de una curva tri-lineal de capacidad estructural (Figura 11.10), a partir de la siguiente secuencia de puntos:
 - El punto A en la curva de capacidad, como el máximo cortante antes que se inicie el proceso no lineal en las vigas (cálculo de una estructura elástica - véase Figura 11.11).

- El punto *B* como el máximo cortante antes que se inicie el proceso no lineal en las columnas (cálculo de una estructura con pilares elásticos y rótulas en las vigas - véase Figura 11.11).
- El punto *C* a partir de la ductilidad μ recomendada por las normativas para el tipo de estructura que se está utilizando.
- El punto *P* como intersección entre la curva de demanda y la curva de capacidad, de donde resultará K_p .
- Cálculo del daño objetivo mediante la utilización de la ecuación 11.22.

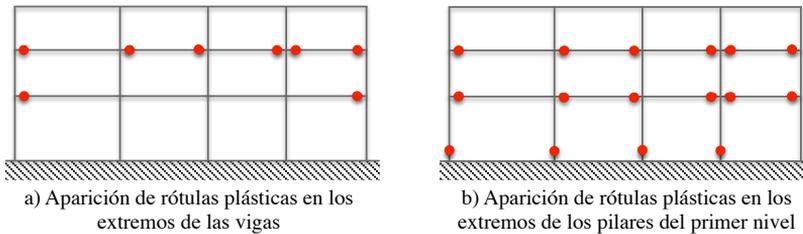


Figura 11.11: Estructura elástica hasta que aparecen las primeras rotulas plásticas en vigas (izquierda). Estructura con rótulas en todos los extremos de vigas (derecha).

11.6. Simulación numérica de estructuras reforzadas con FRP y valoración del daño

El uso de los materiales compuestos como materiales de refuerzo para estructuras ya construidas es una de las tecnologías que están teniendo gran aplicación en la industria de la construcción debido a las ventajas que presentan [3]. Entre estas ventajas están las altas relaciones resistencia-peso y rigidez-peso, las cuales mejoran el comportamiento de la estructura existente sin alterar su configuración geométrica. Asimismo, son materiales livianos que no demandan cambios en la distribución del sistema estructural o en la cimentación. Además, para el caso de construcciones sometidas a ambientes especiales, presentan alta resistencia a la corrosión.

No obstante, para optimizar el diseño estructural de los materiales compuestos en las estructuras, es necesario el análisis del comportamiento de los materiales compuestos donde se identifique la forma de participación de los diferentes componentes del compuesto y su interacción con otros materiales como el hormigón armado. De igual forma, se requiere el análisis del comportamiento global de la estructura, en el que se establezca la incidencia de los materiales compuestos como parte integral de los elementos estructurales reforzados. Un procedimiento eficiente para realizar estos análisis es la simulación numérica con elementos finitos.

El comportamiento de las estructuras de hormigón armado reforzadas con FRP depende de múltiples parámetros, y el grado de influencia de muchos de ellos no ha sido aún determinado, lo que dificulta que experimentalmente se puedan estudiar todas las variables. Por

otra parte, la heterogeneidad y la anisotropía propias de los compuestos han hecho que no haya métodos de análisis sencillos y efectivos que permitan determinar su influencia sobre el comportamiento en las estructuras [19, 21].

Como consecuencia, el desarrollo para optimizar el uso del *FRP* en las estructuras se debe realizar de forma conjunta entre el campo experimental y el campo de la simulación numérica. No obstante, es necesario el desarrollo de nuevas herramientas y mejorar las existentes, en busca de que la simulación numérica a nivel global y local represente de una forma más aproximada el comportamiento real de las estructuras reforzadas con *FRP*, con la finalidad de obtener información que no se puede medir en los ensayos.

Teniendo en cuenta que la simulación numérica en el análisis de los materiales compuestos es un campo que está en desarrollo, y que su uso en obras civiles es relativamente nuevo, en este apartado se hace una presentación sintética de la teoría de mezclas serie/paralelo, que junto a los conceptos descritos en apartados anteriores, se convierte en una potente herramienta para el análisis numérico. Una descripción detallada de esta teoría se puede encontrar en [33].

11.6.1. Simulación del comportamiento de los materiales compuestos

Los materiales compuestos están conformados por diferentes tipos de sustancias inorgánicas u orgánicas, cada uno de los materiales componentes teniendo su ley constitutiva que condiciona el comportamiento del conjunto en función de la proporción volumétrica y de la distribución morfológica que tenga dentro del compuesto.

En la actualidad, gran parte de las investigaciones acerca del comportamiento de los materiales compuestos corresponden al campo experimental. Su estudio por medio de modelaciones numéricas está en desarrollo pero presenta algunas restricciones; incluso en simulaciones recientes de elementos reforzados con *FRP*, se representa el comportamiento constitutivo del material compuesto como el de un material homogéneo, sin tener en cuenta el aporte de sus componentes.

Con el objetivo de solucionar esta limitación, se han propuesto diferentes teorías de simulación del comportamiento de los materiales compuestos como gestores del uso de los modelos constitutivos que representan el comportamiento de los materiales simples que componen los materiales compuestos. Estas teorías de simulación son herramientas que pueden ser utilizadas dentro de una técnica de aproximación de elementos finitos para simular apropiadamente el comportamiento de los materiales compuestos, entre ellas las más relevantes son [5]:

- **Teoría de la homogenización.** Dentro de la mecánica de medios continuos se requiere del análisis desde dos escalas diferentes: una macroscópica en la que se determina el comportamiento de la estructura, y una microscópica en la que se obtiene el comportamiento del compuesto partiendo de la respuesta de sus componentes.
- **Teoría de las mezclas.** Considera que el comportamiento de cada componente define el comportamiento global del compuesto. Parte de la mecánica del continuo local bajo

el principio de interacción de las sustancias que componen el material, suponiendo que en el volumen infinitesimal del compuesto participan en conjunto todos sus componentes. Asimismo, considera que cada uno de ellos contribuye al comportamiento del compuesto en la misma proporción que su participación volumétrica.

Este apartado está orientado a la utilización de la teoría de mezclas, tomando como base la teoría de mezclas serie/paralelo propuesta por Rastellini [33], y que ha sido validada a través de la comparación de los resultados con diversas pruebas experimentales. Esta teoría se fundamenta en la teoría de mezclas clásica inicialmente estudiada por Trusdell y Topin [24]. Para más detalle sobre la simulación del comportamiento de los materiales compuestos, se recomienda recurrir a las siguientes fuentes [5, 17, 28].

11.6.2. Simulación numérica de un pórtico de hormigón armado reforzado con CFRP

El estudio de los efectos que han producido los grandes sismos en estructuras tipo pórtico pone en evidencia que las zonas más susceptibles a daño son las uniones viga columna y las bases de las columnas. Por ello, con el propósito de garantizar la estabilidad de las estructuras durante un evento extremo, en muchos estudios se hace énfasis en la necesidad de la rehabilitación y reparación de las estructuras antiguas o de las estructuras construidas antes de las actuales normas de diseño, siendo una de las alternativas de refuerzo el uso de FRP.

Utilizando la teoría de mezclas serie/paralelo [14–17, 32, 33] en un programa de elementos finitos, se muestra en este apartado un estudio de estructuras porticadas reforzadas con CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*). Se realizó un análisis no lineal estático incremental (*push-over analysis*) de diez estructuras planas con una misma geometría. Cinco de ellas son de hormigón simple y las otras son de hormigón armado, con distintas configuraciones de refuerzo utilizando CFRP.

Aunque el CFRP se emplea como refuerzo en estructuras de hormigón armado o de acero, se estudió también el comportamiento de las estructuras de hormigón simple reforzadas con el propósito de analizar únicamente la influencia del refuerzo de CFRP sobre las estructuras.

11.6.2.1. Geometría y configuraciones del refuerzo

En la Figura 11.12 se indica la geometría de los diez modelos junto con las armaduras de las viga y de las columnas para los pórticos de hormigón armado. En la Figura 11.13 se presentan las configuraciones del refuerzo con CFRP, y en la Tabla 11.2 se indica la nomenclatura utilizada para identificar los modelos.

El refuerzo en las columnas de estos modelos corresponde a dos capas orientadas a 0° y a 90° , para tener en cuenta que la eficiencia del encamisado de la columna depende de las direcciones en que se coloque la fibra. Asimismo, cuatro de los diez pórticos analizados tienen CFRP en la base de las columnas, dado que según los resultados experimentales [30, 31] su nivel de influencia es notorio en la capacidad y en la ductilidad en las columnas.

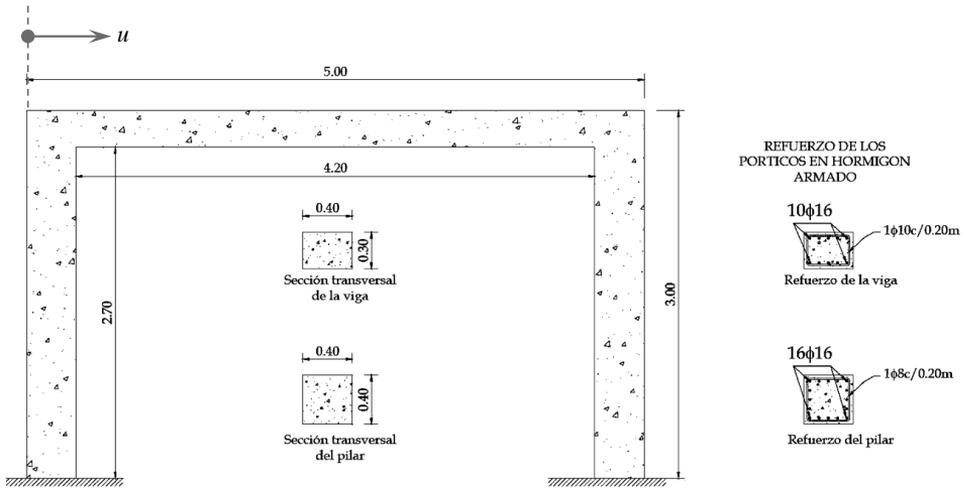


Figura 11.12: Geometría tipo de las estructuras porticadas.

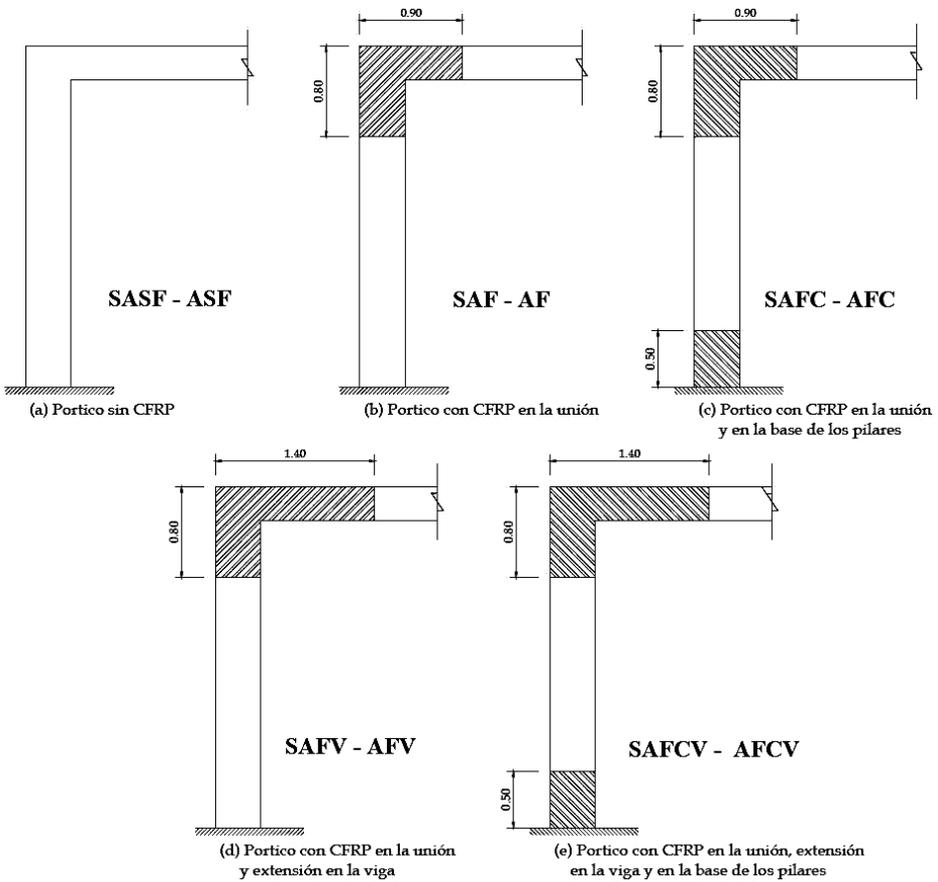


Figura 11.13: Modelos de los pórticos con las diferentes configuraciones de refuerzo [19].

Tipo de pórtico	Hormigón sin armadura de acero	Hormigón con armadura de acero
Pórtico sin <i>CFRP</i> (Figura 11.13a)	SASF	ASF
Pórtico con <i>CFRP</i> en la unión (Figura 11.13b)	SAF	AF
Pórtico con <i>CFRP</i> en la unión y en la base de la columna (Figura 11.13c)	SAFC	AFC
Pórtico con <i>CFRP</i> en la unión y extensión en la viga (Figura 11.13d)	SAFV	AFV
Pórtico con <i>CFRP</i> en la unión, extensión en la viga y en la base de la columna (Figura 11.13e)	SAFCV	AFCV

Tabla 11.2: Nomenclatura de los modelos de los pórticos.

Con el fin de tener un mejor comportamiento de la viga ante un desplazamiento lateral, en los modelos con refuerzo se encamisó la viga en las zonas cercanas a las uniones viga-columna. Se seleccionaron dos longitudes de refuerzo en la viga para hacer una comparación del comportamiento cuando el refuerzo se extiende desde el borde de la unión dos y cuatro veces la altura efectiva de la viga.

La teoría serie/paralelo permite asignar el hormigón y la resina polimérica como material de las matrices de los compuestos, mientras que el acero y la fibra de carbono constituyen el refuerzo. En la Figura 11.14 se indican los materiales compuestos asignados a los elementos estructurales de los modelos, dependiendo de si tienen o no armadura. Los porcentajes volumétricos en los que participan los componentes en cada material compuesto se señalan en Tabla 11.3, donde se especifica la dirección de las fibras del compuesto considerada como parte de la anisotropía del compuesto [4]. Las propiedades asignadas a los materiales simples se muestran en la Tabla 11.4.

11.6.2.2. Descripción de los modelos constitutivos aplicados a los materiales

Los modelos analizados por control de desplazamientos tienen una malla de elementos finitos rectangulares de 4 nodos. En lo que respecta al análisis del comportamiento de los materiales simples, para determinar el daño en el hormigón y la matriz polimérica del compuesto se aplicó el modelo de daño de Kachanov [22, 23]. El acero se consideró como un material elastoplástico utilizando el algoritmo Euler [23], mientras que la fibra de carbono se analizó como un material elástico y lineal. En todos los casos se ha partido de la hipótesis que no hay daño inicial en el pórtico, por lo que los ejemplos corresponden al caso de rehabilitación con *CFRP*. Además se supuso una adherencia inicial perfecta entre el refuerzo y el hormigón.

11.6.2.3. Análisis del comportamiento de los modelos de hormigón en masa y de hormigón armado reforzado

(a) Resistencia y rigidez

En la Figura 11.15 se observa que los diferentes modelos tienen una rigidez inicial similar, su comportamiento se mantiene lineal aproximadamente hasta los 0,0015 m; luego, según la

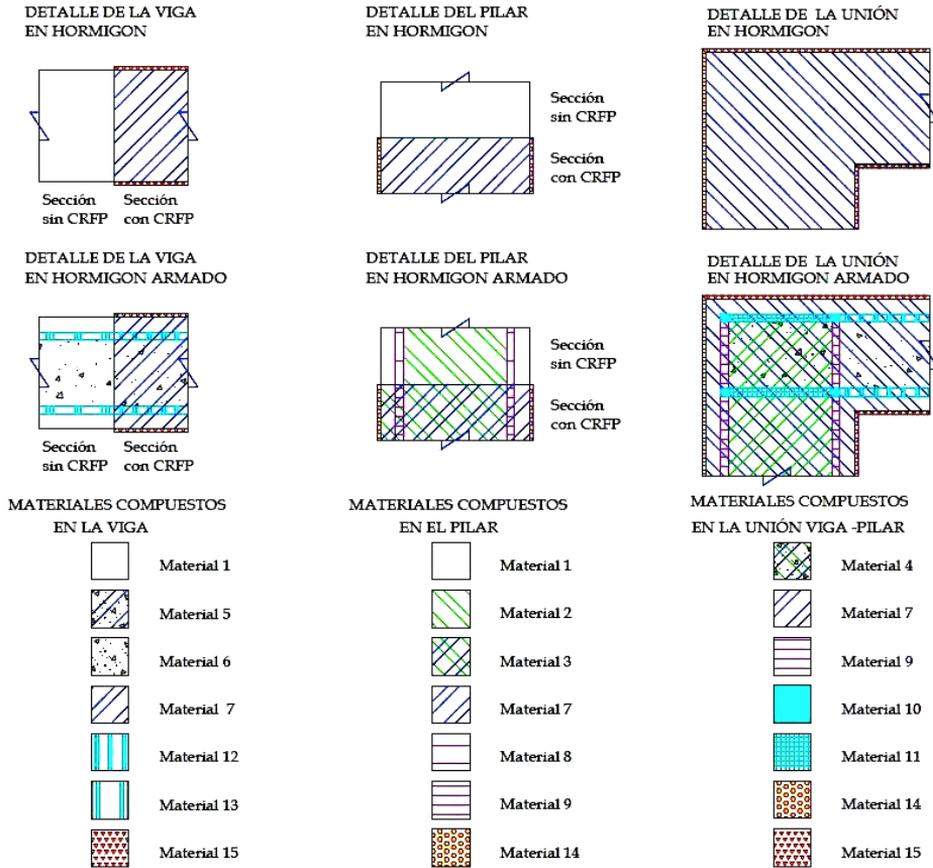


Figura 11.14: Configuración de los materiales compuestos en los pórticos [18].

configuración del refuerzo del sistema, la pérdida de rigidez varía de acuerdo con el desarrollo del daño y de plasticidad. La resistencia máxima de cada caso se indica en la Tabla 11.5.

En lo que respecta al comportamiento de las estructuras de hormigón simple, la resistencia de la estructura aumenta casi un 40% cuando se coloca *CFRP* en la base de las columnas. Por el contrario, en los casos con *CFRP* en la unión y en la viga (SAF y SAFV), el aumento de la resistencia del sistema es pequeño, un 5% y un 6%, respectivamente. Asimismo, se observa que los modelos con refuerzo adicional en la viga (SAFV y SAFVC) muestran un comportamiento dúctil después de alcanzar su capacidad máxima y, en los dos casos conservan una pérdida de resistencia menor al 24%. Se aprecia como el modelo SAFC tiene una tendencia de pérdida de resistencia similar al modelo SAF, donde el refuerzo en las columnas incrementa la resistencia del sistema pero no incide en su ductilidad.

Por otra parte, en los pórticos de hormigón armado, al reforzarse sólo la unión (AF) hay un pequeño incremento en la resistencia del orden del 7%. Cuando el refuerzo se coloca en la base de las columnas (AFC) o más allá de la zona de confinamiento en las vigas (AFV), el aumento de la resistencia llega a un 27%. Al reforzar tanto la base de las columnas como la

Material compuesto	Matriz de hormigón	Acero long.	Acero vert.	Cercos horiz.	Cercos vert.	Matriz polimérica	CFRP 0° horiz.	CFRP 90° vert.
1	100,0	-	-	-	-	-	-	-
2	98,70	-	1,10	0,20	-	-	-	-
3	97,53	-	1,10	0,17	-	0,40	0,40	0,40
4	97,71	-	1,09	-	-	0,40	0,40	0,40
5	98,70	-	-	-	0,10	0,40	0,40	0,40
6	99,90	-	-	-	0,10	-	-	-
7	98,80	-	-	-	-	0,40	0,40	0,40
8	87,13	-	12,67	0,20	-	-	-	-
9	86,04	-	12,59	0,17	-	0,40	0,40	0,40
10	81,51	4,84	12,45	-	-	0,40	0,40	0,40
11	92,87	4,84	1,09	-	-	0,40	0,40	0,40
12	93,86	4,87	-	-	0,07	0,40	0,40	0,40
13	95,00	4,90	-	-	0,10	-	-	-
14	-	-	-	-	-	34,00	66,00	-
15	-	-	-	-	-	34,00	-	66,00

Tabla 11.3: Composición porcentual de componentes en los materiales compuestos de los pórticos [18].

Material	Criterio umbral de daño	$E_x = E_y = E_z$ [MPa]	ν	σ_c [MPa]	σ_t [MPa]	G_c [kPa·m]	G_t [kPa·m]
Hormigón	Mohr-Coulomb	$2,5 \cdot 10^4$	0,20	30,0	3,0	50,0	5,0
Acero	Von Mises	$2,1 \cdot 10^5$	0,00	270	270	2000	2000
Matriz polimérica	Mohr-Coulomb	$1,2 \cdot 10^4$	0,20	87,5	29,2	36,0	3,0
Fibra de carbono	Von Mises	$1,5 \cdot 10^5$	0,00	2300	2300	2000	2000

Tabla 11.4: Propiedades mecánicas de los materiales componentes de los compuestos en los pórticos.

viga (AFCV), la resistencia se incrementa un 50%. A diferencia de los modelos con hormigón simple, en todos los casos con armadura hay ductilidad independientemente del refuerzo. En los pórticos de hormigón armado, el CFRP como refuerzo, aumenta la capacidad de la estructura, dado que al disminuir el nivel de daño en el hormigón, posterga la plastificación del acero.

Es relevante notar que el refuerzo no aumenta la rigidez lateral de los pórticos, lo que coincide con la observación de Tastani y Pantazopoulou [35]. Con el refuerzo hay un incremento de la resistencia a cortante y a flexión, no obstante, el nivel de incremento de resistencia depende de la configuración del refuerzo que se seleccione y de la armadura de los pórticos. En lo que respecta a la ductilidad, cabe anotar que su aumento depende de la distribución de la armadura; si la armadura es insuficiente, el refuerzo con CFRP incrementa considerablemente la ductilidad del sistema; pero si la armadura aporta por sí misma ductilidad al sistema, al reforzarlo el incremento en la ductilidad es imperceptible.

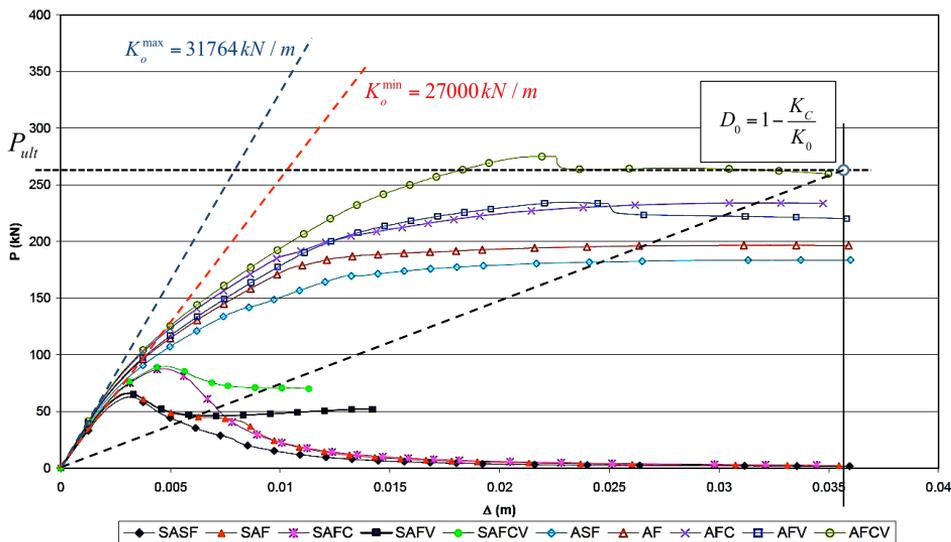


Figura 11.15: $P - u$ pórticos de hormigón simple y de hormigón con armadura de acero [18].

Hormigón sin armadura	SASF	SAF	SAFC	SAFV*	SAFCV
Fuerza máxima (kN)	62,36	65,48	87,65	66,06	89,73
ΔP_{max} (m)	0,0030	0,0030	0,0048	0,0031	0,0048
Hormigón con armadura	ASF	AF	AFC	AFV	AFCV
Fuerza máxima (kN)	183,62	196,54	233,98	234,49	274,96
ΔP_{max} (m)	0,0354	0,0318	0,0312	0,0233	0,0222

Tabla 11.5: Fuerzas máximas y desplazamientos en la mitad del claro de la viga.

(b) Daño o deterioro estructural

La teoría de mezclas permite obtener resultados por cada componente, entre los cuales se puede conocer el estado tensional, deformacional y el daño o deterioro estructural. A continuación se muestra la evolución de la variable interna de daño o el endurecimiento plástico en el compuesto y en los materiales componentes. En la Figura 11.16 se muestra la distribución de daño en los pórticos para el estado de carga última. Los valores se recogen en la Tabla 11.6.

En las estructuras de hormigón simple el daño se localiza y exhibe una considerable pérdida de capacidad, mientras que en las estructuras de hormigón armado el daño se distribuye a lo largo de los elementos estructurales y la pérdida de capacidad de la estructura es pequeña.

Dependiendo del daño que se produce en los diferentes casos, se aprecia que en los pilares y en las vigas es necesario que la longitud del refuerzo externo sea suficientemente larga para evitar el daño localizado en el hormigón y retrasar la plastificación del acero, previniéndose el fallo prematuro del sistema. Como ejemplo, se observa que en las estructuras de hormigón reforzado -al comparar los modelos AFV con AF, y AFCV con AFC (véase Figura 11.13).

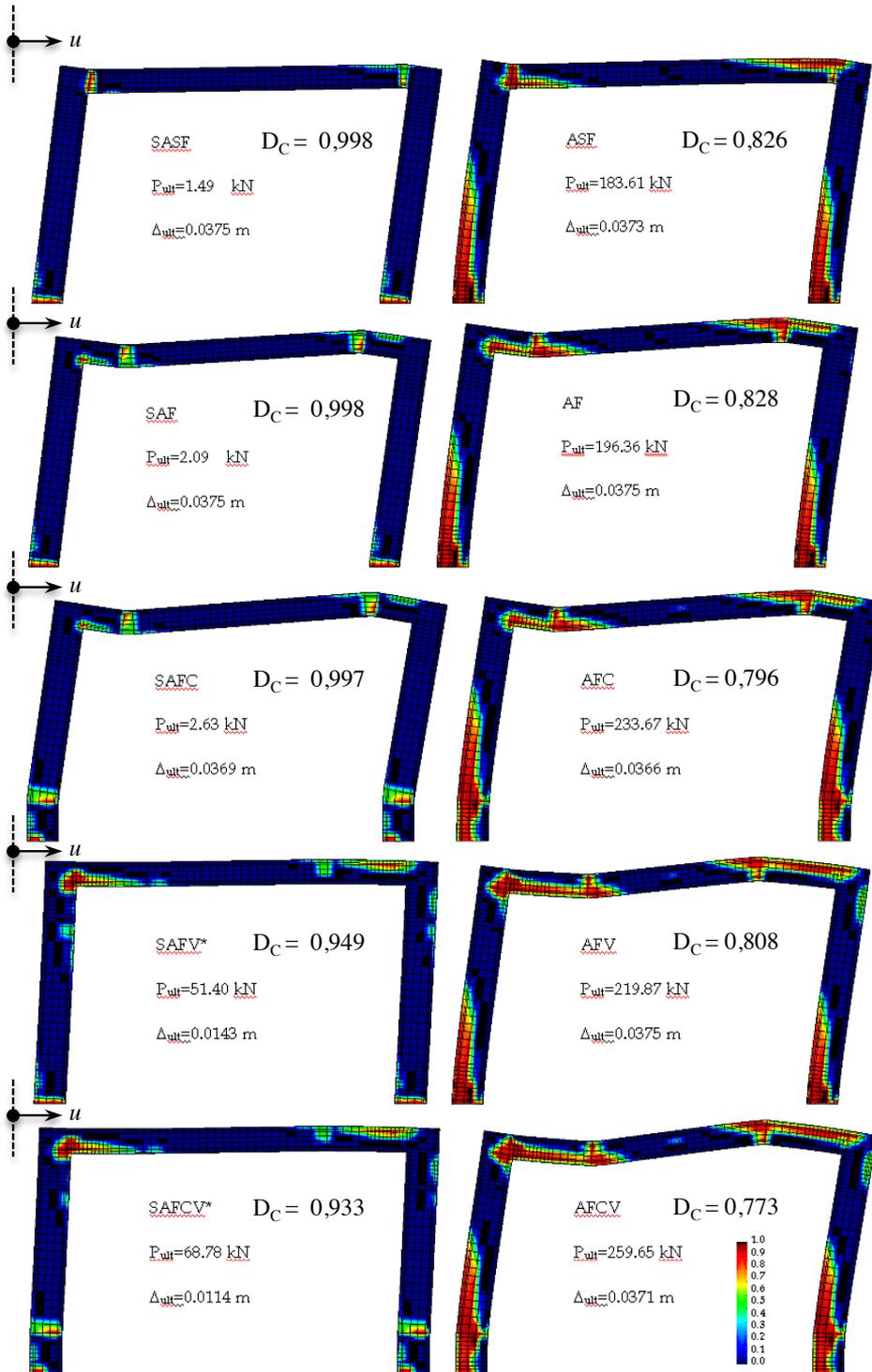


Figura 11.16: Daño estructural producido por un desplazamiento u en el extremo izquierdo.

los pórticos con mayor longitud de refuerzo en las vigas tienen menor pérdida de rigidez, aunque presentan mayor daño en la unión y tienen una resistencia lateral un 12 % superior. Asimismo, al contrastar los casos AF con AFC o SAF con SAFC, se observa que al colocar el refuerzo en la base de las columnas, la zona con daño en toda la sección transversal se traslada del apoyo de la columna al borde en el que termina el *CFRP*, con lo cual, el refuerzo aumenta la resistencia del sistema. Utilizando la ecuación 11.21 se puede obtener el nivel de daño global que ha alcanzado cada una de las estructuras porticadas en el estado último de desplazamiento $u_{ult} = 0,0036$ m al que se han exigido todas las estructuras (véanse Figura 11.6 y Figura 11.15).

De éstas pruebas se confirma que al reforzar las estructuras con *CFRP* se aumenta la ductilidad y se reduce la pérdida de resistencia del sistema y el daño máximo estructural. Sin embargo, el nivel de eficiencia del refuerzo de compuesto depende tanto de la configuración de refuerzo que se seleccione, como del tipo y estado de la estructura original.

Sin <i>CFRP</i>				
Modelo de Pórtico	SASF [†]	ASF [‡]		
P_{ult} [kN]	1,490	183,610		
u_{ult} [m]	0,036	0,036		
K_0 [kN/m]	27000	29382		
K_c [kN/m] = P_{ult}/u_{ult}	41,389	5100,278		
$D_c = 1 - (K_c/K_0)$	0,998	0,826		

		<i>CFRP</i> Unión Viga - Columna		<i>CFRP</i> Unión Viga - Columna y Base	
Modelo de Pórtico	SAF [†]	AF [‡]	SAFC [†]	AFC [‡]	
P_{ult} [kN]	2,090	196,360	2,630	233,670	
u_{ult} [m]	0,036	0,036	0,036	0,036	
K_0 [kN/m]	28000	31764,7	28000	31764,7	
K_c [kN/m] = P_{ult}/u_{ult}	58,056	5454,444	73,056	6490,833	
$D_c = 1 - (K_c/K_0)$	0,998	0,828	0,997	0,796	

		<i>CFRP</i> Unión Viga extendida Columna y Base		<i>CFRP</i> Unión Viga extendida Columna y Base extendidas	
Modelo de Pórtico	SAFV [†]	AFV [‡]	SAFCV [†]	AFCV [‡]	
P_{ult} [kN]	51,400	219,870	68,780	259,650	
u_{ult} [m]	0,036	0,036	0,036	0,036	
K_0 [kN/m]	28000	31764,7	28500	31764,7	
K_c [kN/m] = P_{ult}/u_{ult}	1427,778	6107,5	1910,556	7212,5	
$D_c = 1 - (K_c/K_0)$	0,949	0,808	0,933	0,773	

[†] Sin Acero; [‡] Con Acero.

Tabla 11.6: Daño global, según ecuación 11.20, alcanzado por cada estructura para el desplazamiento último $u_{ult} = 0,0036$ m. Máximo daño (0,998) en el modelo **SASF** y mínimo daño (0,773) en el modelo **AFCV**.

11.7. Conclusiones

La formulación presentada en este trabajo permite analizar numéricamente el comportamiento de materiales compuestos y de sus componentes dentro de una estructura. Por una parte permite que cada componente del compuesto se analice utilizando la ecuación constitutiva que sea mas conveniente para predecir su comportamiento (elasticidad, plasticidad,

daño, etc.). Por tanto, esta formulación conduce a una herramienta numérica apropiada para el análisis de estructuras compuestas con diversos materiales con diferentes tipos de no linealidades. Al mismo tiempo, los costos computacionales son reducidos al utilizar un mallado continuo único para el análisis de la estructura y sus materiales componentes.

El refuerzo con *FRP* en los pórticos de hormigón simple y armado, es una técnica viable para incrementar la capacidad de la estructura. Además, siempre que se configure adecuadamente el refuerzo en los elementos, se mejora el control de daño y se logra aumentar la ductilidad global del sistema. Según los resultados obtenidos en este análisis, tanto en los modelos de hormigón simple como en los de hormigón armado, el aumento de la resistencia global del sistema estructural depende de la configuración de refuerzo que se coloque. Por ello, es necesario que, a través de la simulación numérica utilizando la teoría de mezclas serie/paralelo, se optimicen los análisis de las estructuras con materiales compuestos para mejorar el diseño del refuerzo de los edificios y de los puentes que necesitan rehabilitación o reparación.

La simulación numérica es una herramienta útil y de gran aplicación en el diseño de soluciones de refuerzo de estructuras de hormigón armado con materiales compuestos. La simulación numérica con elementos finitos junto con la teoría serie/paralelo y los modelos constitutivos de los materiales componentes que ésta controla, permite analizar una estructura con diferentes alternativas de refuerzo, involucrando los modelos constitutivos de los componentes de los materiales compuestos. Esto permite además que se pueda seleccionar las configuraciones más eficientes y se determine la capacidad de resistencia del sistema estructural reforzado, identificando el nivel de daño que se puede alcanzar. Esta aplicación es posible a dos escalas: una local, en donde se estudian los elementos estructurales, en la que los materiales compuestos se utilizan como refuerzo a cortante, a flexión o a compresión; y una escala global, en la que se analiza el comportamiento del sistema estructural al reforzar los elementos que lo requieran de acuerdo con las normativas existentes.

11.8. Líneas futuras

La formulación que se propone en este capítulo es bastante general, no obstante es necesario extenderla a problemas termomecánicos, incluido el efecto del fuego sobre las estructuras. Esto abriría un campo de estudio muy importante que cubriría uno de los puntos más débiles y vulnerable de los materiales compuesto de matriz polimérica reforzada con fibras.

También se está trabajando en la simulación numérica del comportamiento de compuestos con fibras cortas, abriendo así la posibilidad de capturar el incremento de ductilidad estructural que aporta este tipo de refuerzo.

Actualmente se está utilizando tejidos para reforzar estructuras. Esto ofrece una excelente alternativa a los laminados multidireccionales. La necesidad de tratar este problema e incorporarlo a la formulación previamente presentada, es una necesidad por el gran crecimiento y aplicabilidad que están teniendo estos materiales compuestos.

Por último, la combinación de la teoría de mezclas y homogeneización abren un potencial de análisis muy grande que permitiría abordar complejas situaciones que suelen presentarse

en las estructuras de materiales compuestos, como así también en el refuerzo de las mismas. Actualmente se está trabajando en esta línea con buenos resultados.

Agradecimientos Este trabajo ha sido apoyado parcialmente por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España a través de los proyectos RECOMP, Ref. BIA2005-06952, DECOMAR, Ref. MAT2003-08700-C03-02 y DELCOM, Ref. MAT2008-02232/MAT; por el Ministerio de Fomento de España a través del proyecto Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón Armado con Materiales Compuestos; por AIRBUS (España), por el Contrato Nro. PBSO-13-06 FEMCOM, por ACCIONA Infraestructuras (España) a través de los proyectos CETIC, Sphera y Prometeo; por la Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AECID), Ref. A/024063/09; por programa Alban, Programa de Becas de Alto Nivel de la Unión Europea para América Latina, beca N° E06D101053CO; por el Centro Internacional para los Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), España y por el laboratorio CER-LITEM del Departamento de Resistencia de Materiales de la Universidad Politécnica de Catalunya, Terrassa, España. Así mismo, la redacción del capítulo ha sido posible gracias al apoyo del European Research Council a través del Advanced Grant: ERC-2012-AdG 320815 COMP-DES-MAT *Advanced tools for computational design of engineering materials*. Los autores agradecen sinceramente todo el apoyo recibido.

Bibliografía seleccionada

Para profundizar en la temática se recomienda la consulta de las siguientes fuentes bibliográficas:

- OLLER S. *Simulación numérica del comportamiento mecánico de los materiales compuestos*. CIMNE (2003).
- OLLER S. *Dinámica No-Lineal*. CIMNE (2001).
- MALVERN, L. *Introduction to the mechanics of continuous medium*. Macmillan Publishing, USA (1969).

Referencias

- [1] BARBAT A., OLLER S., OÑATE E. AND HANGANU A. Simulation of damage phenomena in reinforced concrete buildings subjected to seismic actions. In *Proc. ICNMEAS, Concepción, Chile* (1992).
- [2] BARBAT A. Y MIQUEL J. *Estructuras sometidas a acciones sísmicas*. CIMNE, Barcelona, España, 1994.
- [3] BARBERO, E. J. *Introduction to composite materials design, Second Edition*. CRC Press, Taylor & Francis, Florida, USA, 2011.
- [4] CAR, E., OLLER, S., AND OÑATE, E. An anisotropic elasto plastic constitutive model for large strain analysis of fiber reinforced composite materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 185, 2-4 (2000), 245–277.

- [5] CAR, E., ZALAMEA, F., OLLER, S., MIQUEL, J., AND OÑATE, E. Numerical simulation of fiber reinforced composite materials - Two procedures. *International Journal of Solids and Structures* 39, 7 (2002), 1967 – 1986.
- [6] DIPASQUALE, E., AND CAKMAK, A. *On the relation between local and global damage indices*. Technical Report NCEER-89-0034, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1989.
- [7] HANGANU A., BARBAT A., OLLER S. Y OÑATE E. *Simulación del daño sísmico en edificios de hormigón armado*. CIMNE, Barcelona, España, 1993.
- [8] KACHANOV, L. M. Time of the rupture process under creep conditions. *Izv. Akad. Nauk. SSR, Otd Tekh., Nauk*, 8 (1958), 26–31.
- [9] LUBLINER, J. On the thermodynamic foundations of non-linear solid mechanics. *International Journal of Non-Linear Mechanics* 7, 3 (1972), 237 – 254.
- [10] LUBLINER, J. *Thermomechanics of deformable bodies*. Department of Civil Engineering University of California, Berkeley USA, 1985.
- [11] LUBLINER, J. *Plasticity Theory*. Macmillan Publishing, USA, 1990.
- [12] LUBLINER J., OLIVER J., OLLER S., OÑATE E. A plastic damage model for non linear analysis of concrete. *International Journal of Non-Linear Mechanics* 25, 3 (1989), 299 – 326.
- [13] MALVERN, J. *Introduction to the mechanics of continuous medium*. Macmillan Publishing, USA, 1969.
- [14] MARTÍNEZ, X. *Micro-mechanical simulation of composite materials using the serial/parallel mixing theory*. PhD thesis, Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria (RMEE) - UPC, 2008. Advisor: Sergio Oller.
- [15] MARTÍNEZ, X., AND OLLER, S. Numerical simulation of matrix reinforced composite materials subjected to compression loads. *Archives of Computational Methods in Engineering* 16, 4 (2009), 357–397.
- [16] MARTÍNEZ, X., OLLER, S., AND BARBERO, E. *Mechanical response of composites. Chapter: Study of delamination in composites by using the Serial/Parallel mixing theory and a damage formulation*. Springer. ECCOMAS series Edition, 2008.
- [17] MARTÍNEZ, X., OLLER, S., RASTELLINI, F., AND BARBAT, A. A numerical procedure simulating RC structures reinforced with FRP using the serial/parallel mixing theory. *Computers and Structures* 86, 15-16 (2008), 1604–1618.
- [18] MOLINA, M. *Estudio numérico de la adherencia de los materiales compuestos como refuerzo en estructuras de hormigón armado. Tesis de Master en Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España, 2009.
- [19] MOLINA, M., OLLER, S., BARBAT, A., AND MARTÍNEZ, X. Estudio de estructuras de hormigón reforzadas con FRP mediante la teoría de mezclas serie/paralelo. *Revista Internacional de Ingeniería y Estructuras 13-14*, 1 (2009), 29–54.
- [20] MOLINA, M., OLLER, S., BARBAT, A., AND MARTÍNEZ, X. Análisis numérico de estructuras de hormigón reforzadas con FRP por medio de la teoría de mezclas serie/paralelo. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Cálculo y Diseño en Ingeniería* 26, 2 (2010), 135–155.
- [21] MOLINA M., CRUZ J., OLLER S., BARBAT A. AND GIL L. Estudio de la interfaz hormigón-epoxi-FRP de un ensayo de doble cortante por medio de la Teoría de Mezclas Serie/Paralelo. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras 13-14*, 1 (2009), 103–121.
- [22] OLIVER, J. AND CERVERA, M. OLLER, S. AND LUBLINER J. Isotropic damage models and smeared crack analysis of concrete. *Proceedings of SCI-C. Second Int. Conf. on Computer Aided Design of Concrete Structure, Zell am See, Austria* (1990), 945–958.
- [23] OLLER, S. *Dinámica no lineal*. CIMNE-Ediciones UPC, 2001.
- [24] OLLER, S. *Simulación numérica del comportamiento mecánico de los materiales compuestos*. CIMNE, 2003.

- [25] OLLER, S., OÑATE, E., OLIVER, J., AND LUBLINER, J. Finite element nonlinear analysis of concrete structures using a plastic-damage model. *Engineering Fracture Mechanics* 35, 1-3 (1990), 219 – 231.
- [26] OLLER, S., OÑATE, E., MIQUEL, J., AND BOTELLO, S. A plastic damage constitutive model for composite materials. *International Journal of Solids and Structures* 33, 17 (1996), 2501 – 2518.
- [27] OLLER S., BARBAT A., OÑATE E. AND HANGANU A. A damage model for the seismic analysis of building structures. *Proc. 10th WCEE Madrid, España* (1992).
- [28] OLLER S., BOTELLO S., MIQUEL J. AND OÑATE E. An anisotropic elasto-plastic model based on an isotropic formulation. *International Journal of Engineering Computation* 12, 3 (1995), 245–262.
- [29] OLLER S., OLIVER J., CERVERA M., OÑATE E. Simulación de procesos de localización en mecánica de sólidos mediante un modelo plástico. *I Congreso Español de Métodos Numéricos, Gran Canaria, España* (1990), 423–431.
- [30] OZCAN, O., BINICI, B., AND OZCEBE, G. Improving seismic performance of deficient reinforced concrete columns using carbon fiber-reinforced polymers. *Engineering Structures* 30, 6 (2008), 1632 – 1646.
- [31] PARVIN, A., AND WANG, W. Concrete columns confined by fiber composite wraps under combined axial and cyclic lateral loads. *Composite Structures* 58, 4 (2002), 539 – 549.
- [32] RASTELLINI, F. *Modelización numérica de la no-linealidad constitutiva de laminados compuestos*. PhD thesis, Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria (RMEE) - UPC, 2006. Directors: Sergio Oller and Eugenio Oñate.
- [33] RASTELLINI, F., OLLER, S., SALOMON, O., AND OÑATE, E. Composite materials non-linear modelling for long fibre reinforced laminates: Continuum basis, computational aspects and validations. *Computers and Structures* 86, 9 (2008), 879–896.
- [34] SIMO, J., AND JU, J. Strain and Stress-Based Continuum damage Models. I. Formulation. *International Journal of Solids and Structures* 23, 7 (1987), 821 – 840.
- [35] TASTANI, S., AND PANTAZOPOULOU, S. Detailing procedures for seismic rehabilitation of reinforced concrete members with fiber reinforced polymers. *Engineering Structures* 30, 2 (2008), 450 – 461.
- [36] TURON, A., CAMANHO, P., COSTA, J., AND DÁVILA, C. A damage model for the simulation of delamination in advanced composites under variable-mode loading. *Mechanics of Materials* 38, 11 (2006), 1072 – 1089.
- [37] ZIENKIEWICZ, O. C., AND TAYLOR, L. *The finite element method*. McGraw-Hill, London, England, 1991.

El propósito de esta obra es aportar una visión global del estado actual de la técnica y los recientes desarrollos sobre la aplicabilidad de los materiales compuestos en la obra civil y la edificación. El libro recoge una colección de trabajos de investigación de expertos nacionales e internacionales, que abordan los retos actuales y futuros en este campo, proporcionando, a través de una amplia variedad de casos de estudio, una hoja de ruta con las habilidades técnicas y los conocimientos prácticos necesarios para el empleo de materiales compuestos en nuevas aplicaciones. Los textos son autocontenidos en sus partes, permitiendo una lectura acorde al interés particular de cada lector. En ellos se presentan fundamentos técnicos, resultados de investigaciones, y se revisan y compilan referencias bibliográficas actualizadas que complementan y permiten al lector adquirir un conocimiento más profundo de los temas expuestos, encaminándolo hacia posibles futuras líneas de investigación. Escrito por profesionales e investigadores con experiencia en este campo, este libro pretende ser un texto de referencia para los no iniciados en la temática y una herramienta de estudio e investigación para lectores de niveles más avanzados.

Marco A. Pérez, Universitat Politècnica de Catalunya

