

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA

DISEÑO, SEGÚN ESTADOS LÍMITES, DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON REDONDOS DE FIBRA DE VIDRIO GFRP

TESIS DOCTORAL

Autora:
ANA ISABEL ALMERICH CHULIA

Director:
Dr. PEDRO E. MARTIN CONCEPCION

VALENCIA, 2010

RESUMEN

Desde la aparición de los redondos de fibra de vidrio como armado del hormigón, las recomendaciones existentes sobre su uso, están en continua revisión al tratarse de un material innovador en el mundo de la ingeniería. Sin embargo, todos los códigos y guías de diseño existentes de elementos de hormigón armado con redondos de GFRP, no consideran en el diseño la resistencia a compresión de los redondos, al no existir métodos de ensayos contrastados, ni resultados homogéneos en los mismos, despreciándose su contribución debido a su bajo módulo de elasticidad, y a consideraciones económicas injustificables.

Esta tesis se centra en definir un método de diseño y cálculo de elementos de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio, incluyendo su uso como armadura a compresión, así como su posible resistencia frente al fuego.

La tesis presenta una metodología adecuada a una investigación de los elementos de hormigón armado con este tipo de redondos, basándose principalmente en una amplia base experimental. Se realiza una recopilación bibliográfica y una elaboración de un estado del arte de las aplicaciones de los redondos de FRP como armado del hormigón, y de las directrices existentes en cada uno de los códigos o guías vigentes. Tras ello, se recoge el proceso y los resultados de los trabajos experimentales de los ensayos de tracción, compresión, cortante y adherencia ejecutados a las probetas de fibra de vidrio RTHp, con el fin de obtener de sus características mecánicas, para posteriormente lograr su ratificación por el CSIC, a través del Instituto "Eduardo Torroja", dando pie a la comprobación de su uso como armadura a compresión en elementos de hormigón armado.

Conocido el comportamiento de los redondos, se elabora unas directrices de diseño para elementos de hormigón armado bajo estados límites, cumpliendo con los preceptos marcados por la EHE-08 con respecto a la compatibilidad de tensiones y deformaciones, modificándolos en función de las características intrínsecas de los redondos armados con fibra, desarrollando especialmente las correspondientes al comportamiento a flexión, cortante y compresión, en cuanto a Estados Límites Últimos, y las de fisuración y deformaciones, en los Estados Límites de Servicio.

Para la comprobación de dichas directrices de diseño, se ensayan elementos de hormigón armado con redondos RTHp a flexión y a compresión, donde se caracteriza su comportamiento, comparando los resultados experimentales con los obtenidos analíticamente, modificando las directrices de diseño con factores de corrección que compatibilizan dichos resultados.

Con todo ello, se implementa una aplicación informática, con una introducción sencilla y lógica de los distintos parámetros necesarios para el diseño y comprobación de elementos de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio RTHp.

Por último, se lleva a cabo un estudio, tanto analítico como experimental, realizando los ensayos bajo cargas de fuego en los laboratorios de AIDICO, obteniendo resultados experimentales que han permitido verificar el planteamiento analítico inicial, el cual ya suponía su buen comportamiento frente al fuego.

RESUM

Des de l'aparició de les barres redones de fibra de vidre com armat del formigó, les recomanacions existents sobre el seu ús, estan en continua revisió al tractar-se d'un material innovador en el món de l'enginyeria. No obstant això, tots els codis i guies de disseny existents d'elements de formigó armat amb redons de GFRP, no consideren en el disseny la resistència a compressió dels redons, en no haver mètodes d'assaig contrastats, ni resultats homogenis en els mateixos, menyspreant la seua contribució a causa del seu baix mòdul d'elasticitat, i a consideracions econòmiques injustificables.

Aquesta tesi es centra en definir un mètode de disseny i càlcul d'elements de formigó armat amb redons de fibra de vidre, incloent el seu ús com armadura de compressió, així com la seua possible resistència davant del foc.

La tesi presenta una metodologia adequada a una investigació dels elements de formigó armat amb aquest tipus de redons, basant-se principalment en una àmplia base experimental. Es realitza una recopilació bibliogràfica i una elaboració d'un estat de l'art de les aplicacions dels redons de FRP com armat del formigó, i de les directrius existents en cadascú dels codis o guies vigents. Després d'això, es recull el procés i els resultats dels treballs experimentals dels assaigs de tracció, compressió, tallant i adherència executats a les provetes de fibra de vidre RTHp, per tal d'obtenir les seues característiques mecàniques, per posteriorment aconseguir la seua ratificació pel CSIC, a través de l'Institut "Eduardo Torroja", donant peu a la comprovació del seu ús com armadura de compressió en elements de formigó armat.

Conegut el comportament dels redons, s'elabora unes directrius de disseny per elements de formigó armat baix estats límits, complint amb els preceptes marcats per la EHE-08 per el que fa a la compatibilitat de tensions i deformacions, modificant-les en funció de les característiques intrínseques dels redons armats de fibra, desenvolupant especialment les corresponents al comportament a flexió, tallant i compressió, per el que fa als Estats Límits Últims, i les de fissuració i deformacions, als Estats Límits de Servici.

Per a la comprovació d'aquestes directrius de disseny, s'assagen elements de formigó armat amb redons RTHp a flexió i a compressió, on es caracteritza el seu comportament, comparant els resultats experimentals amb els obtinguts analíticament, modificant les directrius de disseny amb factors de correcció per compatibilitzar aquests resultats.

Amb tota aquesta informació, se implementa una aplicació informàtica, amb una introducció senzilla i lògica dels diferents paràmetres necessaris per al disseny i comprovació d'elements de formigó armat amb redons de fibra de vidre RTHp.

Per últim, es du a terme un estudi, tant analític com experimental, realitzant els assaigs sota càrregues de foc als laboratoris de AIDICO, aconseguint resultats experimentals que han permès verificar el plantejament analític inicial, el qual ja pressuposava el seu bon comportament davant el foc.

SUMMARY

Since the appearance of fiberglass rebar as reinforcement for concrete, the existing recommendations on their use, are under constant review to be an innovative material in the world of engineering. However, all codes and design guidelines existing for reinforced concrete elements with GFRP rebar, not considered in the design compressive strength of the rebar, in the absence of contrasting test methods or in the same consistent results, ignoring contribution due to its low modulus of elasticity, and unjustifiable economic considerations.

The thesis focuses on defining a method of design and calculation of reinforced concrete with fiberglass rebar, including their use as reinforcement in compression, and so its resistance to fire.

The thesis presents a methodology adapted to an investigation of reinforced concrete elements with this type of rebar, based primarily on an extensive experimental base. We performed a bibliographic compilation and an state-of-the-art of the applications of FRP rebar as reinforcement of concrete, and existing guidelines in each of the existing codes or guidelines. After that, it shows the process and results of experimental work of tensile, compression, shear and bond executed to the RTHp fiberglass specimens, in order to obtain its mechanical properties, and subsequently seek its ratification by the CSIC, through the Institute "Eduardo Torroja", giving rise to the verification of their use as compression reinforcement in reinforced concrete.

Knowing the behavior of rebar, is developed design guidelines for reinforced concrete members under limit states, meeting criteria established by the EHE-08 with respect to the compatibility of stresses and strains, as modified by the intrinsic characteristics of fiberglass rebar, developed specially for the behavior to bending, shear and compression, in terms of Ultimate Limit States, and the cracking and deformation in the Service Limit States.

For the verification of these design guidelines are tested reinforced concrete elements with RTHp rebar to flexure and compression, where their behaviour is characterized by comparing experimental

results with those obtained analytically by modifying the design guidelines with correction factors who combine these results.

With all this information, we implement a software application with a simple and logical introduction to the various parameters required for the design and testing of reinforced concrete with RTHp fiberglass rebar.

Finally, it conducts a study, both analytical and experimental, with testing conducted under fire loads in AIDICO laboratories, experimental results obtained have allowed to verify the initial analytical approach, which has already assumed its proper fire behavior.

Para la realización de esta tesis doctoral he recibido la ayuda de muchas personas, a las que, sin duda, tengo que agradecer sus aportaciones, por ser todas de gran importancia. De todos modos, enmarcando estas líneas en un contexto más amplio, tengo también que dar las gracias a todos aquellos que bien con ayudas concretas o simplemente confiando en mí han hecho posible que llegara hasta aquí.

En primer lugar, tengo que agradecer al Prof. Dr. Juan Rovira Soler, Director del Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras de la Universidad Politécnica de Valencia, el haber confiado en mí al proponerme esta tesis, y sobretodo el haber contribuido a despertar mi interés por el campo de la tecnología de estructuras con nuevos materiales.

Por otro lado, la realización de esta tesis no hubiera sido posible sin la dirección del Dr. Pedro Martín, que me ha guiado en todo momento, desde las explicaciones iniciales hasta la redacción del documento. Quiero agradecerle todas las horas que me ha dedicado y todos los conocimientos que con él he tenido ocasión de aprender.

La realización de estos estudios se han podido realizar gracias a la financiación de un proyecto de investigación y desarrollo del Centro de Desarrollo y Transferencia Tecnológica (CDTI), del Ministerio de Ciencia e Innovación, a la empresa VIALOBRA S.L., que además de su apoyo económico ha ejecutado todos los elementos de hormigón armado, y a RTHp Systems, por su aportación de los redondos de fibra de vidrio.

El apoyo incondicional por parte de mi familia ha jugado un papel crucial en la elección y en el transcurso de mi carrera. Gracias a su compañía y a la de los amigos en los momentos difíciles, la redacción de este documento se ha convertido en una realidad. Resulta entonces difícil no recordar a las personas que lamentablemente hoy ya no siguen entre nosotros, pero que desde un principio confiaron en mí, apoyándome en todo momento.

A todos, muchas gracias.

ÍNDICE

ÍNDICE	i
ÍNDICE DE FIGURAS.....	v
ÍNDICE DE TABLAS	xiii
1 INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES	1
1.1. EL GFRP COMO ARMADO INTERNO DEL HORMIGON.....	9
1.2. EL GFRP FRENTE AL FUEGO	25
1.3. OBJETIVOS Y PLANTEAMIENTO DE LA TESIS.....	31
2 CARACTERIZACIÓN DE LAS BARRAS DE FRP	35
2.1. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS REDONDOS r_{thp}	40
2.2. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS.	61
2.3. CERTIFICACIÓN DE LOS REDONDOS DE GFRP DE R_{Thp}	87
3 FUNDAMENTOS DE DISEÑO	91
3.1. BASES DE CÁLCULO	93
3.2. TENSIONES NORMALES	97
3.3. TENSIONES TANGENCIALES.....	117
3.4. FISURACION	122
3.5. DEFORMACIONES.....	125

4	DESARROLLO Y RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	129
4.1.	RESISTENCIA A TRACCIÓN POR FLEXION. METODO EXPERIMENTAL	132
4.2.	ENSAYOS A FLEXION.....	138
4.3.	ENSAYOS DE COMPRESION	152
5	“RTH _p ARMADO”.....	161
5.1.	DESCRIPCIÓN.....	163
5.2.	UTILIZACIÓN DEL PROGRAMA.....	165
6	RESISTENCIA AL FUEGO	175
6.1.	DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A FUEGO.....	178
6.2.	MODELO TEÓRICO	180
6.3.	MODELO EXPERIMENTAL.....	182
7	CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS.....	207
7.1.	CONCLUSIONES.....	210
7.2.	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	213
8	BIBLIOGRAFIA.....	215
9	ANEXO I.....	233

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Tensión – deformación para diferentes barras de refuerzo.	4
Figura 2.	Elementos Leadline (CFRP) en las diagonales de una estructura flotante marina.....	5
Figura 3.	Elementos FIBRA (AFRP) en tirantes de puentes flotantes.....	5
Figura 4.	Sistemas estructurales transparentes a las ondas electromagnéticas	6
Figura 5.	Tableros de puentes.....	6
Figura 6.	Sistemas de anclaje/contención de tierras.....	6
Figura 7.	Puente totalmente armado con redondos de FRP. EUROCRETE Project	7
Figura 8.	USA. a) y b) Morristown, Vermont. c) Lima, Ohio. d) Sierrita de la Cruz, Texas.	7
Figura 9.	Canadá. a) , b) C.-Eaton, Quebec. . c) Calgary, Alberta. d) Sherbrooke, Quebec.	8
Figura 10.	Rejilla de GFRP para armado de un túnel.	8
Figura 11.	Ejemplo de las configuraciones de los refuerzos de FRP.....	12
Figura 12.	Proceso de pultrusión.	13
Figura 13.	Barras GFRP a compresión.....	31
Figura 14.	Barras RTHp	37
Figura 15.	Esquema configuración redondo de fibra de vidrio RTHp	38
Figura 16.	Rotura a compresión de una barra GFRP	38
Figura 17.	Rotura a compresión de una barra RTHp©	39
Figura 18.	Probetas de Ensayo.....	39
Figura 19.	Probetas de GFRP para tracción.....	45
Figura 20.	Longitudes características de las barras GFRP a tracción ensayadas.....	46
Figura 21.	Máquina de ensayos	47

Figura 22.	Máquina ejecutando un ensayo de tracción	48
Figura 23.	Probetas de GFRP para el ensayo a compresión	49
Figura 24.	Longitudes características de las barras GFRP a compresión ensayadas	50
Figura 25.	Plato para ensayo a compresión	51
Figura 26.	Ensayo a compresión, juego de platos	52
Figura 27.	Extensómetro, ensayo a compresión.....	52
Figura 28.	Probeta de GFRP ensayada a compresión.	53
Figura 29.	Proceso hormigonado y preparación de probetas para adherencia.	54
Figura 30.	Etapas desencofrado probetas.....	54
Figura 31.	Longitudes características de las barras GFRP para el ensayo de adherencia.....	56
Figura 32.	Dimensiones del cubo de hormigón.....	56
Figura 33.	Probeta, encofrado cubo de hormigón.....	57
Figura 34.	Forma de la probeta, barra de GFRP embebida	57
Figura 35.	Dispositivo para la medición del deslizamiento	57
Figura 36.	Esquema del ensayo de pull out.....	58
Figura 37.	Probeta ensayada.....	59
Figura 38.	Dispositivo para el ensayo a cortante	60
Figura 39.	Probeta ensayada.....	60
Figura 40.	Muestras de probetas ensayadas en 2008.....	63
Figura 41.	Muestras de probetas ensayadas en 2009 a tracción	64
Figura 42.	Lectura del ensayo a tracción de un redondo de $\phi 16\text{mm}$	65
Figura 43.	Resultado del ensayo a compresión en un redondo de $\phi 16\text{mm}$	66
Figura 44.	Muestras de probetas ensayadas en 2009 a compresión	67

Figura 45.	Deslizamiento en la probeta de ensayo con muletado mínimo.....	68
Figura 46.	Situación del extensómetro en la probeta.....	69
Figura 47.	Ensayo a compresión	69
Figura 48.	Ensayo a tracción: Valores característicos de la tensión.....	73
Figura 49.	Ensayo a tracción: Módulo de Elasticidad	74
Figura 50.	Ensayo a compresión: Valores característicos de la tensión.....	78
Figura 51.	Ensayo a compresión: Módulo de Elasticidad	78
Figura 52.	Fallo fabricación	79
Figura 53.	Probetas ensayadas a adherencia	80
Figura 54.	Diagrama fuerza – desplazamiento ensayo adherencia $\varnothing 8$	81
Figura 55.	Diagrama fuerza – desplazamiento ensayo adherencia $\varnothing 8$, $\varnothing 16$ y $\varnothing 32$	81
Figura 56.	Probeta ensayada a adherencia	82
Figura 57.	Ensayo Adherencia: valores característico de la tensión	82
Figura 58.	Ensayo Adherencia: valores deslizamiento	83
Figura 59.	Diagrama tensión – deformación	86
Figura 60.	Compatibilidad de deformaciones.....	99
Figura 61.	Diagrama tensión – deformación del redondo de fibra de vidrio RTHp.....	100
Figura 62.	Diagrama tensión – deformación del hormigón.	101
Figura 63.	Diagrama parábola-rectángulo. Aplicación a una sección.....	101
Figura 64.	Distribución de tensiones. (a) Real. (b) Rectangular equivalente.....	102
Figura 65.	Diagrama rectangular.	103
Figura 66.	Diagrama rectangular, Aplicación a una sección.....	103
Figura 67.	Tensiones y deformaciones en una sección cualquiera.	103

Figura 68.	Estados de una sección según la posición del plano de deformación.....	105
Figura 69.	Distribución de tensiones según los puntos de interacción del diagrama.....	106
Figura 70.	Tensiones y deformaciones en TRACCIÓN SIMPLE o COMPUESTA.	107
Figura 71.	Sección sometida a FLEXIÓN SIMPLE o COMPUESTA.	108
Figura 72.	Tensiones y deformaciones en COMPRESIÓN SIMPLE o COMPUESTA.....	109
Figura 73.	Notación de la sección.....	110
Figura 74.	Flexión Esviada SIMPLE o COMPUESTA.....	114
Figura 75.	Valores experimentales ensayos dinámicos.....	132
Figura 76.	Ensayo a flexión para determinar la resistencia a tracción.....	133
Figura 77.	Ensayo a flexión. Fibras comprimidas y traccionadas.....	133
Figura 78.	Comparativa de los resultados.....	138
Figura 79.	Sección viga (cotas en metros).....	138
Figura 80.	Detalle de las armaduras de las vigas.....	139
Figura 81.	Detalle pegado de galgas en la armadura de las vigas.....	139
Figura 82.	Detalle de las armaduras de las vigas y disposición de las galgas.....	140
Figura 83.	Detalle situación galgas en vigas.....	140
Figura 84.	Situación de galgas de medición. a) Viga 1. b) Viga 2.....	141
Figura 85.	Esquema ensayo a flexión.....	141
Figura 86.	Ensayo a Flexión. Situación real.....	142
Figura 87.	Curva Carga – Tiempo (5 escalones), viga 1.....	143
Figura 88.	Curva Carga – Tiempo (3 escalones), viga 2.....	143
Figura 89.	Evolución de la deformación en el ensayo de la viga 1.....	144
Figura 90.	Evolución de la deformación en el ensayo de la viga 2.....	145

Figura 91.	Esquema de fisuras. Viga 1	146
Figura 92.	Envolvente fisuración experimental y teóricas, Viga 1	147
Figura 93.	Toma de datos. Medición in situ de las fisuras.	147
Figura 94.	Esquema de fisuras. Viga 2	148
Figura 95.	Fisuras y rotura de la viga	149
Figura 96.	Envolvente fisuración experimental y teórica Viga 2.....	149
Figura 97.	Flexión viga	150
Figura 98.	Apoyo de neopreno.....	150
Figura 99.	Curvas Carga – Flecha Viga 1, experimental y teóricas	151
Figura 100.	Sección pilar (cotas en metros)	152
Figura 101.	Armadura del pilar.....	152
Figura 102.	Disposición de las galgas en el pilar	153
Figura 103.	Excentricidad aplicación carga en el pilar	153
Figura 104.	Ensayo pilar	154
Figura 105.	Disposición de las galgas las caras de hormigón del pilar	154
Figura 106.	Rotura pilar	155
Figura 107.	Deformaciones fibra a 75 cm de cabeza de pilar	156
Figura 108.	Deformaciones fibra a 250 cm de cabeza de pilar	156
Figura 109.	Tensiones fibra a 75 cm de cabeza de pilar	157
Figura 110.	Tensiones fibra a 250 cm de cabeza de pilar	157
Figura 111.	Deformaciones hormigón a 140 cm de cabeza de pilar.....	158
Figura 112.	Tensiones hormigón a 140 cm de cabeza de pilar	158
Figura 113.	Deformaciones de los redondos RTHp a diferente altura.....	159

Figura 114.	Deformaciones del hormigón en las 4 caras del pilar	160
Figura 115.	“RTHp Armado”	163
Figura 116.	Dialogo Sección Viga	166
Figura 117.	Dialogo Sección Pilar	167
Figura 118.	Dialogo Sección Losa	167
Figura 119.	Dialogo Sección Muro	168
Figura 120.	Dialogo Materiales	168
Figura 121.	Dialogo Estados Límites Últimos.....	169
Figura 122.	Dialogo Resultados Armado a Flexión Simple.....	170
Figura 123.	Dialogo Estados Límites de Servicio	171
Figura 124.	Dialogo Resultados Fisuración viga.....	171
Figura 125.	Dialogo Resultados Deformación viga.....	172
Figura 126.	Dialogo Comprobación sección viga.....	173
Figura 127.	Dialogo Comprobación sección Pilar	174
Figura 128.	Curva normalizada	179
Figura 129.	Simulación. Comportamiento a fuego de una sección armada con ACERO	181
Figura 130.	Simulación. Comportamiento a fuego de una sección armada con GFRP	181
Figura 131.	Niveles del armado de la losa.....	183
Figura 132.	Situación termopares	183
Figura 133.	Valores del recubrimiento	184
Figura 134.	Armado pilares.....	184
Figura 135.	Despiece pilar. Situación termopares.....	185
Figura 136.	Ensayo a fuego. Horno y muestras situadas en el mismo.....	186

Figura 137.	Montaje de la losa sobre el horno	187
Figura 138.	Montaje de los pilares en el horno	187
Figura 139.	Disposición losa	188
Figura 140.	Disposición pilares	188
Figura 141.	“Spalling” de la losa	191
Figura 142.	“Spalling” en los pilares.....	191
Figura 143.	Evolución carga de fuego real y teórica en el horno	192
Figura 144.	Ensayo a fuego. Losa	193
Figura 145.	Evolución carga de fuego real en la losa	193
Figura 146.	Ensayo a flexión tras la carga de fuego.....	194
Figura 147.	Armadura de la losa tras el ensayo a fuego	194
Figura 148.	Ensayo a fuego. Pilares	197
Figura 149.	Recuperación de armaduras Pilar 2	197
Figura 150.	Armaduras recuperadas tras la carga de fuego de los pilares 1 y 4.....	197
Figura 151.	Ensayo a flexión. Pilar 3	198
Figura 152.	Evolución carga de fuego real en el pilar 1, (rec = 20 mm)	198
Figura 153.	Redondo RTHp tras el ensayo a fuego. Pilar 1.....	199
Figura 154.	Evolución carga de fuego real en el pilar 2, (rec = 80 mm)	199
Figura 155.	Evolución carga de fuego real en el pilar 3, (rec = 40 mm)	200
Figura 156.	Evolución carga de fuego real en el pilar 4, (rec = 60 mm)	201
Figura 157.	Evolución tiempo – recubrimiento.....	205

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Propiedades típicas del refuerzo de FRP a tracción*	4
Tabla 2.	Propiedades físicas y mecánicas de las fibras de vidrio comerciales.....	10
Tabla 3.	Propiedades físicas y mecánicas de las resinas comerciales.....	11
Tabla 4.	Coefficientes de Expansión Térmica, longitudinal y transversal.	15
Tabla 5.	Ventajas y Desventajas de refuerzo de FRP	17
Tabla 6.	Métodos de ensayo para barras utilizadas como armado del hormigón.....	42
Tabla 7.	Características geométricas de las barras GFRP (en mm).....	44
Tabla 8.	Longitudes características de las barras GFRP a tracción ensayadas.....	46
Tabla 9.	Longitudes características de las barras GFRP a compresión ensayadas.....	50
Tabla 10.	Longitudes características de las barras GFRP para el ensayo de adherencia	56
Tabla 11.	Resultados ensayos a tracción $\phi 8$	63
Tabla 12.	Resultados ensayos a tracción $\phi 12$	63
Tabla 13.	Resultados ensayos a tracción $\phi 16$	63
Tabla 14.	Resultados ensayos a tracción $\phi 10$	64
Tabla 15.	Resultados ensayos a tracción $\phi 20$	64
Tabla 16.	Resultados ensayos a tracción $\phi 25$	64
Tabla 17.	Resultados ensayos a tracción $\phi 32$	64
Tabla 18.	Resultados ensayos a compresión $\phi 8$	65
Tabla 19.	Resultados ensayos a compresión $\phi 12$	66
Tabla 20.	Resultados ensayos a compresión $\phi 16$	66

Tabla 21.	Resultados ensayos a compresión $\phi 20$	67
Tabla 22.	Resultados ensayos a compresión $\phi 10$	67
Tabla 23.	Resultados ensayos a compresión $\phi 25$	67
Tabla 24.	Resultados ensayos a compresión $\phi 32$	67
Tabla 25.	Ensayo de tracción: valores de ensayo.....	72
Tabla 26.	Tensión de rotura característica por diámetro, ensayo a tracción	73
Tabla 27.	Modulo de Elasticidad por diámetro, ensayo a tracción.....	74
Tabla 28.	Ensayo de compresión: valores de ensayo.....	77
Tabla 29.	Tensión de rotura característica por diámetro, ensayo a compresión	77
Tabla 30.	Modulo de Elasticidad por diámetro, ensayo a compresión.....	77
Tabla 31.	Valores ensayo cortadura	80
Tabla 32.	Valores ensayo de adherencia $\phi 8$	83
Tabla 33.	Valores ensayo de adherencia $\phi 16$	84
Tabla 34.	Valores ensayo de adherencia $\phi 32$	84
Tabla 35.	Valores característicos del ensayo de adherencia.....	85
Tabla 36.	Resumen de los resultados de los ensayos a tracción	87
Tabla 37.	Resumen de los resultados de los ensayos a compresión	88
Tabla 38.	Resumen de los resultados de los ensayos a cortadura.....	88
Tabla 39.	Resumen de los resultados de los ensayos de adherencia	88
Tabla 40.	Coefficientes de minoración del hormigón según la EHE-08.....	96
Tabla 41.	Coefficientes de minoración del GFRP según la ACI y la CNR	97
Tabla 42.	Coefficiente de minoración del GFRP según la CSA.....	97
Tabla 43.	Valores de β en función del axil reducido ν	114

Tabla 44.	Límites del ancho de fisura para elementos de hormigón armado con FRP.....	124
Tabla 45.	Resultados ensayos a flexión $\phi 8$	134
Tabla 46.	Resultados ensayos a flexión $\phi 10$	134
Tabla 47.	Resultados ensayos a flexión $\phi 12$	135
Tabla 48.	Resultados ensayos a flexión $\phi 16$	135
Tabla 49.	Resultados ensayos a flexión $\phi 20$	136
Tabla 50.	Resultados ensayos a flexión $\phi 25$	136
Tabla 51.	Resultados ensayos a flexión $\phi 32$	137
Tabla 52.	Ensayo a flexión y a tracción por diámetro	137
Tabla 53.	Valores fisuras experimentales Viga 1	146
Tabla 54.	Valores fisuras experimentales Viga 2	148
Tabla 55.	Valores curva normalizada de temperatura y tiempo.....	179
Tabla 56.	Características geométricas de los pilares ensayados	185
Tabla 57.	Identificación de termopares de los pilares	189
Tabla 58.	Identificación de termopares de la Losa.....	189
Tabla 59.	Resistencia a flexión tras la carga de fuego en el armado de la losa	196
Tabla 60.	Valores característicos	196
Tabla 61.	Valores característicos rotura Pilar 2	199
Tabla 62.	Valores característicos rotura Pilar 3	200
Tabla 63.	Valores característicos rotura Pilar 4	201
Tabla 64.	Tiempo para alcanzar los 120° y los 160°	202
Tabla 65.	Temperatura alcanzada a los 90 min	203
Tabla 66.	Temperatura alcanzada a los 60'	203

Tabla 67.	Temperatura alcanzada a los 30'	204
Tabla 68.	Evolución tiempo - recubrimiento	205

1 INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

Los rápidos avances en la tecnología de los materiales de construcción han permitido a los ingenieros civiles obtener impresionantes ventajas en la seguridad, la economía y la funcionalidad de las estructuras construidas para servir a las necesidades de la sociedad, mejorando el nivel de vida de las personas. Dentro de estos materiales, cabe destacar uno de ellos que ha estado en uso desde la década de los 40, pero que recientemente ha ganado la atención de los ingenieros involucrados en la construcción de estructuras civiles: los compuestos de polímeros reforzados con fibras (FRP).

El uso de los redondos de polímeros reforzados con fibra (FRP) para mejorar el comportamiento frente a la corrosión de las estructuras de hormigón armado convencional, aparece como una de las muchas técnicas presentadas (Nanni, 1993), (Benmokrane et al, 1993). En particular, los redondos de FRP ofrecen un gran potencial para ser usados como armadura en condiciones en las que hormigón armado con acero aporta unas condiciones de servicio inaceptables (Neale, 1992), (Nanni et al, 1993).

Los materiales compuestos bien aplicados en el campo de las obras civiles ofrecen unos beneficios significativos si se relaciona el coste y la durabilidad. Otras ventajas que presentan son la alta resistencia a tracción y rigidez en relación al peso, su capacidad de resistir la corrosión y el ataque químico, una expansión térmica controlable y unas condiciones de amortiguación y neutralidad electromagnética mayores a la de otros materiales. Estas características pueden aportar una mayor seguridad y ciclo de vida, así como proporcionar un ahorro en los costes de fabricación y mantenimiento de las mismas.

Los FRP están formados generalmente por fibras de alta resistencia embebidas en una matriz de resina. Los FRP más utilizados en aplicaciones de ingeniería civil son el de carbono (CFRP), el de aramida (AFRP) y el de vidrio (GFRP), aunque últimamente aparece el de basalto (BFRP), no incluido en ninguna norma al no existir todavía valores, diríamos constitutivos más que característicos, de este material. En la práctica, trabajan como refuerzo interno en elementos de hormigón armado y pretensado, anclajes del terreno y en la reparación o refuerzo de las estructuras existentes de hormigón (Pakalnís et al, 1994), (Mizutani, 1994). Sin embargo, su uso en el armado

del hormigón en elementos estructurales, ha sido muy limitado debido principalmente a la falta de datos, especificaciones de diseño o normas o códigos para proyecto.

La tabla 1 muestra numéricamente las propiedades de las barras de FRP como refuerzo interno (Tabla 3.3 ACI 440.1R-06) y la figura 1 (ACI 440.R-96, adaptado de Gerritse & Schurhoff) se observa el diagrama tensión-deformación de estos materiales, comparándolos con el acero.

	Acero	GFRP	CFRP	AFRP
Tensión nominal, MPa	276 a 517	---	---	---
Resistencia a tracción, MPa	483 a 690	483 a 1600	600 a 3690	1720 a 2540
Módulo de Elasticidad, GPa	200	35 a 51	120 a 580	41 a 125
Deformación de fluencia, %	0.14 a 0.25	---	---	---
Deformación de ruptura %	6.0 a 12.0	1.2 a 3.1	0.5 a 1.7	1.9 a 4.4

Tabla 1. Propiedades típicas del refuerzo de FRP a tracción*.

*Valores típicos para una fracción de volumen de fibras de entre 50% y 70%.

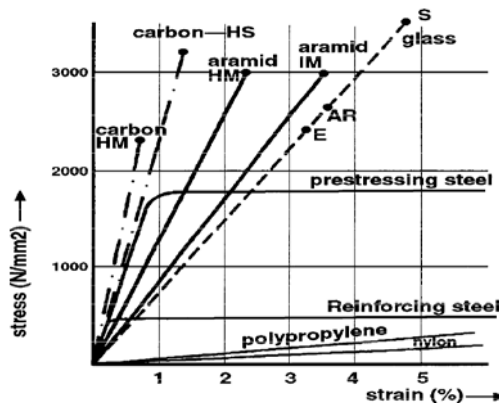


Figura 1. Tensión – deformación para diferentes barras de refuerzo.

La utilización de los redondos de FRP como armado de elementos de hormigón ha estado en desarrollo desde principios de la década de 1960 en los Estados Unidos (Dolan 1999) y en la década de 1970 en Europa (Taerwe, Matthys 1999) y Japón (Fukuyama 1999), aunque el nivel global de la investigación, demostración y comercialización ha aumentado notablemente desde la década de 1980, utilizando el armado de FRP principalmente en estructuras de hormigón que requieren una alta resistencia a la corrosión o absoluta transparencia electromagnética.

Aplicaciones típicas

Cada vez es más evidente el uso de los FRP como armado del hormigón al empezar a aplicarlos en diversas construcciones sometidas a las acciones de ambientes agresivos, plataformas marinas, depósitos, anclajes del terreno, construcciones aislantes y permeables a ondas electromagnéticas, refuerzos de estructuras, armaduras pasivas, armaduras activas, cables, armado de túneles y pasarelas, es decir, en lugares donde el hormigón armado tradicional presenta ciertos inconvenientes.

La gran mayoría de las aplicaciones iniciales donde se emplearon los FRP en ingeniería civil se llevaron a cabo en Japón a principio de los 90 (Karbhari 1998), como tendones de FRP de carbón en estructuras flotantes marinas (Figura 2), cables de FRP de aramida como elementos de pre y postensado en puentes flotantes (Figura 3), sistemas estructurales transparentes a las ondas electromagnéticas (Figura 4), tableros de puentes (Figura 5) o sistemas de anclaje/contención de tierras (Figura 6).



Figura 2. Elementos Leadline (CFRP) en las diagonales de una estructura flotante marina.



Figura 3. Elementos FIBRA (AFRP) en tirantes de puentes flotantes.



Figura 4. Sistemas estructurales transparentes a las ondas electromagnéticas



Figura 5. Tableros de puentes



Figura 6. Sistemas de anclaje/contención de tierras

En Europa, el proyecto EUROCRETE realizó un tablero de puente totalmente armado con redondos de FRP en 1996 (Figura 7).



Figura 7. Puente totalmente armado con redondos de FRP. EUROCRETE Project

Canadá es el país líder en el uso de los redondos de FRP, principalmente como refuerzo interno del hormigón armado en tableros de puentes. Las figuras 8 y 9 muestran algunas de las estructuras existentes en EE.UU. y Canadá, respectivamente, del uso de los redondos de FRP como armado interno de los tableros de puentes de hormigón.

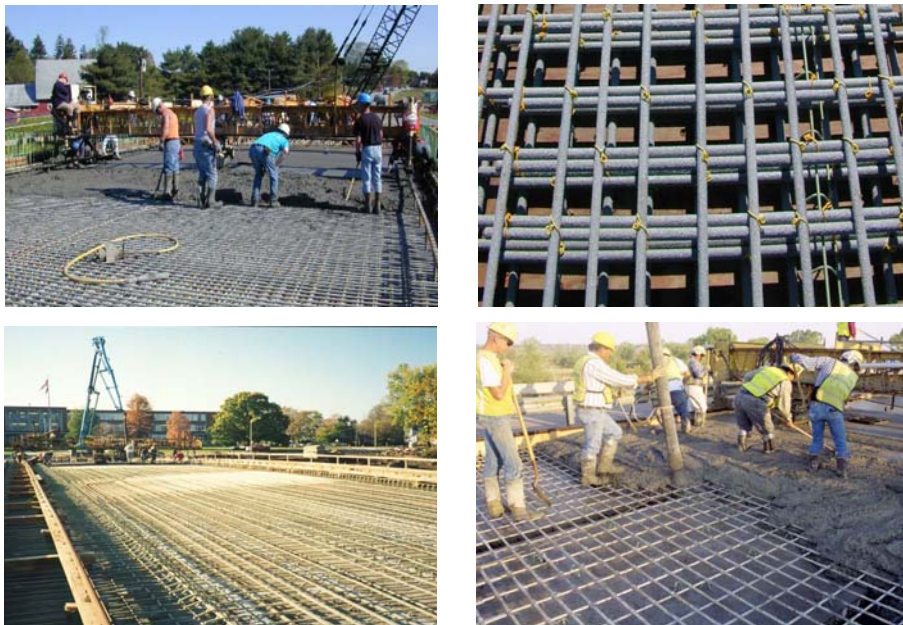


Figura 8. USA. a) y b) Morristown, Vermont. c) Lima, Ohio. d) Sierrita de la Cruz, Texas.



Figura 9. Canadá. a) , b) C.-Eaton, Quebec. . c) Calgary, Alberta. d) Sherbrooke, Quebec.

Además, el uso de emparrillados y redondos de FRP es necesario en las salas de MRI de los hospitales. Así como en obras subterráneas, donde el FRP aparece como refuerzo del hormigón armado, que posteriormente se perfora mediante una tuneladora.

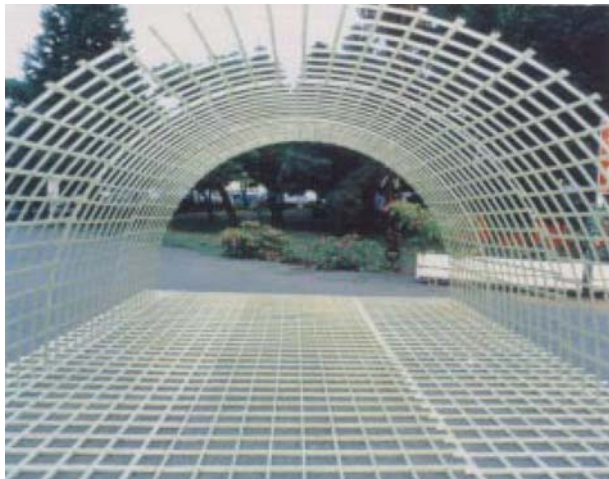


Figura 10. Rejilla de GFRP para armado de un túnel.

En la actualidad, el coste de fabricación de los materiales de FRP es todavía alto, lo cual sugiere que su uso se limite a aquellas aplicaciones en las cuales, las características de estos materiales sean las más apropiadas para satisfacer unas necesidades concretas. Un aumento de su empleo en las construcciones, provocaría una reducción en los costes de fabricación, expandiendo el uso general de los redondos de FRP.

1.1. EL GFRP COMO ARMADO INTERNO DEL HORMIGON

En los siguientes apartados se presenta al polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP), debido a que por su coste y prestaciones es el más comúnmente utilizado en infraestructuras y construcciones.

A continuación, se recopilan las propiedades de los redondos GFRP, sus materiales constituyentes, su fabricación, los productos existentes, su comportamiento estructural, sus aplicaciones como armadura interna del hormigón y las líneas actuales de desarrollo, para optimizar sus prestaciones.

Los composites, o materiales compuestos, de GFRP están formados esencialmente por mechas de filamentos de fibra de vidrio (*rovings*) de diferentes características, y una matriz de resina. Los *rovings* tienen una alta resistencia a la tracción y un alto módulo de elasticidad y son el componente resistente del composite. La matriz es el material de enlace utilizado para aglutinar las fibras a fin de obtener una homogenización entre ellas, pero también sirve para su protección y conferir una estabilidad dimensional de la barra de GFRP.

Fibras.

Los dos tipos de fibras de vidrio más comúnmente utilizados son la E (eléctrica) y la S o R (strong o reinforced). La fibra E es la de menor coste de todas las disponibles que se utilizan como refuerzo y se utiliza generalmente para aplicaciones donde la fuerza, la resistencia eléctrica, la resistencia frente al ataque ácido y el bajo coste sean características importantes. La fibra S o R tiene mayor resistencia, rigidez y menor deformación que la fibra E, pero es más cara (Aslanova, 1985). Otros tipos fibra de vidrio son la C y las resistentes a los álcalis (AR). La fibra C se utiliza por su estabilidad química en entornos ácidos, y las fibras de vidrio AR se desarrollan para minimizar la pérdida de sección y resistencia en ambientes alcalinos (Aslanova, 1985). Las propiedades físicas y

mecánicas de fibras de vidrio se muestran en la tabla 2, la cual nos hace intuir el empleo de la fibra E en lugar de la AR en ambientes alcalinos, pues la protección frente al álcali se consigue con el tipo de matriz empleado.

	<i>E-glass</i>	<i>S-glass</i>	<i>C-glass</i>	<i>AR-glass</i>
<i>Resistencia a tracción, GPa</i>	3.45	4.3	3.03	2.5
<i>Módulo de Elasticidad, GPa</i>	72.4	86.9	69.0	70.0
<i>Deformación de ruptura %</i>	4.8	5.0	4.8	3.6
<i>Coefficiente de Poisson</i>	0.2	0.22	--	--
<i>Densidad (g/cm³)</i>	2.54	2.49	2.49	2.78
<i>Diámetro (μm)</i>	10.0	10.0	4.5	--
<i>CTE longitudinal (10⁻⁶/°C)</i>	5.0	2.9	7.2	--
<i>Constante dieléctrica</i>	6.3	5.1	--	--

Tabla 2. Propiedades físicas y mecánicas de las fibras de vidrio comerciales.

Resinas.

Los poliésteres termoestables generalmente consisten en un polímero de éster insaturado disuelto en un monómero de unión, como el estireno (Harper, 1992). Dependiendo de la mezcla de los ingredientes, las propiedades de poliésteres pueden variar ampliamente siendo resistentes al fuego, a la humedad, a los ácidos y álcalis, pero todos ellos son degradados por disolventes clorados.

Las principales ventajas de utilizar los poliésteres para los FRP son su baja viscosidad, un tiempo de curado rápido, su estabilidad dimensional, una excelente resistencia química y un coste moderado (Bakis, 1993). Su principal desventaja es su alta contracción volumétrica durante el proceso de curado.

Las propiedades físicas y mecánicas de resina poliéster se muestran en la tabla 3, junto con las del epoxi y vinilester y tal como se aprecia, son generalmente inferiores a las del epoxi. Sin embargo, la combinación de su bajo coste (aproximadamente el 50% del epoxi), con sus excelentes propiedades y su maleabilidad la hacen la resina más utilizada en los FRP.

	<i>Poliéster</i>	<i>Epoxi</i>	<i>Viniléster</i>
<i>Resistencia a tracción, MPa</i>	20 - 100	55 - 130	70 - 80
<i>Módulo de Elasticidad, GPa</i>	2.1 - 4.1	2.5 - 4.1	3.0 - 3.5
<i>Deformación de ruptura %</i>	1 - 6	1 - 9	3.5 - 5.5
<i>Coefficiente de Poisson</i>	--	0.2 - 0.33	--
<i>Densidad (g/cm³)</i>	1.0 - 1.45	1.1 - 1.3	1.1 - 1.3
<i>T_g (°C)</i>	100 - 140	50 - 260	90 - 140
<i>CTE longitudinal (10⁻⁶/°C)</i>	55 - 100	45 - 90	21 - 73
<i>Contracción curado (%)</i>	5 - 12	1 - 5	5.4 - 10.3

Tabla 3. Propiedades físicas y mecánicas de las resinas comerciales.

La resina viniléster se genera mediante la reacción de un ácido insaturado monofuncional, como el ácido acrílico y una resina epoxi, disuelto igualmente que el poliéster en un monómero de unión como el estireno. Las resinas viniléster presentan ventajas sobre las poliésteres en términos de resistencia química y resistencia a las altas temperaturas (Dudgeon, 1990). Son más fáciles de manejar durante el proceso de fabricación que el poliéster o el epoxi y tienen mejor resiliencia que el poliéster. Presentan mejores comportamiento en ambientes húmedos, y una resistencia interfacial alta y una gran resistencia a los álcalis.

El viniléster se adapta perfectamente a las necesidades de fabricación de los redondos de FRP, debido a su baja viscosidad y corto tiempo de curado, pero como desventajas presentan una mayor contracción volumétrica respecto del epoxi durante el curado y son más caros que las resinas de poliéster. Algunas de las propiedades de la resina viniléster típica se muestran en la tabla 3.

Por último, la resina epoxi tienen una alta resistencia, fuerte adherencia a las fibras, resistencia a ataques químicos y disolvente, buenas propiedades eléctricas, alta temperatura vítrea, baja contracción y emisión de partículas volátiles durante el curado. Las propiedades físicas y mecánicas de la resina epoxi se muestran en la tabla 3.

Formas de refuerzo de FRP

Las formas típicas del refuerzo de GFRP son rejillas, barras, tejidos e mechas de fibras. Las barras presentan diferentes secciones transversales (cuadrada, redonda, sólida y hueca), así como

diferentes sistemas de acabado superficial (generalmente, resaltes exteriores, revestimientos de granos de sílice o arena). Una muestra de las diferentes formas de corte transversal, así como de los acabados superficiales de las barras de refuerzo de GFRP se muestra en la Figura 11

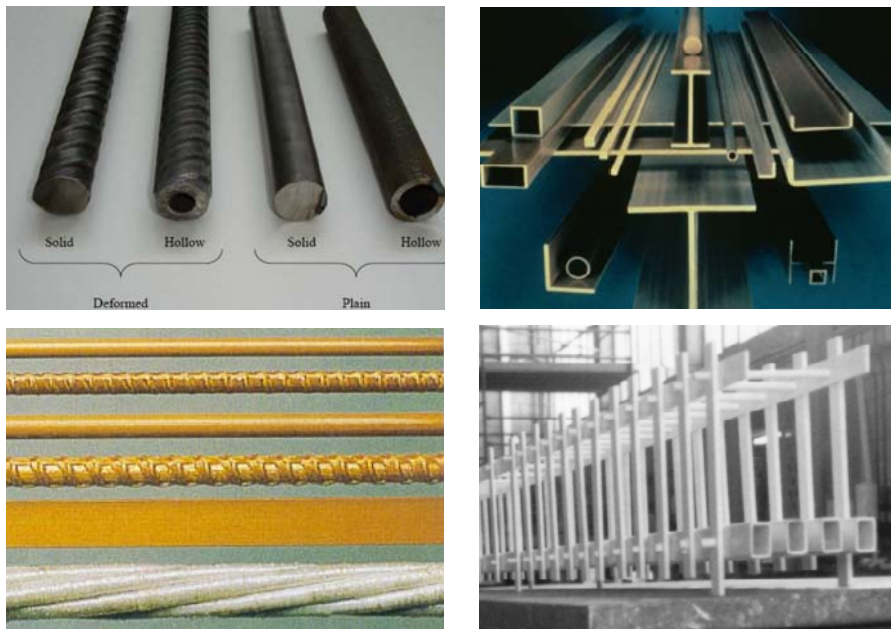


Figura 11. Ejemplo de las configuraciones de los refuerzos de FRP

Una de las principales ventajas de los refuerzo de GFRP, es su capacidad de poder configurar el refuerzo con el fin de obtener un rendimiento específico y satisfacer unos objetivos de diseño. Por ejemplo, el refuerzo de GFRP se puede disponer en redondos, barras, placas, cordones o resaltes a base de hilos. Dentro de estas categorías, la textura superficial del elemento puede ser modificada para aumentar o disminuir la adherencia con el hormigón.

Proceso de Fabricación

Los redondos de GFRP en la actualidad se fabrican normalmente por el proceso de pultrusión (Figura 12) o una variante como el “pull-forming”. Este tipo de proceso hace posible obtener productos con un contenido de fibra alto, entre el 60% y 80% en volumen, con una distribución homogénea de fibras en la sección transversal del redondo. En tales casos, las fibras son

impregnadas con resina, estiradas atravesando un molde cerrado y caliente, que compacta y endurece el material, el cual se enrolla o corta a una longitud determinada.

Para mejorar la adherencia con el hormigón, se aplican tratamientos superficiales a la barra de GFRP antes de su endurecimiento completo, por uno los siguientes métodos: (1) una envoltura de uno o más cabos de fibras enrollados a lo largo de la longitud de la barra; (2) unos salientes, a modo de cordones transversales al eje longitudinal de la barra; (3) una envoltura por medio de un tejido, a lo largo de la longitud de la barra, creando una impresión complementaria; o que los tejidos superficiales actúen de zunchado de las mechas interiores. En este caso, se procede a un lijado superficial una vez completado el endurecimiento y (4) la adherencia por medio de resinas, de un grano fino a la superficie de la barra. Además, varillas de GFRP de pequeño diámetro pueden ser trenzadas para formar un cable, como se hace comúnmente con los de acero, o cortadas para proceder al refuerzo del hormigón mediante fibras cortas.

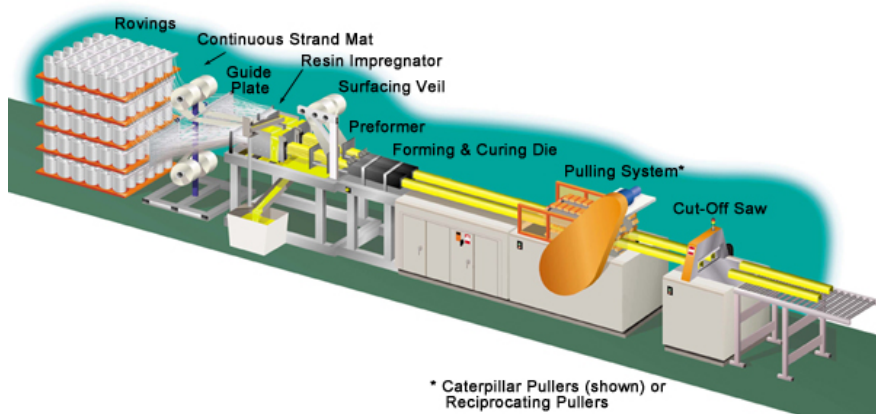


Figura 12. Proceso de pultrusión.

Cosenza y otros (1997) hicieron una revisión de un gran número de productos de GFRP unidimensionales. Y aunque actualmente las fibras empleadas en los refuerzos de GFRP tienen un comportamiento lineal elástico hasta la rotura, su desarrollo y evolución va buscando una "pseudoductilidad" o fallo controlado, mediante la incorporación de fibras de diferentes resistencias u orientaciones en el refuerzo (Somboonsong et al., 1998), incorporando una capacidad interna sensible a las deformaciones en los productos pultruidos (Benmokrane et al. 2000; Bakis et al. 2001). En la actualidad, la tendencia para conseguir dicha ductilidad en el comportamiento de los

redondos, es la de proceder a tejer superficialmente un tejido que lleve a cabo un zunchado de las mechas de fibras interiores, en el momento en el que la barra sufra un acortamiento o alargamiento.

1.1.1 Propiedades de las barras GFRP

Las propiedades mecánicas de los GFRP varían considerablemente de un producto a otro, ya que factores tales como el volumen, el tipo de fibra, el tipo de resina, la orientación de las fibras, el control de calidad durante el proceso de fabricación, etc., desempeñan un papel importante en las características del producto. Las propiedades mecánicas de los GFRP se ven afectadas por la tipo de la carga aplicada y su duración, la temperatura y la humedad, dependiendo de estos factores se consigue un redondo con una fluencia mayor o menor o control de la misma, respecto al tipo de carga que se desea. Se detallan a continuación las principales propiedades de los redondos de GFRP, tanto físicas como mecánicas.

Peso

El peso específico del redondo de GFRP es aproximadamente la cuarta parte del redondo de acero, dependiendo del porcentaje de fibra y de carga que contenga, variando entre el 1.65 y 2.1 kg/dm³, facilitando su transporte y puesta en obra.

Conductividad y dilatación térmica

El redondo de GFRP tiene excelentes propiedades aislantes del campo eléctrico y permeables del campo magnético, por lo que se puede utilizar en aplicaciones de ingeniería u obra civil donde se requiera de cierto nivel de aislamiento eléctrico o transparencia magnética. Su coeficiente de dilatación térmica es muy similar al coeficiente del acero, siendo su comportamiento en estructuras de hormigón parecido al de las estructuras de hormigón armado convencional.

El coeficiente de expansión térmica longitudinal depende de las propiedades de la fibra, mientras que el transversal está dominado por las de la resina. Los valores típicos de dicho coeficiente en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente, de las barras de FRP, con un contenido de fibras entre el 50% y 70%, se presentan en la Tabla 4 (CNR-DT 203-2006).

<i>Barra</i>	α Longitudinal [10 ⁻⁶ °C ⁻¹]	α Transversal [10 ⁻⁶ °C ⁻¹]
<i>AFRP</i>	-6,0 ÷ -2,0	60,0 ÷ 80,0
<i>CFRP</i>	-2,0 ÷ 0,0	23,0 ÷ 32,0
<i>GFRP</i>	6,0 ÷ 10,0	21,0 ÷ 23,0

Tabla 4. Coeficientes de Expansión Térmica, longitudinal y transversal.

Resistencia a tracción

El redondo de GFRP es un material anisotrópico, presentando una mayor resistencia según el eje longitudinal del mismo. Generalmente, los refuerzos de GFRP tiene una mayor resistencia a tracción que el acero, siendo ésta función del diámetro del redondo, habiéndose obtenido que la resistencia a tracción disminuye conforme aumenta el diámetro (Eshani, 1993), ya que las fibras situadas cerca del centro del sección transversal no están sometidas a tanta tensión como las fibras que están cerca de la superficie externa (GangaRao, 2000), aunque ello depende del tipo de la matriz empleada. Este fenómeno provoca reducciones en la resistencia y rendimiento de los redondos de mayor diámetro.

La resistencia a la tracción típica de un redondo GFRP oscila entre 500 y 1600 MPa con un alargamiento del 1,3% al 2,3% en la ruptura. Las fibras de vidrio son relativamente insensibles a las altas o bajas temperaturas, sin embargo, la resistencia a la tracción del redondo de GFRP se ve afectada por las temperaturas elevadas. Resultados de investigaciones llevadas a cabo (Benmokrane et al, 1999) demuestran que la pérdida de resistencia a la tracción es aproximadamente del 30%, 45%, 60% y 70% del valor de referencia a tracción para temperaturas de 100, 200, 300 y 400°C, respectivamente.

Resistencia a compresión

La resistencia a compresión del redondo de GFRP, por lo general, es mucho menor que su resistencia a la tracción, siendo aproximadamente del 40% a 60% de ésta última. Al ser mucho más débil a compresión que a tracción, la resistencia a compresión del redondo GFRP no es una preocupación en la mayoría de las aplicaciones, descartando su aportación al elemento estructural y restringiendo su uso como refuerzo a compresión.

Modulo de elasticidad

El redondo GFRP presenta un comportamiento linealmente elástico hasta su rotura. Su módulo de elasticidad es mucho menor que el del acero, aproximadamente es el 20%. El rango de valores del módulo de elasticidad del redondo de GFRP a tracción oscila de 35 a 55 GPa, mientras que el de compresión es inferior al de tracción, aproximadamente entre el 83% y 89% de este último (Benmokrane, Ehsani).

Creep (Fatiga estática)

Las fibras de vidrio tienen una excelente resistencia a la fluencia, sin embargo, esto no es cierto para las resinas, por ello, el volumen y la orientación de las fibras tienen una gran influencia en el comportamiento a fluencia del redondo GFRP. Según datos experimentales (Eshani, 1993), para un determinado tipo de redondo de GFRP, se obtuvo que la deformación adicional causada por la fluencia era aproximadamente el 3% de la deformación elástica inicial, debido al empleo de fibras cortadas y no continuas. En la actualidad, adoptando como proceso de fabricación la pultrusión y como refuerzo mechas de fibra continua, la fluencia no existe prácticamente.

Resistencia a Fatiga

Existen pocos estudios que definan el comportamiento a fatiga de los redondos de GFRP, aunque entrando con las cargas que eviten el *creep* o fatiga estática, podemos considerar que la fatiga dinámica es similar, cuando el esfuerzo aplicado no es mayor del 50% de su resistencia a rotura (Pleiman, 1990), y se encuentra actuando en el mismo sentido que la matriz, el comportamiento bajo carga dinámica es óptimo.

De la combinación de todos estos parámetros resulta un material no homogéneo y marcadamente anisótropo, cuyas propiedades se caracterizan experimentalmente mediante ensayos normalizados. Los redondos FRP utilizados como armado del hormigón ofrecen las ventajas y desventajas siguientes comparadas con las del acero (Tabla 1.1 ACI 440.1R-06).

<i>Ventajas de refuerzo de FRP</i>	<i>Desventajas de refuerzo de FRP</i>
Alta resistencia a la tracción longitudinal (varía con el signo y dirección de la carga en relación con la dirección las fibras)	No plastifica antes de la rotura frágil
Resistencia a la corrosión (no depende del recubrimiento)	Baja resistencia transversal (varía con el signo y la dirección de la carga en relación con dirección de las fibras)
No magnético	Bajo módulo de elasticidad (varía con el tipo de refuerzo de fibra)
Alta resistencia fatiga (varía con el tipo de refuerzo de fibra)	Posible daño de las resinas poliméricas y las fibras bajo exposición a la radiación ultravioleta
Ligero (aproximadamente 1/5 a 1/4 de la densidad de acero)	Baja durabilidad de las fibras de vidrio en ambientes húmedos
Baja conductividad térmica y eléctrica (para fibras de vidrio y de aramida)	Baja durabilidad de algunas fibras de vidrio y de aramida en medios alcalinos. Alto coeficiente de expansión térmica perpendicular de las fibras, en relación con el hormigón Susceptible al fuego, dependiendo del tipo de matriz y del espesor del recubrimiento de hormigón

Tabla 5. Ventajas y Desventajas de refuerzo de FRP

1.1.2 Diseño de elementos de hormigón armado con GFRP

Aunque el análisis a flexión y cortante del armado de GFRP se basa en muchos de los supuestos utilizados para el análisis convencional con acero, las significantes diferencias existentes entre las propiedades de los materiales y su comportamiento mecánico exigen un alejamiento de los métodos convencionales del diseño del hormigón.

En particular, la mayoría de los compuestos GFRP presentan una relación elástica-lineal entre la tensión y la deformación hasta rotura, lo que implica que los sistemas empleados para diseñar hormigón armado con este tipo de refuerzo deben tener en cuenta la falta de ductilidad que presenta el material, a diferencia del hormigón armado con acero.

Actualmente, el hormigón armado con redondos GFRP se diseña utilizando los principios de los Estados Límites Últimos, garantizando una resistencia suficiente (mediante un diseño con coeficientes de seguridad que afectan a la carga y a la resistencia del material), determinando el modo de fallo y verificando una adherencia adecuada entre los materiales.

Así mismo, los Estados Límites de Servicio, como son las deformaciones y las fisuras, la resistencia a la fatiga o a cargas de larga duración, o las pérdidas de relajación (para el hormigón pretensado) también han de ser comprobados.

Flexión

El comportamiento a flexión del hormigón armado con FRP es lo más ensayado y estudiado, con principios básicos aplicados independientemente de la configuración del elemento, de la geometría del refuerzo o del tipo de material (carbón, vidrio o aramida). Existen dos modos de fallo a flexión posibles en un elemento de hormigón armado con FRP. Las secciones con cantidades pequeñas de armado fallan por la ruptura a tracción del redondo de FRP, mientras que las que tienen grandes cantidades, colapsan antes por el aplastamiento de la cabeza de compresión del hormigón, sin que la armadura a tracción haya alcanzado su tensión de rotura.

Nawy y Neuwerth (1980) fueron los primeros en estudiar experimentalmente el comportamiento a flexión de vigas de hormigón armadas con barras de GFRP. Dichos ensayos se dedujo que las deformaciones de la viga con armado de GFRP eran aproximadamente tres veces mayores que las obtenidas con acero, existiendo además un mayor número de "grietas", con una buena distribución de las mismas, lo que indicaba una buena adherencia entre el hormigón y el redondo de GFRP.

Saadatmanesh y Ehsani (1991) estudiaron la viabilidad de utilizar barras de GFRP como armado de vigas de hormigón, experimentando y obteniendo unos resultados, que al igual que sus predecesores, eran razonables y cercanos a los valores teóricos calculados, los cuales estaban basados en las teorías de análisis de vigas de hormigón armado con acero. Por ello, basándose en estas correlaciones, los autores declararon que las teorías clásicas empleadas para el diseño de elementos a flexión armados con acero podían utilizarse para predecir el comportamiento de las vigas de hormigón armado con GFRP, con un alto grado de precisión modificando las características de modulo de elasticidad y alargamiento a rotura acorde a los GFRP.

GangaRao y Faza (1991) investigaron el comportamiento a flexión de 27 vigas armadas con redondos de GFRP simplemente apoyadas, con distintas configuraciones de armado interno, variando el diámetro, el tipo de barra (lisa, recubiertas de arena, corrugada) y el tipo de estribo (acero, GFRP liso, GFRP corrugado), obteniendo unos resultados que marcaron las investigaciones posteriores. En ellas, la capacidad a flexión nominal se calcula a partir de las ecuaciones constitutivas de los materiales, del hormigón y del redondo de GFRP, utilizando la compatibilidad de deformaciones y los principios de equilibrio de la sección, suponiendo:

- que la resistencia a tracción del hormigón es insignificante,
- que existe una adherencia perfecta entre el hormigón y el redondo de FRP
- y que la tensión es proporcional a la distancia del eje neutro.

Las expresiones analíticas dependerán del modo de fallo que exista. Es decir, la distribución rectangular de tensiones es adecuada para predecir la capacidad a flexión de un elemento si ocurre el aplastamiento de la cabeza de compresión del hormigón en secciones “sobreamadas”, siempre y cuando la compatibilidad de deformaciones se haya utilizado para determinar las tensiones de tracción en el armado de GFRP. Sin embargo, si la ruptura por tracción del redondo de GFRP es quien determina el modo de fallo, el bloque de tensiones rectangular no se puede aplicar, a menos que la zona comprimida del hormigón se encuentre en condiciones cercanas a rotura, utilizando una distribución de tensiones equivalente a la real, o calculando la capacidad a flexión. En todos estos modelos de análisis realizados, el armado de GFRP en la zona comprimida no se considera, ya que con los estudios existentes demuestran que no es eficaz para aumentar la capacidad a flexión o, mejorar la ductilidad del elemento.

Para los elementos de hormigón armado con acero, la ductilidad la definen como la proporción de la deformación total en la ruptura y la deformación en el punto de fluencia. Los elementos con proporciones de ductilidad de 4 o más, presentan señales visibles antes de la ruptura. Sin embargo, como el redondo de GFRP no fluye, deben de utilizarse medios alternativos para cuantificar las señales de advertencia de un fallo inminente. Se han propuesto una gran variedad de índices para medir la “pseudoductilidad”, como los índices de deformabilidad, definidos como la relación entre la deformación última y la deformación en carga o la relación entre las curvaturas últimas y en servicio

a un determinado nivel de tensiones en el hormigón. Relaciones de deformabilidad alrededor de 8 se han obtenido en vigas sobreamadas con barras de GFRP (GangaRao y Vijay 1997). El código de diseño de puentes canadiense usa un factor de interpretación global (el coeficiente J), calculado como el cociente entre el producto del momento y curvatura a tensión última y el producto de momento y curvatura para un estado de tensión de 0.001, dando como valores mínimos aceptables para dicho coeficiente de 4 para secciones rectangulares y de 6 para secciones en T (Bakht et al., 2000). (ACI 4401.R-96)

Otro enfoque considera que la deformación por tracción que alcanza la capa más externa de refuerzo de FRP es igual a la de compresión que alcanza el hormigón en estado límite último. Si dicha deformación por tracción alcanza el valor de 0.005 o mayor, el fallo de la sección es controlado por la tracción del redondo de FRP, y por lo tanto, se requiere un factor que minore la resistencia del FRP, para que compense la ruptura brusca del redondo (ACI 440.1R-01).

Los enfoques anteriores pueden admitirse por ser entresacados de la norma ACI 440 en sus diferentes versiones en el apartado correspondiente a “la filosofía de diseño” de dichas normas, aunque no se está de acuerdo ni en su exposición ni en el criterio que de los mismos se puede deducir, ya que consideramos que el error parte de haber intentado generalizar para los tres tipos de refuerzo (carbono, aramida y vidrio) el mismo tipo de criterio y comportamiento.

Deformaciones y fisuras.

Ante una misma capacidad resistente de la armadura utilizada en una viga, ya sea de fibra de vidrio o de acero, las deformaciones y los anchos de las fisuras son normalmente más grandes en vigas y losas de hormigón armado con FRP, si son de vidrio o aramida, que en elementos con armadura convencional, debido al menor módulo de elasticidad de dichos FRP. De tal forma que los límites de las deformaciones o del ancho de fisura son los que con frecuencia controlan el diseño y suelen ser satisfechos utilizando secciones sobredimensionadas.

Las ecuaciones que definen las deformaciones en el hormigón armado con acero, generalmente desprecian las deformaciones iniciales, aumentando éstas según se acerca el estado de carga último. Para el armado con GFRP, este tipo de comportamiento se correlaciona con los patrones de fisuras observados a bajos niveles de carga, siendo similares a los de las secciones armadas con

acero, pero conforme se aumenta la carga más allá del punto de servicio, la separación entre fisuras disminuye y aumenta el ancho de las mismas en relación a lo que ocurre con las armadas con acero. Se han propuesto varias expresiones modificando el momento de inercia equivalente de la sección para su uso con FRP (Masmoudi et al., 1998). Posteriormente, se vuelve a modificar dichas expresiones en la ACI 440.1R del 2006.

La retracción y el comportamiento a cargas de larga duración son similares al de los elementos armados con acero. Las ecuaciones de las deformaciones a largo plazo que presenta el código de diseño del Instituto del hormigón americano (ACI) para el acero, pueden utilizarse para los elementos armados con FRP, modificándolas para tener en cuenta las diferencias de tensión que existen en la zona comprimida del hormigón y, las características particulares del módulo de elasticidad y adherencia del redondo de GFRP (ACI 440.1R-01), en el cual, la existencia de armadura de FRP en la zona comprimida no reduce las deformaciones a largo plazo.

Cortante

La contribución del hormigón a la resistencia a cortante se reduce en vigas con refuerzo longitudinal de GFRP debido a que la zona comprimida del hormigón es más pequeña, las fisuras son más anchas y las fuerzas que actúan como pasadores (armado longitudinal) son más pequeñas. Tradicionalmente un factor de reducción proporcional a la relación entre los módulos de elasticidad del GFRP y el acero, se aplica a las ecuaciones de la contribución del hormigón a cortante en vigas convencionales, a pesar que este enfoque desestima la resistencia a cortante de elementos a flexión con grandes cantidades de armadura longitudinal de GFRP (Michaluk et al., 1998).

Las losas armadas con GFRP fallan, como es lógico, por las líneas de rotura al igual que las armadas con acero. Deformaciones y anchos de fisura grandes proporcionan una adecuada advertencia del fallo próximo. El factor de reducción dado por la relación entre los módulos de elasticidad del GFRP y el acero ha servido para estimar la resistencia a cortante en losas ensayadas, aconsejando tomar un factor de valor 3 (Deitz et al., 1999). Y como en todas las losas, es conveniente determinar el cortante debido al punzonamiento en el caso de apoyos puntuales.

En vigas con cercos de GFRP, el fallo por cortante ocurre o por ruptura del GFRP en los puntos de curvatura de los mismos o por un fallo de combinación de esfuerzos de compresión y cortante en la

viga. El fallo por concentración de tensiones en los puntos de doblado de los estribos puede limitar la capacidad efectiva a tan solo el 35% de la resistencia longitudinal de las fibras (Shehata et al., 2000), por lo que entramados multidireccionales de GFRP se utilizan como armadura a cortante (Bank y Ozel de 1999; Razaqpur y Mostofinejad de 1999).

Adherencia y longitud de anclaje del refuerzo

Los diferentes acabados superficiales de las armaduras de FRP existentes hacen que las características de adherencia sean bastante variables. La tendencia siempre ha sido a que la tensión de adherencia sea similar a la de las armaduras de acero corrugado, aunque en algunos casos algunos productos presentan una menor fuerza de adherencia (Cosenza et al., 1997). La tensión de adherencia es en gran medida independiente de la resistencia del GFRP, siendo distintas para barras lisas con recubrimientos de arena o fibras trenzadas, siempre y cuando exista un recubrimiento adecuado para evitar grietas longitudinales. Las barras con envolturas helicoidales o moldeadas en su superficie, presentan puntos de anclaje, dando lugar a un buen comportamiento a adherencia.

Los valores de adherencia fueron determinados para redondos de GFRP de diferentes diámetros mediante ensayos de “pull out”, obteniéndose unos resultados experimentales que coincidían razonablemente bien, los cuales han servido para la determinación de las longitudes de anclajes en función del diámetro (Focacci et al., 2000). Las longitudes de anclaje para barras de GFRP en el ensayo “pull out” están en el rango de 15 a 40 veces el diámetro de la barra, en función del acabado superficial que tengan.

1.1.3 Guías, códigos y especificaciones de cálculo y diseño publicadas

El estudio del comportamiento de los redondos de GFRP como armadura en estructuras de hormigón, sin duda ha evolucionado enormemente desde que ya, en 1954, Brandt Goldsworthy, hablara del gran potencial que tenía este material en ciertas aplicaciones de la construcción. A partir de este momento y hasta la década de los años 70, se llevaron a cabo un pequeño número de estudios para analizar la viabilidad del uso de varillas de FRP de pequeño diámetro (6 mm) como armado de elementos estructurales de hormigón (Nawy et al. 1971; Nawy y Neuwerth, 1977).

A partir de la década de 1980 y hasta principios de los 90, el impulso en el uso de los refuerzos de FRP en las aplicaciones de ingeniería civil ya ejecutadas, provocó lógicamente un efecto similar en el desarrollo de la investigación científica y de los métodos de ensayo relativos a los redondos. El fruto de gran parte de los trabajos realizados en esta época en Europa, Estados Unidos, Japón y Canadá se detalla en las colecciones de documentos e informes editados por Iyer y Sen (1991) y Nanni (1993). A partir de este momento, el interés internacional en la investigación del uso de los refuerzos de FRP aumentó de forma vertiginosa, lo que conllevó obviamente, el aumento en el número de publicaciones sobre los cientos de estudios y ensayos realizados en este campo (ACI, 1993; Halloway y Boss, 2001; Teng et al., 2001; Bakis et al., 2002; Halloway, 2003; Van Den Einde et al., 2003; Tajlsten, 2004).

Como resultado de esta evolución en los conocimientos acerca del comportamiento de los refuerzos de FRP, se han publicado en los últimos años diversos códigos o guías de diseño, entre los que cabe destacar en sus últimas versiones:

EEUU.

- ACI 440R-07 (2007) "Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures," ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- ACI 440.1R-06 (2006) "Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars," ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- ACI 440.5-08 (2008) "Specification for Construction with Fiber-Reinforced Polymer Reinforcing Bar," ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- ACI 440.6-08 (2008) "Specification for Carbon and Glass Fiber-Reinforced Polymer Bar Materials for Concrete Reinforcement," ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- ACI 440.3R-04 (2004) "Guide for Test Methods for Fiber Reinforced Polymers (FRP) for Reinforcing and Strengthening Concrete Structures," ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.

CANADA

- CAN/CSA-S806-02, "Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers", Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, Canada, (May 2002), 187p.
- CAN/CSA-S6-06 "Canadian Highway Bridge Design Code" Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, Canada, (December 2006), 800p.

The Canadian Network of Centers of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures

- Design Manual No. 3, "Reinforcing Concrete Structures with Fiber Reinforced Polymers"
- Design Manual No. 4, "FRP Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures"
- Design Manual No. 5, "Prestressing Concrete Structures with FRPs"
- Design Guide, "Specifications for FRP Product Certification"
- Design Guide, "Durability Monograph"

JAPON

- Japan Society of Civil Engineers (JSCE) 1997 "Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforced Materials," Concrete Engineering Series 23, ed. by A. Machida, Research Committee on Continuous Fiber Reinforcing Materials, Tokyo, Japan, 325 p.

ITALIA

- CNR-DT 203/2006 - "Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars."

EUROPA

- FIP Task Group 9.3 "FRP Reinforcement for Concrete Structures" (1999)

- Report# TF 22 A 98741 “Eurocrete Modifications to NS3473 When Using FRP Reinforcement”, Norway (1998)

Ante la enorme variedad de tipos de armadura de FRP que se puede encontrar en el mercado, estas guías o normas marcan los estados límites a los que debe de atenerse el diseño de los diferentes tipos de armado, provocando una falta de uniformidad al establecer unas pautas a seguir en los métodos de ensayo de cada uno de los materiales.

A pesar de ello, una de las conclusiones a la que se parece haber llegado de manera unánime a lo largo de todos estos años de investigación, es la referente al comportamiento del armado de FRP en secciones de hormigón cuando están sometidos a esfuerzos de compresión, ya que en ninguna de ellas se considera su aportación en el diseño y cálculo de dichos elementos.

1.2. EL GFRP FRENTE AL FUEGO

La ingeniería de fuego trata principalmente de prevenir la pérdida de vidas o lesiones durante un incendio (Buchanan, 2001) (ASCE, 1992). Evidentemente la mejor manera de lograr este objetivo es evitando la ignición, minimizando la propagación del fuego y de los humos, y extinguiendo el incendio antes de que se desarrolle plenamente. De no ser posible, cuando el incendio está completamente desarrollado, se debe garantizar una resistencia al fuego suficiente en los elementos estructurales, de forma, que si todos los métodos de contención fallan, la integridad estructural se mantenga durante un periodo de tiempo suficiente que permita a los ocupantes desalojar y al personal de bomberos extinguir el fuego.

Por ello, los materiales compuestos GFRP utilizados en las estructuras, al igual que otros materiales, requieren de una investigación tanto del material compuesto en sí mismo, estudiando su combustibilidad, la generación de humos, la propagación de la llama, sus características de toxicidad, como con respecto a su capacidad portante una vez desarrollado completamente el incendio, analizando su capacidad para mantener su integridad estructural a altas temperaturas (Tanano et al., 1999).

El estudio actual se refiere a esta segunda preocupación: la capacidad portante que presentan los elementos armados con GFRP para resistir un incendio desarrollado en un edificio. Así, el deterioro de las propiedades mecánicas y de adherencia del GFRP con el hormigón al aumentar la temperatura, junto con los cambios que puedan ocurrir en el elemento, es el objetivo principal del estudio llevado a cabo.

1.2.1 Antecedentes

Es evidente que desde hace tiempo el incendio plantea un riesgo potencial a los elementos de hormigón armado con GFRP. En el pionero estudio realizado por Fardis & Jalili (1981), sobre columnas de hormigón armado recubierto de FRP, se recogen diversos problemas asociados a la inflamabilidad de la matriz del polímero, y las posibles consecuencias que ello puede tener para las estructuras portantes, sugiriendo como solución que se incluyeran aditivos retardantes o cargas para mejorar el rendimiento de las matrices del polímero frente al fuego, pero no intentaron mejorar el comportamiento del composite.

En los últimos años, la investigación de los materiales FRP como armadura del hormigón ha ido en aumento, como hemos visto en los apartados anteriores, existiendo una serie de lagunas en las investigaciones realizadas, sugiriendo que el comportamiento de los FRP ante el fuego es una necesidad fundamental a resolver, debiéndose de abordar antes de que estos materiales tengan un uso generalizado en la construcción. Por ejemplo, Karbhari et al.(2003) presentaron un análisis de las carencias de durabilidad de los compuestos de polímeros reforzados con fibra en las infraestructuras civiles basado en una serie de trabajos organizados por el Civil Engineering Research Foundation (CERF) y el Market Development Alliance (MDA) en los Estados Unidos. El análisis de dichas carencias proporciona una visión muy instructiva de las diversas inquietudes relacionadas con los GFRP y el fuego, y comentarios tanto sobre la falta de disponibilidad de datos con respecto a cada problema como de la necesidad de investigar en dichas áreas.

Harries et al. (2003) ofrecen un resumen de las necesidades a investigar relacionadas con los materiales FRP para su uso con el hormigón, recopiladas a partir de una encuesta realizada a los miembros del ACI Committee 440: Fiber Reinforced Polymer Reinforcement. De la lista de prioridades a investigar resultante, aparece la resistencia al fuego en segundo lugar, por detrás de la durabilidad, existiendo una brecha entre la necesidad percibida y la información disponible. El

comportamiento frente al fuego se considera como la necesidad más crítica, debido a la falta de información disponible. De hecho, Harries et al. exponen que esencialmente no se ha realizado ninguna experimentación de los materiales de FRP o del hormigón armado con FRP frente al fuego.

Existe, en cambio, una cantidad significativa de información del uso de los FRP en aplicaciones aeroespaciales y marinas (Davies, 2004), aunque de todo lo existente, poco describe su comportamiento frente el fuego.

Por ello, es difícil ante las pocas aportaciones existentes, aplicar resultados a la amplia gama de materiales compuestos de FRP utilizados en las aplicaciones de la ingeniería civil. Además, debido a la gran variedad de formulaciones y sistemas de FRP existentes, es muy difícil generalizar su comportamiento a altas temperaturas. Por tanto, es necesario realizar un esfuerzo en la investigación del comportamiento de los GFRP frente al fuego, antes de que dichos materiales se utilicen con confianza en aplicaciones estructurales, donde el fuego siempre ha planteado un riesgo significativo.

1.2.2 Elementos de hormigón armado con GFRP frente al fuego

El comportamiento que presentan los GFRP a altas temperaturas es radicalmente diferente al del hormigón o del acero. Todos los materiales compuestos de matriz polimérica se queman si son sometidos a un flujo de calor suficientemente alto. Además, la matriz del composite, que generalmente es poliéster, vinilester o epoxi, no soportan la combustión aunque evolucionan emanando grandes cantidades de denso humo negro (Davies et al. 1992). E incluso a temperaturas medias, los GFRP sufren una degradación de sus propiedades de resistencia, rigidez y adherencia (Bisby, 2003).

La temperatura crítica del GFRP se toma generalmente como la temperatura de transición vítrea T_g de la matriz del polímero (Bakis, 1993), que para las matrices utilizadas en aplicaciones estructurales (ACI 440.1R-04) se encuentra dentro del intervalo [65-120°C], aunque la degradación en su resistencia y rigidez puede apreciarse incluso antes de alcanzarla (Blontrock et al. 1999). Debido a la anisotropía del material GFRP, las propiedades transversales se ven más afectadas por las elevadas temperaturas que las longitudinales, disminuyendo rápidamente la rigidez y resistencia transversal en alcanzar la T_g .

En comparación con los polímeros no reforzados con fibras, el composite reforzado con fibras de espesor grueso presenta una ventaja: como son "no-combustibles", existe menos material combustible (resina) disponible para el fuego. Además, cuando las capas periféricas pierden totalmente su resina debido a la combustión, las fibras restantes actúan como una capa aislante para el material subyacente (Sorathia et al. 2001). Sin embargo, estas ventajas no son útiles cuando se utilizan materiales de FRP en aplicaciones estructurales, ya que es conocido que las propiedades mecánicas de los FRP se deterioran con el aumento de la temperatura. Por ello, en aplicaciones estructurales con armadura interna de FRP, que está protegida de la combustión por el recubrimiento de hormigón, se ha demostrado que la pérdida de adherencia, a temperaturas mayores que la crítica de la matriz del polímero, es un factor crítico durante el incendio.

El comportamiento frente al fuego del hormigón armado con acero se ha estudiado extensamente en la literatura. El hormigón tiene comparativamente una baja conductividad térmica, y los elementos de hormigón pueden lograr, en consecuencia, altos índices de resistencia al fuego sin ninguna protección adicional.

Una adecuada resistencia al fuego para los elementos de hormigón armado esta asegurada generalmente si se proporciona unas dimensiones mínimas a la sección y un recubrimiento suficiente de la armadura de acero. El recubrimiento de hormigón aísla al armado interno de acero, y asegura que no exceda de los límites prescritos. Sin embargo, es difícil evaluar el comportamiento frente a fuego de elementos de hormigón armado cuando la temperatura admisible del material que conforma el armado no se conoce (Tanano, 1999), como es el caso de los redondos de GFRP. Las temperaturas críticas del armado y pretensado de acero se han establecido en 593 y 426°C respectivamente, sin embargo, tales temperaturas críticas no se han establecido para la mayoría de los redondos de FRP disponibles en la actualidad, aunque ampliamente se cree que están en el rango de 200-300°C, resultando difícil en la mayoría de los casos establecer unos recubrimientos mínimos que garanticen un adecuado rendimiento a fuego.

Existen resultados de varios estudios sobre comportamiento a fuego de hormigón armado con GFRP pero siempre condicionados a que son datos experimentales usando sistemas de armado de GFRP específicos, por lo que las conclusiones no son extensibles a otros materiales o sistemas. Por ejemplo, en Japón durante la década de 1990, se llevaron a cabo estudios de paneles de hormigón armado con emparillado de GFRP, sin carga (Fujisaki et al., 1993). Los elementos del

panel de hormigón fueron testeados acorde a la normativa japonesa (JIS), obteniendo un comportamiento satisfactorio durante el incendio, mostrando características de resistencia a fuego suficientes para ser usados como muros cortina, pero no como elementos estructurales. Posteriormente, los paneles fueron sometidos a exposiciones de fuego bajo la carga de peso propio, pero como las exposiciones fueron relativamente cortas (menos de 1h), con la poca información útil que se obtuvo, tampoco se pudo demostrar el comportamiento estructural de los paneles frente al fuego.

Los investigadores japoneses fueron informando de los resultados de las pruebas de fuego que fueron realizaron sobre vigas y losas cargadas de hormigón armado con FRP. Sakashita (1997) comparó el comportamiento frente a fuego de vigas de hormigón armado con acero con el de vigas de hormigón armado con FRP de carbono, vidrio y aramida, con diferentes acabados superficiales y orientaciones de las fibras, constatando que los elementos que contenían las barras de FRP de carbono o aramida trenzadas tenían un peor comportamiento que las de hormigón convencional, mientras que aquellas que tenían las barras rectas tuvieron un mejor rendimiento. Sin embargo, los resultados entre sí no se podían comparar fácilmente, debido a las diferencias en la cantidad de refuerzo, su colocación dentro de la sección, siendo difícil obtener unas conclusiones generales.

NEFCOM Corporation (1998) llevó a cabo ensayos de fuego de losas de hormigón bajo un estado de cargas dado, armadas con emparillados de FRP de vidrio o carbono. Se observó que la deformación de las losas aumentaba dramáticamente cuando la temperatura en la parte inferior del armado de FRP alcanzaba los 600°C. Dicho comportamiento fue atribuido a una severa caída de la rigidez del armado de FRP a dicha temperatura. Sin embargo, los autores concluyeron que no había ninguna diferencia reconocible en la deformación debida al fuego entre las losas armadas con FRP o con acero, y que dichas losas podían alcanzar resistencias a fuego de una hora bajo un estado de carga de 2,9 kN/m².

Abassi & Hogg (2004) ensayaron vigas de hormigón armado con GFRP, bajo un estado de cargas dado. La armadura a flexión de las vigas consistía en barras longitudinales de GFRP, existiendo además armadura de cortante de GFRP en algunas de ellas. Las vigas lograron resistencias a fuego de más de 1,5 h. a pesar que el redondo de GFRP alcanzó temperaturas tan altas como 462°C antes del colapso. Los autores del ensayo atribuyeron el alto rendimiento a fuego que estas vigas presentaron al recubrimiento de hormigón de 70 mm que tenía el armado de GFRP.

Kodur & Baingo (1998) presentaron una revisión de la literatura existente y un estudio paramétrico para calcular la resistencia de fuego de losas de hormigón armadas con barras de FRP. Para ello, utilizaron un análisis de transferencia de calor para predecir la resistencia a fuego en función del tiempo necesario para alcanzar la temperatura crítica del refuerzo de FRP de 250°C.

Posteriormente, Kodur & Bisby (2005) presentaron los resultados del estudio experimental y analítico del comportamiento a fuego de losas de hormigón armadas con barras de acero, de FRP de vidrio o de carbono. Realizaron las pruebas a una serie de losas de hormigón armado con acero y con FRP, bajo un estado de cargas de peso propio, y aplicando la curva normalizada de fuego. Aplicaron el modelo de transferencia de calor dado por Kodur & Baingo, demostrando que concordaba satisfactoriamente con los resultados de las pruebas. Este estudio constataba que la reacción al fuego y el comportamiento cualitativo de transferencia de calor de las losas de hormigón armado con FRP era similar al de losas armadas con acero. Sin embargo, las losas armadas con FRP tenían una menor resistencia al fuego que las de acero (definiendo resistencia a fuego en términos de temperatura crítica, de 250°C para CFRP y 325°C para GFRP, asumiendo como válidos los datos presentados por Wang et al.(2003)).

Los autores señalaron que una mayor resistencia al fuego para dichas losas se podía obtener mediante el uso de un mayor recubrimiento de hormigón o utilizando agregados de carbonato, aunque eran necesarios ensayos a escala real de losas cargadas con armado de FRP para determinar si la degradación de la adherencia entre el hormigón y el FRP podría conducir a un fallo estructural prematuro durante incendio. También anotaron la necesidad de contar con datos sobre las propiedades mecánicas de FRP a temperaturas elevadas y con pruebas de resistencia a fuego estructurales para validar sus modelos.

Saafi (2002) llevo a cabo una investigación analítica de la actuación del fuego sobre vigas de hormigón armadas con FRP. Aunque el análisis de Saafi es instructivo, no está corroborado con datos experimentales y las conclusiones dadas requieren verificación experimental.

Actualmente existen varios códigos y directrices de diseño de elementos de hormigón armado con FRP (CAN/CSA S806-2, ISIS Design Manual No.3, ACI 440.1R-06). Todos estos documentos comentan la susceptibilidad de los materiales FRP al fuego, pero sólo la CSA S806-02 proporciona una orientación real al diseñador. Basándose en el trabajo de Kodur & Baingo, la CSA S806-02

proporciona una serie de gráficos que pueden ser utilizados para estimar el recubrimiento de hormigón necesario para conseguir una resistencia al fuego específica para un armado de FRP, conocida su temperatura crítica. Estos gráficos a menudo son difíciles de usar en la práctica, dado que las temperaturas críticas para la mayoría de las barras de FRP siguen siendo desconocidas, al existir tanta variedad. La ACI 440.1R-06 recomienda que el armado de FRP no se utilice en estructuras donde la resistencia a fuego sea esencial para mantener la integridad estructural.

De esta forma, es recomendable seguir trabajando en esta área, particularmente en el deterioro de la adherencia a elevadas temperaturas y sus consecuencias en el comportamiento de elementos de hormigón armado con GFRP, frente a peso propio o bajo un estado de carga, durante un incendio.

1.3. OBJETIVOS Y PLANTEAMIENTO DE LA TESIS

La situación expresada en los apartados anteriores, tanto a nivel del diseño de elementos de hormigón armado con GFRP como a nivel de su comportamiento frente al fuego, es el punto de partida que define el objetivo general de este trabajo, el cual consiste en estudiar el comportamiento de elementos de hormigón armado con redondos de GFRP bajo cargas de compresión y de fuego.



Figura 13. Barras GFRP a compresión

Separándose de la tendencia general de otorgar a los redondos de GFRP una mala respuesta ante los esfuerzos de compresión, esta tesis aborda el análisis de un tipo específico de redondos, de los que se detallan sus características, que permita establecer mediante exhaustivos estudios técnicos y prácticos, nuevas conclusiones en sentido contrario, permitiendo abrir un nuevo campo de investigación.

Es decir, el objetivo final será comprobar que con un diseño adecuado y respetando las condiciones teóricas marcadas por la normativa internacional en la materia, es factible conseguir una respuesta óptima de los redondos de GFRP ante esfuerzos de compresión sin modificar tampoco su comportamiento en el resto de situaciones. Y además, implementar una herramienta informática que compile el diseño y análisis, bajo estados límites, de elementos de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio según las directrices de la EHE-08, con las adaptaciones según las normas americanas y canadienses necesarias, evaluando experimentalmente dichos cambios.

En el otro ámbito de estudio, utilizando los mismos redondos de GFRP, se genera un modelo numérico, mediante elementos finitos, para determinar la temperatura alcanzada por el armado y la cara exterior del elemento de hormigón ante una carga de fuego, simulando un incendio, y su relación con la variación del recubrimiento de hormigón existente, y unos modelos experimentales, cuyos registros serán analizados para averiguar qué recubrimiento es necesario.

Lógicamente en ambos casos, el modelo numérico y el experimental deben ser lo más semejantes posibles, de modo que se puedan cotejar los resultados.

Por todo ello, para desempeñar el objetivo de este trabajo se establecen los siguientes apartados de estudio, en cada uno de los campos a investigar.

En cuanto al uso de los redondos de GFRP como armadura del hormigón:

1. Conocer las directrices de diseño y de análisis existentes para elementos de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio, dejando claras las normas que establecen.
2. Conocimiento del material. Saber las características de los materiales que se van a utilizar a lo largo del estudio. Para ello, se estudia el proceso de caracterización de los redondos de fibra de vidrio RTHp, los cuales han sido diseñados para un óptimo comportamiento como armadura de compresión y bajo cargas de fuego. Su caracterización se ha llevado a cabo mediante el proyecto de investigación "BARRAS A BASE DE POLÍMEROS REFORZADOS CON FIBRA DE VIDRIO PARA EL ARMADO DEL HORMIGÓN, BAJO CARGAS A COMPRESIÓN Y FUEGO", llevado a cabo por la empresa VIALOBRA S.L. y el Dpto de Mecánica de los Medios Continuos de la UPV, mediante un convenio de investigación financiado por el Centro para el Desarrollo Tecnológico Industrial (CDTI).

3. Desarrollar y elaborar los fundamentos de diseño de elementos de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio, bajo estados límites, cumpliendo con los preceptos marcados por la EHE-08, modificándolos en función de las características intrínsecas del composite utilizado, desarrollando de forma exhaustiva las correspondientes a tensiones normales y tangenciales, en cuanto a Estados Límites Últimos, y las de fisuración y deformaciones, en cuanto a los Estados Límites de Servicio.
4. Realizar ensayos experimentales de un modelo a escala real, analizando los resultados y comparándolos con los analíticos.
5. Resumir todo lo anterior en una aplicación informática "RTHp Armado", realizada mediante programación en Visual Studio 2008, con una introducción sencilla y fácil de los distintos parámetros existentes en el diseño de elementos de hormigón armado con los redondos de GFRP RTHp, así como la correspondiente comprobación de los mismos.

En cuanto al comportamiento del refuerzo interno de GFRP frente al fuego:

1. Definición del modelo experimental. Utilizar un modelo real, formado por una losa y unos pilares de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio RTHp, en los que varía el recubrimiento de hormigón en las armaduras, y se les aplica el ensayo de fuego bajo la curva normalizada, registrando los valores de temperatura alcanzados.
2. Comparar con un modelo numérico equivalente al modelo real, creado mediante el método de los elementos finitos, analizando los resultados.

Finalmente, mediante la comparación de los resultados experimentales con los obtenidos analíticamente, se extraen las conclusiones pertinentes sobre el trabajo realizado, así como las futuras líneas de investigación al admitirse mejoras y nuevos campos de estudio, imposibles de abordar en la presente tesis.

2 CARACTERIZACIÓN DE LAS BARRAS DE FRP



Figura 14. Barras RTHp

El comportamiento mecánico de las barras de GFRP difiere del comportamiento del armado tradicional de acero, puesto que las propiedades mecánicas de éstas dependen de varios factores tales como la calidad de la fibra, su orientación, los tejidos de refuerzo, la relación volumétrica fibra-resina, el tipo de resina, el proceso de fabricación, el tiempo de curado y otros. Los materiales GFRP son anisótropos debido a la orientación de las fibras en las barras, y son lineales hasta rotura sin que se produzca plastificación.

En la actualidad, las características mecánicas que se pueden conseguir, producto del diseño de las barras de fibra de vidrio, son superiores a las de los clásicos armados de hormigón a base de acero. En las primeras etapas de fabricación, las barras GFRP sólo presentaban una alta resistencia a tracción, sin embargo, tras el estudio y la investigación llevada a cabo, se puede adelantar que la resistencia a compresión de estas barras es un hecho demostrable, pues de los resultados obtenidos así se deduce.

Después de realizar una exhaustiva investigación, se ha obtenido la solución (figura 14) para que dichos redondos trabajen tanto a tracción como a compresión, como ocurre con el armado tradicional de acero, creándose la patente nº ES 2 325 011 (Rovira, 2010) por parte de la empresa RTHp. Dicha solución (figura 15) consiste en que no toda la fibra esté dispuesta de forma longitudinal, (1), sino que exista un refuerzo superficial, (2), con fibra en sentido transversal, que confiera estabilidad a las longitudinales para trabajar a compresión, siendo ésta la principal aportación de estas barras respecto de los productos existentes. Este zunchado al núcleo central de

rovings por medio de tejidos superficiales, evita el pandeo de las fibras, no dejando espacios libres que produzcan pandeos locales.

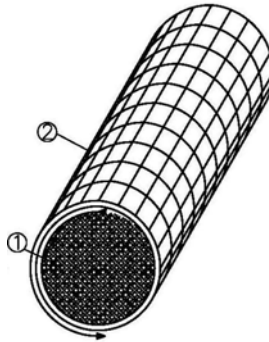


Figura 15. Esquema configuración redondo de fibra de vidrio RTHp

La rotura en forma de “explosión” producida en un redondo de pultrusión, es similar a la que ocurre en un pilar de hormigón armado sin cercos en el caso de no existir este zunchado exterior, tal y como se muestra en la figura 16.



Figura 16. Rotura a compresión de una barra GFRP

Llegar a esta configuración final no ha sido nada fácil; se ha realizado una investigación con una gran base experimental, hasta llegar a obtener dicha configuración específica, que permite que los redondos de GFRP puedan trabajar a tracción y a compresión. El proceso llevado a cabo se presenta a continuación de forma detallada y exhaustiva, exponiendo la normativa utilizada, los distintos ensayos realizados, los resultados obtenidos, así como los principales problemas que han surgido a lo largo de la investigación durante la materialización de la experimentación.



Figura 17. Rotura a compresión de una barra RTHp©

Las barras utilizadas en este estudio e investigación, pertenecientes a la empresa RTHp©, están formadas por fibra de vidrio y resina vinilester, con un volumen aproximado de fibra en su contenido del 75%, y se fabrican mediante el proceso de pultrusión. Presentan además, un recubrimiento superficial de arena de sílice para facilitar su adherencia al hormigón. A continuación se pasa a detallar el procedimiento seguido para la caracterización de dichos redondos, hasta la obtención de la certificación de sus valores característicos.

La figura 18, muestra restos de probetas ensayadas en Septiembre del 2008. Desde el inicio, se procedió a la fabricación y ensayo de distintas familias de redondos, superándose los 500 ensayos hasta obtener la patente y la certificación, definiendo y comprobando su comportamiento a tracción, a compresión, a adherencia y a cortadura.



Figura 18. Probetas de Ensayo

2.1. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS REDONDOS RTHp

Muchas organizaciones mundiales, han publicado métodos de ensayo standard para los materiales compuestos de FRP, entre ellas la American Society for Testing and Materials (ASTM) y la International Organization for Standardization (ISO). Miles de métodos de ensayos normalizados están disponibles para caracterizar los compuestos de FRP a nivel de fibra, lámina o compuesto laminado, pero no existen modelos normalizados a nivel de sección completa para aplicaciones de ingeniería estructural.

En estos últimos años, algunas organizaciones han desarrollado métodos de ensayo normalizados, relacionando directamente el uso de los compuestos de FRP con la ingeniería civil: es el caso del American Concrete Institute (ACI), el European Committee for Standardization (CEN), la Japan Society for Civil Engineers (JSCE) y la Canadian Standards Association (CSA).

Para llevar a cabo la caracterización de los redondos de FRP se han utilizado las diversas normas que existen al respecto, modificándolas en los aspectos que no recogen o adoptándolas en base a la experiencia.

El estudio de las propiedades mecánicas de las barras RTHp®, incluyendo su comportamiento en ensayos de tracción, compresión, cortadura y adherencia al hormigón, se ha realizado en diferentes procesos/etapas hasta llegar a alcanzar los objetivos marcados. Dicho proceso se puede dividir en tres grandes bloques fundamentales:

1º Bloque:

Selección del tipo de resina. Con un mismo % de cantidad de fibra en las barras, se realizaron pruebas con diferentes tipos de resina, estudiando su comportamiento mecánico a tracción y a compresión, con el fin de decidir que resina es la que mejor se comporta ante las necesidades marcadas.

2º Bloque:

Relación entre los distintos componentes. Decidido el tipo de resina, se pasó a estudiar el la relación entre componentes y sus efectos en cada uno de los distintos diámetros

estudiados. Para ello, se realizó una batería de ensayos normalizados según la ACI 440.3R-04 de las redondos de 8, 12, y 16 mm.

3° Bloque:

Caracterización para cada diámetro. Conocida la composición de las barras de GFRP, como etapa final se realizaron los ensayos para determinar sus características mecánicas normalizadas, con un intervalo de confianza del 95% (diámetros de barras 8, 10, 12, 16, 20, 25 y 32).

En el proceso para averiguar la relación óptima de los componentes en las diferentes configuraciones experimentadas, ha sido interesante conocer desde el inicio y con exactitud, las siguientes características de las barras de GFRP:

- a. Geométricas.
- b. Mecánicas.
- c. De adherencia de las armaduras con el hormigón.

Para el conocimiento de todas ellas, se han seguido las instrucciones detalladas en la norma ACI 440.3R-04, la cual describe los diferentes ensayos a realizar sobre las barras GFRP. El comité 440 en esta norma americana, basada en las normas ASTM, modifica ciertos ensayos, tracción o adherencia por ejemplo, atendiendo a su experiencia. Y en otros, dicho comité establece directamente sus instrucciones, al no existir antecedentes en las ASTM. Los ensayos que se deben realizar para la caracterización de redondos de FRP como armado interno vienen dados en la Tabla 1.1 de la norma ACI 440.3R-04, que se muestran en la tabla 6.

Property	ASTM test method(s)	ACI 440 test method	Summary of differences
Cross-sectional area	—	B.1	No existing ASTM test method available.
Longitudinal tensile strength and modulus	D 3916	B.2	ACI method provides detailed information on anchoring bars in the test fixture. ACI method also provides procedural requirements for attachment of elongation reading devices on bar with various deformation patterns.
Bond properties	A 944	B.3	ASTM Pullout Test C 234 has been withdrawn and, as written, did not provide adequate specimen size to prevent splitting of concrete cylinder when using FRP bars. The only remaining ASTM test method for bond of steel bars to concrete is beam-end test method (A 944), which has not been modified for use with FRP bars. Ongoing work by ACI Committee 440 is expected to produce beam bond test methods.
Shear strength	D 5379	B.4	The ACI method focuses on dowel action of bars and does not overlap with existing ASTM methods that focus mainly on beam shearing failure modes. Bar shear strength is of specific concern for applications where FRP rods are used to cross construction joints in concrete pavements.
	D 3846		
	D 2344		
	D 4475		
Bent bar capacity	—	B.5	No existing ASTM test methods available.
Durability properties	—	B.6	No existing ASTM test method available.
Fatigue properties	D 3479	B.7	ACI methods provide specific information on anchoring bars in the test fixtures and on attaching elongation measuring devices to the bars. The ACI methods also require specific calculations that are not provided in the ASTM methods.
Creep properties	D 2990	B.8	
Relaxation properties	D 2990	B.9	
	E 328		
Anchorage properties	—	B.10	No existing ASTM test methods available.
Tensile properties of deflected bars	—	B.11	No existing ASTM test methods available.
Effect of corner radius on strength	—	B.12	No existing ASTM test method available.
Flexural properties	D 790	—	No ACI methods developed.
	D 4476		
Coefficient of thermal expansion	E 831	—	No ACI methods developed.
	D 696		
Glass transition temperature	E 1356	—	No ACI methods developed.
	E 1640		
	D 648		
	E 2092		
Volume fraction	D 3171	—	No ACI methods developed.
	D 2584		
Test methods for laminates used as strengthening and repair materials			
Direct tension pulloff	D 4551	L.1	ACI method provides specific requirements for specimen preparation not found in the ASTM test method.
Tensile strength and modulus	D 3039	L.2	ACI method provides for calculating tensile strength and modulus on gross cross-sectional and equivalent, fiber area basis.
Lap shear strength	D 3165	L.3	ACI method provides specific requirements for specimen preparation.
	D 3528		
Bond strength	D 4551	—	No ACI methods developed.
	C 882		

Tabla 6. Métodos de ensayo para barras utilizadas como armado del hormigón.

En la realización de los ensayos para la determinación de las características mecánicas de los redondos de GFRP, se han utilizado los medios propios del laboratorio del Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y T. de Estructuras de la UPV, dos prensas de ensayos universales, certificadas según norma EN 7500-1 por SERVOSIS S.A., cuyas características principales son:

PRENSA 1:

Tipo: MAQUINA DE ENSAYOS ESTÁTICA

Marca: IBERTEST + SERVOSIS

Modelo: 1000 kN

Captador de presión: Elektronik Swede Mod: IDA330-3156 nº 9226144

PRENSA 2:

Tipo: MAQUINA DE ENSAYOS ESTÁTICA

Marca: IBERTEST + SERVOSIS

Modelo: 200 kN

Captador de presión: Interface Mod: 1110/50 kLb

2.1.1 Características geométricas.

Los diámetros de las barras de GFRP ensayadas, se han ajustado a los siguientes diámetros nominales en milímetros:

Ensayos de tracción: 8, 10, 12, 16, 20, 25 y 32.

Ensayos de compresión: 8, 10, 12, 16, 20, 25 y 32.

Ensayos de adherencia: 8, 16 y 32.

Las probetas destinadas a los ensayos de adherencia, tenían el recubrimiento exterior de arena de sílice, que no llevaban el resto de probetas en el resto de ensayos.

En relación a la obtención de los valores equivalentes, se siguió lo recomendado en la norma UNE EN 13.706-2:2003 Anexo B, que establece las tolerancias y los métodos de obtención de las dimensiones en los perfiles pultruidos. Para las barras de GFRP objeto de estudio, se han obtenido las siguientes dimensiones características para cada uno de los diámetros indicados anteriormente, tal y como se detalla en la Tabla 7.

ϕ nominal	Tolerancia admisible	Diámetro equivalente	Sección transversal nominal	Sección transversal equivalente
$\phi 8$	$\pm 0,2$	7,98	50,27	50,01
$\phi 10$	$\pm 0,3$	9,99	78,54	78,38
$\phi 12$	$\pm 0,3$	11,98	113,10	112,72
$\phi 16$	$\pm 0,3$	15,98	201,06	200,31
$\phi 20$	$\pm 0,35$	19,75	314,16	306,35
$\phi 25$	$\pm 0,35$	24,75	490,87	481,11
$\phi 32$	$\pm 0,35$	31,66	804,25	787,25

Tabla 7. Características geométricas de las barras GFRP (en mm).

2.1.2 Ensayos de Tracción

El ensayo de tracción, conforme a la norma UNE-EN ISO 527-1:1996, consiste en someter una probeta a un esfuerzo axial en una máquina de ensayos universal, como la descrita anteriormente, a lo largo de su eje longitudinal, y a velocidad constante, hasta la rotura o hasta que el esfuerzo o la deformación hayan alcanzado un valor determinado previamente. En dicho ensayo se mide la carga soportada por la probeta y el alargamiento sufrido por ésta.

La evaluación y el análisis de los resultados de este ensayo permiten conocer las características mecánicas a tracción de la barra GFRP, tales como su resistencia y su módulo de elasticidad.

2.1.2.1 Definición de las probetas.

Siguiendo las recomendaciones de la norma ACI 440.3R-04 y la UNE-EN 527-1:1996, se prepararon las probetas con sus respectivos diámetros y longitudes. No se debe obviar que dichas longitudes estuvieron condicionadas por la separación física máxima existente entre las mordazas

de las prensas. Las probetas estaban formadas por un tramo central, objeto del ensayo, y dos tramos extremos, que se prepararon adecuadamente para permitir su sujeción a las mordazas de la prensa, de manera que la rotura se produjera en la zona central.

La norma ACI 440.3R-04, establece como longitud total de la probeta el valor:

$$L_T = L_1 + L_0 + L_1 \quad (1)$$

Siendo L_1 , la longitud de cada casquillo de acero que recubre los extremos de las barras en la zona de apriete de las mordazas; y L_0 , la distancia libre entre casquillos, cuya longitud debe ser como mínimo 12 veces el diámetro nominal de la barra.

Este último parámetro ha sido adoptado a partir de la experiencia adquirida por el grupo de investigación en ensayos sobre plásticos pultruidos y que coincide con la norma UNE-EN 604 para la obtención del módulo de elasticidad en elementos cilíndricos.



Figura 19. Probetas de GFRP para tracción.

El apéndice A de la norma ACI 440.3R-04, recomienda la utilización de casquillos de acero cuyas dimensiones (diámetro exterior y espesor) se establecen en función del diámetro de la probeta. Este dispositivo debe ejecutarse exhaustivamente, para evitar el deslizamiento entre mordazas y probeta, ya que dicho fenómeno condiciona la precisión y exactitud de los valores obtenidos en los ensayos.

En el caso de las probetas ensayadas, el espacio existente entre el casquillo y la probeta fue rellenado con una resina epoxi.

La figura 20 y la tabla 8, presentan y tabulan las longitudes de las probetas (en milímetros) para los ensayos a tracción. Estos valores fueron el fruto de combinar la experiencia propia de los ensayos realizados y las recomendaciones de las normas vigentes.

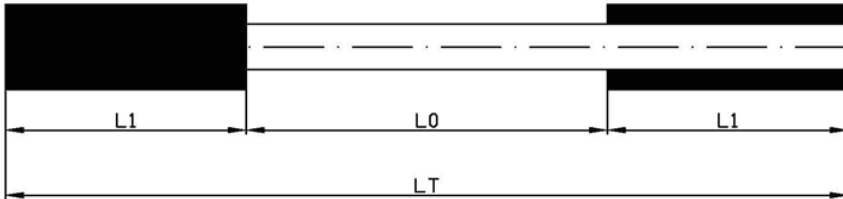


Figura 20. Longitudes características de las barras GFRP a tracción ensayadas

ϕ BARRA	$\phi \times e_1$ Casquillo	L_0	L_1	L_T
$\phi 8$	30 x 3	100	350	800
$\phi 10$	30 x 3	100	350	800
$\phi 12$	30 x 3	150	350	850
$\phi 16$	30 x 3	200	400	1000
$\phi 20$	40 x 3	200	450	1100
$\phi 25$	40 x 3	250	450	1150
$\phi 32$	45 x 4	250	450	1150

Tabla 8. Longitudes características de las barras GFRP a tracción ensayadas

Según la norma UNE-EN 527-1:1996, el número de probetas ensayadas deben ser cinco para cada una de las direcciones requeridas, aunque en esta caracterización sólo se ha estudiado la dirección longitudinal, y se han evaluado los resultados por medio de un intervalo de confianza, con una probabilidad del 95%, como establece la norma UNE-EN 66040:2003.

Además, siguiendo las directrices de la ACI 440.3R-04, las probetas que no se rompieron, sufrieron roturas o en las que se produjo deslizamiento, fueron eliminadas empleándose probetas suplementarias. Sin embargo, los ensayos con resultados dispersos, no fueron excluidos del estudio porque dicha dispersión pudo ser efecto de la naturaleza del propio material ensayado.

2.1.2.2 Procedimiento de ensayo

La máquina de ensayo utilizada, y descrita anteriormente, es conforme a la norma ISO 5893:2002, capaz de mantener una velocidad constante de ensayo de 5mm/minuto, valor recomendado por la norma UNE-EN 527-1:1996.

Las mordazas utilizadas, de tipo hidráulico, sujetan las probetas fijándolas a la maquina, haciendo coincidir el eje principal con la dirección de la línea central de tracción de la prensa.

Las probetas no presentaron deslizamiento con respecto a las mordazas, debido a que el tipo de mordazas utilizadas producía una presión constante sobre ellas, evitando cualquier tipo de deslizamiento o rotura prematura.

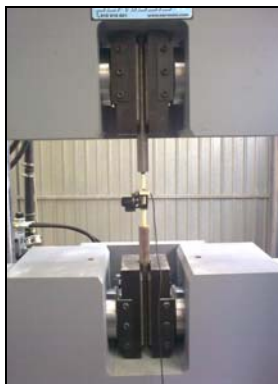


Figura 21. Máquina de ensayos

El extensómetro empleado, de la marca HBM, con una longitud de referencia de 50mm, es conforme a la Norma UNE-EN ISO 5893:2002, y se coloca en el centro de la longitud de ensayo. Dicho extensómetro es capaz de determinar la variación relativa de la longitud de referencia de la probeta en cada instante. Además, esta exento de retardo debido a la inercia y a la velocidad del ensayo especificada y tiene la capacidad de medir la variación de la longitud de referencia, con una exactitud del 1%.

La prensa tiene un el sistema de adquisición de datos analógico, que registra la fuerza y los valores correspondientes al incremento de la longitud de referencia y de la distancia entre las mordazas

durante todo el ensayo. Además, utiliza el software PC2K (SERVOSIS) para establecer un sistema de registro automático, que da lugar a las curvas esfuerzo/alargamiento del ensayo de tracción.



Figura 22. Máquina ejecutando un ensayo de tracción

Los valores de ensayo para cada una de las probetas oscilaron desde un valor nulo para el esfuerzo hasta el de rotura de la probeta. La medición del módulo de elasticidad, en la dirección longitudinal, se realizó mediante la utilización del extensómetro para aumentar la precisión de los valores, entre un 20% y un 50% de la carga unitaria de rotura, valor recomendado por la norma ACI 440.3R.

Los parámetros obtenidos durante el ensayo de tracción fueron:

- a. La carga unitaria de rotura. F_u (kN).
- b. El alargamiento correspondiente a rotura. ΔL (mm)
- c. El módulo de elasticidad. E (MPa).

Con la información básica registrada, la curva esfuerzo-alargamiento y el diámetro de la probeta, se ha calculado la curva tensión – deformación, y se han analizado los valores definiendo las características mecánicas en la dirección longitudinal de la barra GFRP:

- a. Tensión de rotura. σ_u (MPa) = $F_u / \text{Área}$.
- b. Módulo de elasticidad. E (MPa).
- c. Deformación última correspondiente a σ_u : $\varepsilon_u(\%) = \Delta L / L$.

2.1.3 Ensayos de Compresión

El ensayo de compresión, según la norma ISO 5893:2002, somete una probeta a una carga de compresión a lo largo de su eje longitudinal y a velocidad constante hasta su rotura, midiendo la carga soportada por la probeta y el acortamiento de ésta. La evaluación y el análisis de este tipo de ensayo, permiten conocer las características mecánicas a compresión de una barra GFRP, como son su resistencia y el módulo de elasticidad.

2.1.3.1 Definición de las probetas

Siguiendo las recomendaciones de la norma ACI 440.3R-04, la ACI 318 y la UNE-EN 604:2003, se prepararon las probetas para los ensayos, con diferentes diámetros y longitudes.

Las probetas estaban formadas por un tramo central, objeto del ensayo, y dos tramos extremos cubiertos por dos casquillos de acero. El hueco entre la barra y los casquillos se rellenó con resina epoxi, para posteriormente cortar los extremos de los casquillos, refrentando las dos caras para que quedaran completamente paralelas y lisas.



Figura 23. Probetas de GFRP para el ensayo a compresión

En elementos comprimidos, la norma ACI 440 fija como longitud libre de la probeta, L_0 , una relación de 16 veces el diámetro nominal, con una longitud total de probeta dada por la siguiente fórmula:

$$L_T = L_1 + L_0 + L_1 \quad (2)$$

siendo L_1 , la longitud de los casquillos de apoyo sobre los platos de compresión, cuya profundidad se estableció en 45 milímetros, y L_0 la distancia libre entre casquillos.

El apéndice A de la norma ACI 440.3R-04, recomienda la utilización de casquillos de acero cuyas dimensiones (diámetro exterior y espesor) se establecen en función del diámetro de la probeta. Este dispositivo se ejecutó exhaustivamente, para evitar excentricidades en la aplicación de la carga sobre la probeta, ya que si hubiera existido dicha discrepancia, se podría haber visto condicionada la precisión y exactitud de los valores obtenidos y en el peor de los casos, la anulación del ensayo. Por ello, se efectuaron unos cortes paralelos por C1-C1' y C2-C2' (figura 24), una vez sujetas las probetas en los casquillos por medio de la resina epoxi, obteniendo una probeta de longitud final L_F .

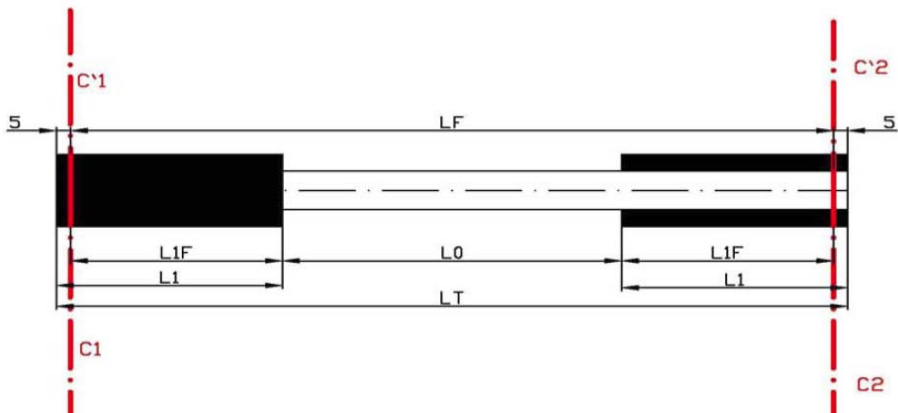


Figura 24. Longitudes características de las barras GFRP a compresión ensayadas

ϕ BARRA	$\phi \times e_1$ Casquillo	L_0	L_1	L_{1F}	L_T	L_F
$\phi 8$	30 x 3	102	50	45	202	192
$\phi 10$	30 x 3	102	50	45	202	192
$\phi 12$	30 x 3	102	50	45	202	192
$\phi 16$	30 x 3	166	50	45	266	256
$\phi 20$	40 x 3	230	50	45	330	320
$\phi 25$	40 x 3	310	50	45	410	400
$\phi 32$	45 x 4	470	50	45	570	560

Tabla 9. Longitudes características de las barras GFRP a compresión ensayadas

La figura 24 y la tabla 9, presentan y tabulan los valores de las longitudes de las probetas (en milímetros) para los ensayos a compresión. Estos valores fueron el resultado combinado de la experiencia propia en ensayos de compresión y de las recomendaciones de las normas mencionadas, al no existir en la actualidad ninguna normativa ni bibliografía que haga referencia a la caracterización a compresión de barras GFRP.

Según la norma UNE-EN 604:2003, el número de probetas ensayadas deben ser cinco, evaluándose los resultados por medio de un intervalo de confianza, con una probabilidad del 95%, como establece la norma UNE-EN 66040:2003. Las probetas que no se rompieron o en las que se produjo rotura en el interior del casquillo fueron eliminadas, empleándose probetas suplementarias. Sin embargo, los ensayos con resultados dispersos, no fueron excluidos del estudio porque dicha dispersión pudo ser efecto de la naturaleza del propio material ensayado.

2.1.3.2 Procedimiento del ensayo

La máquina de ensayo utilizada, y descrita anteriormente, es conforme a la norma ISO 5893:2002, capaz de mantener una velocidad constante de ensayo de 5mm/minuto, valor recomendado por la norma UNE-EN 604:2003.

Para la realización del ensayo de compresión, se han diseñado y construido un juego de platos para cada familia de redondos, siendo uno de los platos articulado respecto del otro para facilitar la ejecución del ensayo.



Figura 25. Plato para ensayo a compresión

Los platos son placas de compresión de acero endurecido (figura 25), construidas de forma que la carga que soporta la probeta sea totalmente axial, transmitida a través de las superficies pulimentadas, cuya planicidad es paralela en un plano perpendicular al eje de carga. En la figura 26 puede apreciarse la deformación sufrida por el redondo en el momento de la rotura, así como el juego de los platos.



Figura 26. Ensayo a compresión, juego de platos

El extensómetro empleado, de la marca HBM, con una longitud de referencia de 50mm, es conforme a la Norma ISO 5893:2003, y se coloca en el centro de la longitud de ensayo. Dicho extensómetro es capaz de determinar la variación relativa de la longitud de referencia de la probeta en cada instante. Además, esta exento de retardo debido a la inercia y a la velocidad del ensayo especificada y tiene la capacidad de medir la variación de la longitud de referencia, con una exactitud del 1%.



Figura 27. Extensómetro, ensayo a compresión.

La prensa tiene un el sistema de adquisición de datos analógico, que registra la fuerza y los valores correspondientes al incremento de la longitud de referencia y de la distancia entre los platos durante todo el ensayo. Además, utiliza el software PC2K (SERVOSIS) para establecer un sistema de registro automático, que da lugar a las curvas esfuerzo/alargamiento del ensayo de compresión.

Los parámetros obtenidos durante el ensayo fueron:

- a. La carga unitaria de rotura. F_u (kN).
- b. El acortamiento correspondiente a rotura. ΔL (mm)
- c. El módulo de elasticidad. E (MPa).



Figura 28. Probeta de GFRP ensayada a compresión.

Con la información básica registrada, la curva esfuerzo-alargamiento y el diámetro de la probeta, se ha calculado la curva tensión – deformación, en función de los valores de carga aplicados y los acortamientos obtenidos, y se han analizado los valores definiendo las características mecánicas en la dirección longitudinal de la barra GFRP:

- a. Tensión de rotura. σ_u (MPa) = $F_u / \text{Área}$.
- b. Módulo de elasticidad. E (MPa).
- c. Deformación última correspondiente a σ_u : $\varepsilon_u(\%) = \Delta L/L$.

2.1.4 Ensayos de Adherencia

Para ensayar las características de adherencia de las barras de GFRP como armado interno de estructuras de hormigón, se ha adoptado el método *"pull out"*, tomándose como referencia el anexo D de la UNE-EN 10080.

Las probetas destinadas a los ensayos de *"pull out"* pasaron por el proceso de curado y fraguado, respetando el mínimo de tiempo antes de ejecutar el ensayo (UNE-EN 1766:2000 y ACI 440.3R-04). Las figuras 29 y 30 muestran diferentes etapas del proceso de preparación de las probetas.



Figura 29. Proceso hormigonado y preparación de probetas para adherencia.



Figura 30. Etapa desencofrado probetas

El ensayo *"pull out"* consiste en aplicar una carga de tracción a una barra de GFRP que está embebida, en una determinada longitud, en el interior de un cubo de hormigón, permaneciendo el otro extremo de la barra sin ningún otro tipo de carga. La fuerza de tracción se va incrementando

hasta que se produce el fallo de adherencia o hasta que rompe la barra GFRP, obteniendo la relación existente entre la fuerza de tracción aplicada y el deslizamiento producido.

2.1.4.1 Definición de las probetas

Siguiendo las recomendaciones de la norma ACI 440.3R-04 y la UNE-EN 10080, se fabricaron por un lado los redondos de GFRP, con sus diámetros y longitudes respectivas, y por otro lado, el cubo de hormigón.

La probeta de ensayo se compone del cubo de hormigón en cuyo centro se dispone el redondo de GFRP. La longitud efectiva de adherencia de la barra es de $5d$, siendo d el diámetro de la barra ensayada, protegiendo el resto de la longitud de la barra mediante un tubo de plástico para evitar la adherencia del hormigón y la propia barra.

Se establece la longitud total de la probeta el valor:

$$L_T = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 \quad (3)$$

siendo L_1 , la longitud libre de la barra donde se sitúa el dispositivo de medida del desplazamiento, y cuyo valor mínimo es 50mm; L_2 , es la longitud de la barra embebida en el hormigón, que comprende la longitud de adherencia efectiva, definida anteriormente y la longitud libre de adherencia embebida en el cubo y aislada de sufrir adherencia con el hormigón, que debe ser como mínimo (200mm – $5d$). L_3 es la longitud de la barra hasta el punto de aplicación de la fuerza de tracción, de valor mínimo 300mm. Y finalmente, L_4 es la longitud del casquillo de acero que cubre el extremo de la barra en la zona de apriete de la mordaza.

Se prepararon probetas para tres tipos de redondos, los de diámetros 8, 16 y 32 mm, al tomarlos como representativos de los siguientes grupos:

- diámetro 8: 8, 10 y 12 mm – serie fina
- diámetro 16: 16 y 20 mm – serie media
- diámetro 32: para el 25 y 32 mm – serie gruesa

La figura 31 y la tabla 10, presentan y tabulan los valores de las longitudes de las probetas (en milímetros) para los ensayos de adherencia.

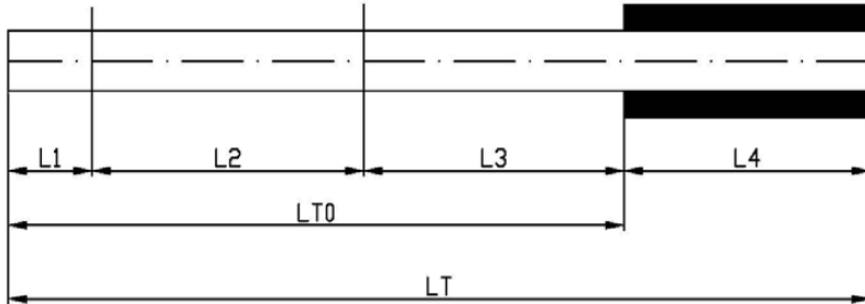


Figura 31. Longitudes características de las barras GFRP para el ensayo de adherencia.

ϕ	$\phi \times e_1$ Casquillo	L_1	L_2	L_3	L_4	L_{T0}	L_F
$\phi 8$	30 x 3	50	80	300	220	430	650
$\phi 16$	30 x 3	50	160	300	220	510	730
$\phi 32$	45 x 4	50	320	300	220	670	890

Tabla 10. Longitudes características de las barras GFRP para el ensayo de adherencia

Las dimensiones del cubo de hormigón se muestran en la figura 32, siendo sus dimensiones mínimas de 200mm en cada eje. Se dispuso de dos moldes por cada medida de diámetro, hormigonándose cada uno de ellos 5 veces hasta obtener la serie de 10 muestras por diámetro necesaria.

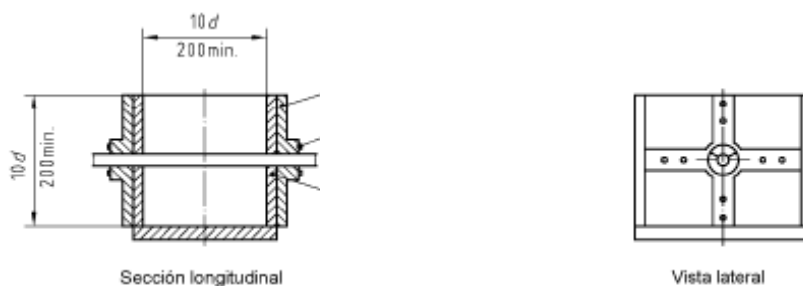


Figura 32. Dimensiones del cubo de hormigón



Figura 33. Probeta, encofrado cubo de hormigón



Figura 34. Forma de la probeta, barra de GFRP embebida

La tracción se aplicó en el extremo libre de la barra de GFRP, mientras que el captador de deslizamiento se encontraba en el otro extremo, tal y como se puede observar en la figura 35.



Figura 35. Dispositivo para la medición del deslizamiento

Según la norma UNE-EN 604:2003, el número de probetas ensayadas deben ser cinco, aunque teniendo en cuenta la falta de información al respecto del comportamiento de las barras de GFRP, se ensayaron diez probetas de cada uno de los diámetros considerados, evaluándose los resultados por medio de un intervalo de confianza, con una probabilidad del 95%, como establece la norma UNE-EN 66040. Las probetas que no cumplieron con los requisitos establecidos fueron eliminadas, empleándose probetas suplementarias. Sin embargo, los ensayos con resultados dispersos, no fueron excluidos del estudio porque dicha dispersión pudo ser efecto de la naturaleza del propio material ensayado.

2.1.4.2 Procedimiento del ensayo

El esquema del ensayo de arrancamiento o *pull out* se muestra en la figura 36.

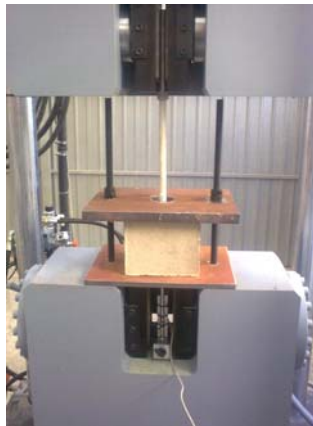


Figura 36. Esquema del ensayo de pull out

La máquina de ensayo utilizada, y descrita anteriormente, es conforme a la norma ISO 5893, capaz de mantener una velocidad constante de ensayo de 20kN/minuto, según determina la ACI 440.3R-04. La carga aplicada se registró mediante la célula de carga electrónica que tiene la prensa, y las deformaciones se registraron mediante el captador de alta sensibilidad.

Los parámetros obtenidos durante el ensayo fueron:

- a. La fuerza de tracción. F (kN).
- b. El deslizamiento real. S (mm)

Que se utilizaron para obtener la relación de tensión de adherencia – deslizamiento para cada probeta, calculada como:

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot d_b \cdot l_b} \quad (4)$$

Donde τ es la tensión de adherencia media (MPa)

F es la carga aplicada (N)

d_b es el diámetro efectivo de la barra de GFRP (mm)

l_b es la longitud de adherencia (mm)



Figura 37. Probeta ensayada

2.1.5 Ensayos de Cortadura

La fabricación de los cercos se ha llevado a cabo utilizando una resina termoplástica, para poder obtener la curvatura necesaria, mediante una modificación del proceso de pultrusión. Además, las probetas ensayadas carecen del refuerzo superficial transversal, aunque si presentan el recubrimiento de arena de sílice.

El objetivo de estos ensayos es conocer la resistencia a cortadura de las barras para su utilización como cercos, por lo que han ensayado barras de 12 mm de diámetro, consideradas como las más habituales.

Para la realización del ensayo se ha diseñado un dispositivo, que se muestra en la figura 38, por medio del cual y utilizando la prensa de tracción, se consiguió aplicar un esfuerzo de doble cortadura a la barra hasta alcanzar su rotura (figura 39).

Dicho dispositivo consiste básicamente en un tubo de gran espesor de pared, lo suficientemente resistente para llevar a cabo el ensayo. El tubo se ha dividido en tres tramos, sujetándose el tramo central por medio de una cartela a una de las mordazas de la máquina de ensayo, conectando los tramos laterales mediante otra cartela, de forma que al acercarse las mordazas queden los tres tramos alineados, y sea factible introducir dentro del tubo el redondo a ensayar.



Figura 38. Dispositivo para el ensayo a cortante



Figura 39. Probeta ensayada

2.2. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS.

Según la norma UNE 66040:2003, se ha utilizado un estimador para asegurar un valor mínimo de la característica ensayada, con un nivel de confianza del 95%, determinado según

$$\text{Variable} = M = \sigma - (1 - \delta \cdot t_{1-\alpha}) \quad (5)$$

Siendo: σ la media aritmética de los valores experimentalmente obtenidos

$\delta = \frac{\sigma}{\text{desviación media}}$: el cociente entre la media aritmética y la desviación media standard en %

$t_{1-\alpha}$ el valor del coeficiente t-Student para una confianza $\alpha = 95\%$

2.2.1 Selección del tipo de resina.

En el primer bloque de ensayos, se ha trabajado con diversas series de distinta composición, variando tanto el tipo de fibra como de resina, así como la orientación de las fibras, evaluando su comportamiento mecánico y adoptando una configuración final que cumpla con los objetivos propuestos para las barras GFRP.

Las series ensayadas eran de 10 muestras cada una, y se analizaron y evaluaron los resultados de resistencia y módulo elástico obtenidos, tanto en el ensayo de tracción como en el de compresión.

La composición de dichas series fue variando, buscando en todo momento obtener unas características mecánicas acordes a los objetivos. Por ello, además de variar el porcentaje de fibra, también se probó con distintas resinas.

Se observó que los valores medidos, tanto de resistencia como de módulo de elasticidad, alcanzaban cuantías similares, no siendo significativo el cambio de resina, ni para el ensayo de tracción ni para el de compresión. Se eligió como matriz del composite la resina Viniléster, al presentar un mejor comportamiento frente al álcali del hormigón, y unos valores medios de resistencia un poco mayores que el poliéster.

En esta primera fase, dentro de las variaciones de fibra que se llevaron a cabo, se introdujo un núcleo de trenza de fibra de basalto en la composición de los redondos, buscando obtener una ruptura dúctil en los ensayos. Sin embargo, tras realizar los ensayos a compresión, se decidió quitar dicho núcleo de trenza de basalto al presentar una mayor dureza, rompiendo antes las fibras de vidrio, al considerar más importante determinar el comportamiento de las fibras a compresión que no la de obtener una ruptura dúctil en el composite.

Desde ese momento, las probetas para realizar los ensayos estuvieron compuestas por una matriz de Viniléster y un porcentaje de fibras de vidrio, sin núcleo de trenza de basalto.

2.2.2 Relación entre los distintos componentes.

En el segundo bloque del proceso de caracterización, se pasó a fabricar múltiples series de barras para determinar la fracción de volumen de fibras en el GFRP, en función del diámetro, y del ensayo realizado.

A lo largo de este periodo, se realizaron múltiples ensayos, básicamente de los diámetros 8, 12, y 16 mm, mediante baterías de 10 muestras cada una, realizando diversas modificaciones en la composición de las barras, hasta alcanzar una fracción de volumen de fibra óptima entre los materiales, obteniendo unas características mecánicas de acuerdo con los objetivos, tanto en los ensayos de tracción como de compresión. Una de las principales modificaciones de una batería a otra era el porcentaje de fibra existente y la disposición de la urdimbre que envuelve a las fibras longitudinales.

Obtenida la filástica óptima para los diámetros de 8, 12 y 16 mm, se pasó a ensayar el resto de diámetros, 10, 20, 25 y 32mm, con filásticas proporcionales a las primeras, de forma que las características mecánicas de los redondos estuvieran, todas ellas, dentro de un rango de valores, que no dependiera del diámetro utilizado.

De los múltiples ensayos realizados a lo largo de esta etapa, se destacan a continuación a modo de resumen, los valores de las características mecánicas obtenidas en series de dos periodos de la investigación bien diferenciados: el primero, correspondiente a ensayos realizados en 2008, y el segundo, a ensayos de finales de 2009.

2.2.2.1 Ensayo a Tracción

Diámetro $\phi 8$.

MUESTRA	Tensión de rotura (MPa)	Módulo de Elasticidad (N/mm ²)
$\emptyset 8$ -2008	210	37.348
$\emptyset 8$ -2009	918	34.113

Tabla 11. Resultados ensayos a tracción $\phi 8$

Diámetro $\phi 12$.

MUESTRA	Tensión de rotura (MPa)	Módulo de Elasticidad (N/mm ²)
$\emptyset 12$ -2008	679	40.655
$\emptyset 12$ -2009	842	39.167

Tabla 12. Resultados ensayos a tracción $\phi 12$



Figura 40. Muestras de probetas ensayadas en 2008

Diámetro $\phi 16$.

MUESTRA	Tensión de rotura (MPa)	Módulo de Elasticidad (N/mm ²)
$\emptyset 16$ -2008	614	40.447
$\emptyset 16$ -2009	694	40.421

Tabla 13. Resultados ensayos a tracción $\phi 16$

Diámetro $\phi 10$.

<i>MUESTRA</i>	<i>Tensión de rotura (MPa)</i>	<i>Módulo de Elasticidad (N/mm²)</i>
<i>Ø10- 2009</i>	714	38.531

Tabla 14. Resultados ensayos a tracción $\phi 10$

Diámetro $\phi 20$.

<i>MUESTRA</i>	<i>Tensión de rotura (MPa)</i>	<i>Módulo de Elasticidad (N/mm²)</i>
<i>Ø20- 2009</i>	662	39.257

Tabla 15. Resultados ensayos a tracción $\phi 20$



Figura 41. Muestras de probetas ensayadas en 2009 a tracción

Diámetro $\phi 25$.

<i>MUESTRA</i>	<i>Tensión de rotura (MPa)</i>	<i>Módulo de Elasticidad (N/mm²)</i>
<i>Ø25- 2009</i>	627	41.896

Tabla 16. Resultados ensayos a tracción $\phi 25$

Diámetro $\phi 32$.

<i>MUESTRA</i>	<i>Tensión de rotura (MPa)</i>	<i>Módulo de Elasticidad (N/mm²)</i>
<i>Ø32- 2009</i>	665	38.082

Tabla 17. Resultados ensayos a tracción $\phi 32$

De los ensayos realizados a tracción, la figura 42 muestra el resultado obtenido para un diámetro de 16mm. En él se puede apreciar la rotura clásica de este tipo de redondo de fibra de vidrio: rotura frágil; la ligera no linealidad que aparece en la parte superior, la produce el velo de superficie o pequeño refuerzo de tejido exterior empleado en la fabricación del redondo.

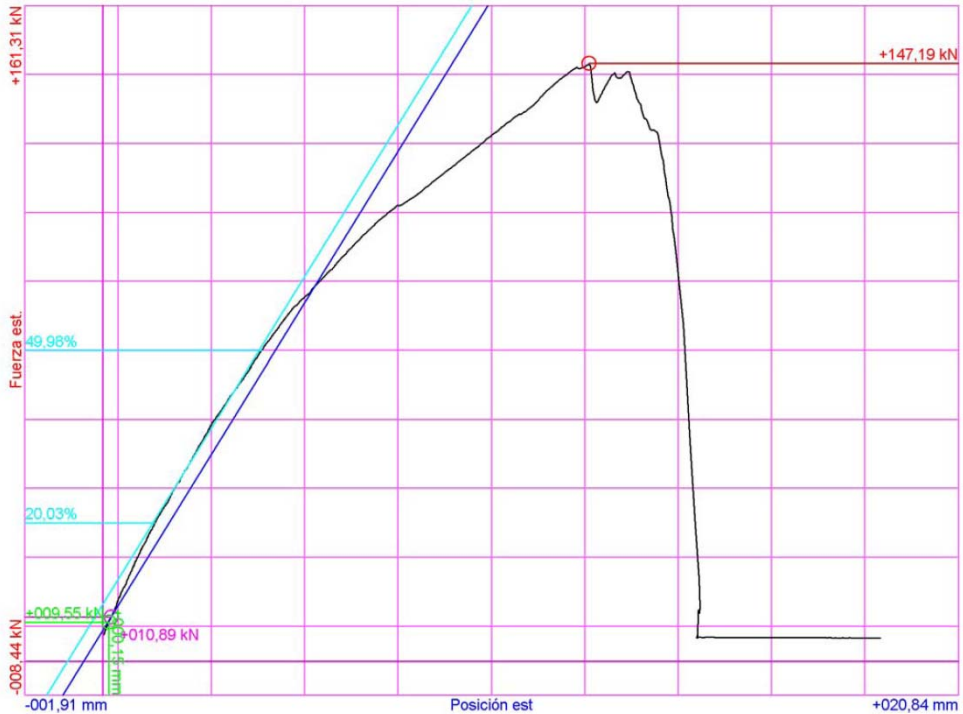


Figura 42. Lectura del ensayo a tracción de un redondo de $\phi 16\text{mm}$

2.2.2.2 Ensayo a Compresión

Simultáneamente a la realización de los ensayos de tracción, se ejecutaron los ensayos a compresión para los diferentes diámetros.

Diámetro $\phi 8$.

MUESTRA	Tensión de rotura (MPa)	Módulo de Elasticidad (N/mm ²)
$\emptyset 8-2008$	248	39.533
$\emptyset 8-2009$	432	43.052

Tabla 18. Resultados ensayos a compresión $\phi 8$

La figura 43 muestra un ejemplo de la curva carga-deformación obtenida en un ensayo a compresión, obtenido directamente del sistema de toma de datos de la prensa..

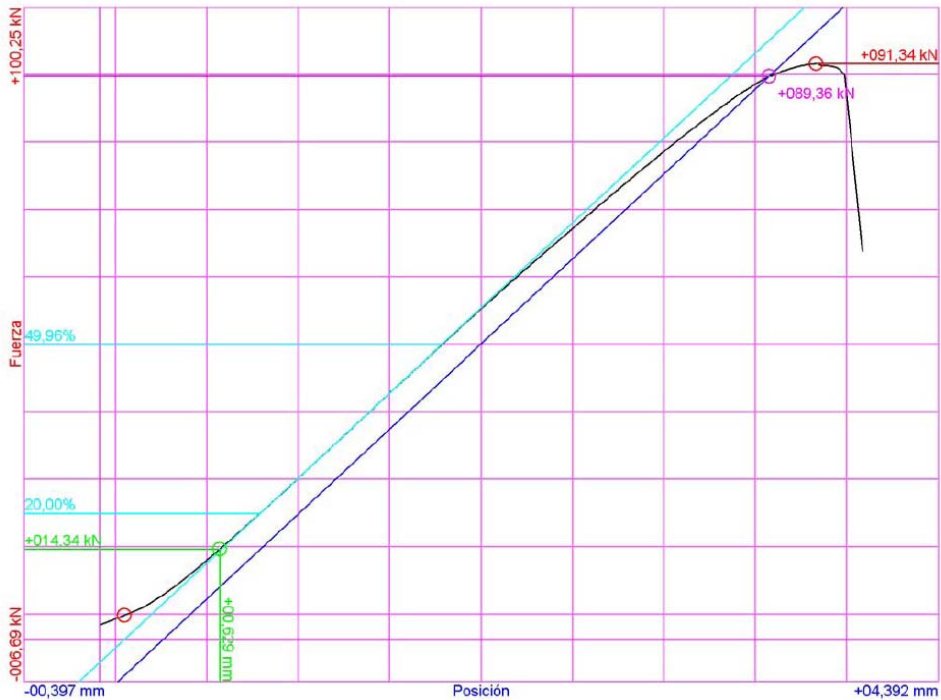


Figura 43. Resultado del ensayo a compresión en un redondo de $\phi 16\text{mm}$

Diámetro $\phi 12$.

MUESTRA	Tensión de rotura (MPa)	Módulo de Elasticidad (N/mm ²)
$\phi 12$ -2008	377	43.080
$\phi 12$ -2009	381	45.652

Tabla 19. Resultados ensayos a compresión $\phi 12$

Diámetro $\phi 16$.

MUESTRA	Tensión de rotura (MPa)	Módulo de Elasticidad (N/mm ²)
$\phi 16$ -2008	337	36.819
$\phi 16$ -2009	371	47.838

Tabla 20. Resultados ensayos a compresión $\phi 16$



Figura 44. Muestras de probetas ensayadas en 2009 a compresión

Diámetro $\phi 20$.

<i>MUESTRA</i>	<i>Tensión de rotura (MPa)</i>	<i>Módulo de Elasticidad (N/mm²)</i>
<i>Ø20- 2008</i>	412	34.584
<i>Ø20- 2009</i>	384	---

Tabla 21. Resultados ensayos a compresión $\phi 20$

Diámetro $\phi 10$.

<i>MUESTRA</i>	<i>Tensión de rotura (MPa)</i>	<i>Módulo de Elasticidad (N/mm²)</i>
<i>Ø10- 2009</i>	367	46.802

Tabla 22. Resultados ensayos a compresión $\phi 10$

Diámetro $\phi 25$.

<i>MUESTRA</i>	<i>Tensión de rotura (MPa)</i>	<i>Módulo de Elasticidad (N/mm²)</i>
<i>Ø25- 2009</i>	295	48.741

Tabla 23. Resultados ensayos a compresión $\phi 25$

Diámetro $\phi 32$.

<i>MUESTRA</i>	<i>Tensión de rotura (MPa)</i>	<i>Módulo de Elasticidad (N/mm²)</i>
<i>Ø32- 2009</i>	285	42.508

Tabla 24. Resultados ensayos a compresión $\phi 32$

2.2.3 Caracterización de los redondos.

Conocida la composición y la filástica de fibra de vidrio para cada diámetro, se pasó a la fase final, realizando una batería de ensayos de las barras de GFRP definidas en las etapas anteriores, para determinar sus características mecánicas normalizadas, con un intervalo de confianza del 95% en barras de diámetros 8, 10, 12, 16, 20, 25 y 32 mm, con el fin de obtener la caracterización y posterior certificación de los redondos RTHp.

En este tercer bloque de ensayos, se resolvieron inconvenientes surgidos en las etapas anteriores. Al llevar a cabo los ensayos de tracción, el principal problema surgido fue la sujeción de las probetas de mayor diámetro a las mordazas de la prensa, pues se producía un deslizamiento del redondo dentro del casquillo. Dicho deslizamiento no se evitó ni aun utilizando un adhesivo de máxima resistencia, similar al utilizado en las palas eólicas.



Figura 45. Deslizamiento en la probeta de ensayo con muleteado mínimo

Por ello, para conseguir la adherencia, fue necesario efectuar un "muleteado", con unas dimensiones 0,5 x 5 mm, en el interior de los casquillos de las probetas, similar al que se ve marcado en el adhesivo de la figura 45. Dicho muleteado se realizó en los redondos de diámetro 20, 25 y 32 mm.

Otro aspecto que fue necesario resolver y controlar en esta tercera fase, fue la cálculo del módulo de elasticidad de las distintas probetas ensayadas a tracción y a compresión, ya que los valores

obtenidos analíticamente por el software incorporado a la máquina de ensayos no eran reales, utilizándose un extensómetro situado directamente sobre la probeta (tal y como se muestra en la figura 46), y calculando el módulo de elasticidad a partir de las lecturas del extensómetro.

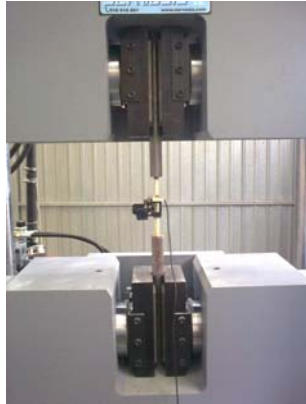


Figura 46. Situación del extensómetro en la probeta

En cuanto a los ensayos de compresión, para efectuar el análisis y evaluación de los resultados de los ensayos, se siguieron las recomendaciones de la ACI 440, a pesar de que dicha normativa no considera que los redondos de GFRP puedan trabajar a compresión, adoptando una longitud libre para el ensayo de compresión de 16 veces el diámetro ensayado.



Figura 47. Ensayo a compresión

2.2.3.1 Ensayos de Tracción

Partiendo de los datos geométricos siguientes:

- a. Longitud de la probeta, L_o (mm)
- b. Diámetro nominal (mm)
- c. Sección, A (mm²)

Y de los datos obtenidos en los ensayos a tracción, dando como válidos:

- a. La carga de rotura, F_{max} (kN)
- b. El alargamiento de rotura, obtenido a partir de la longitud medida por el extensómetro

Se calcularon los siguientes valores:

- La tensión de rotura $\sigma_{rotura} = \frac{F_{max}}{A}$ (MPa)
- El módulo de elasticidad, E (MPa)
- El alargamiento unitario en la zona de rotura Agt (%) $A_{gt} = \frac{L}{L_o}$ (%)

Caracterizando su comportamiento con los últimos resultados obtenidos de los ensayos de tracción realizados en los laboratorios de la UPV, a fecha de diciembre de 2009, antes de la certificación, obteniendo el valor característico referido a todos ellos (Tabla 25).

ϕ (mm)	Sección (mm ²)	F_{max} (kN)	Módulo (MPa)	σ_{rotura} (MPa)	Agt (%)
8	48,65	42,0	39.529,3	863,19	
8	48,27	41,3	40.838,4	855,72	2,16%
8	49,02	43,2	37.960,1	881,13	
8	48,89	43,3	39.713,8	885,41	2,25%
8	49,64	42,4	37.316,4	853,16	2,22%
8	49,39	43,4	39.296,7	879,54	2,19%

8	49,76	44,1	38.575,5	886,78	2,38%
8	49,64	43,6	40.539,7	877,53	2,21%
8	49,64	43,9	37.988,0	884,38	2,36%
10	77,60	58,6	46.196,5	755,02	
10	77,91	61,5	44.257,4	788,96	
10	77,60	61,7	42.103,6	795,23	
10	78,07	62,0	40.037,9	793,65	1,81%
10	77,13	61,1	43.231,0	792,01	1,73%
10	77,44	63,2	42.660,0	815,69	1,80%
10	77,76	61,4	45.984,3	789,90	1,62%
10	77,91	61,1	41.832,6	784,34	1,79%
10	77,44	60,2	41.957,4	777,33	1,72%
12	112,34	72,3	41.421,8	643,47	1,54%
12	112,34	72,4	40.945,3	644,00	1,56%
12	112,34	70,3	41.060,2	625,49	1,49%
12	111,97	72,4	41.263,0	646,61	1,56%
12	111,97	73,1	43.267,5	653,22	1,56%
12	112,53	72,1	41.270,6	640,97	1,54%
12	112,16	71,6	41.252,1	638,21	1,58%
12	112,34	73,0	40.994,0	649,52	1,61%
16	199,81	139,8	44.344,3	699,77	
16	199,81	142,9	43.959,3	715,09	1,53%
16	199,56	141,9	42.180,3	710,88	1,42%
16	199,81	142,6	45.528,2	713,74	1,40%
16	199,81	148,7	41.814,6	744,42	1,42%
16	199,56	135,6	43.047,0	679,26	
16	199,81	133,4	44.128,1	667,59	
16	199,81	133,8	42.110,6	669,70	1,40%
20	304,81	226,1	45.980,5	741,62	1,85%
20	304,81	227,5	44.753,4	746,51	1,69%
20	304,81	224,5	46.772,1	736,40	1,52%
20	304,81	227,6	45.561,3	746,71	

20	304,81	231,4	44.451,1	759,11	1,70%
20	304,81	230,5	42.488,4	756,16	
20	304,81	226,1	45.758,1	741,72	
20	304,81	221,1	43.846,1	725,51	1,69%
20	304,81	231,4	46.097,6	759,30	1,68%
25	477,23	339,06	42.167,9	710,48	1,74%
25	477,23	344,68	42.977,0	722,26	
25	477,23	392,21	41.456,7	821,85	
25	477,23	354,38	44.294,2	742,58	
25	477,23	388,86	40.816,4	814,83	1,77%
25	477,23	330,77	41.632,1	693,11	
25	477,23	332,05		695,79	1,76%
25	477,23	346,12	39.518,1	725,28	1,79%
25	477,23	365,04	40.897,6	764,92	2,00%
32	786,75	563,13	43.863,5	715,77	
32	786,75	623,74	44.240,0	792,80	
32	786,75	543,86	41.793,7	691,27	
32	786,75	589,89	41.675,1	749,78	1,88%
32	786,75	559,60	37.610,6	711,28	
32	786,75	594,53	38.031,9	755,68	
<i>Media</i>			42.198,1	750,37	1,76%
<i>D. Típica</i>			1927,49	57,72	0,21%
<i>δ %</i>			5%	8%	12%
<i>Val. Caract</i>			38.968	653,6	1,40%

Tabla 25. Ensayo de tracción: valores de ensayo.

En dicha tabla, los datos que aparecen en la parte izquierda corresponden a datos experimentales obtenidos directamente de los ensayos, mientras que los de la parte derecha corresponden a la formulación expuesta con anterioridad.

Con ellos, se obtuvieron los valores característicos de la tensión de rotura y del módulo de Elasticidad para cada uno de los diámetros ensayados, por separado, valores que se muestran en las tablas 26 y 27 y en las figuras 48 y 49.

ϕ (mm)	Media σ_{rotura} (MPa)	Desv. Típica	$\delta\%$	Valor característico
8	874,09	11,16	1,28	853,34
10	788,02	10,52	1,34%	768,44
12	642,68	5,85	0,91%	631,61
16	700,05	20,98	3,00%	660,31
20	745,89	8,51	1,14%	730,06
25	743,46	38,05	5,12%	672,68
32	736,10	29,99	4,07%	671,62

Tabla 26. Tensión de rotura característica por diámetro, ensayo a tracción

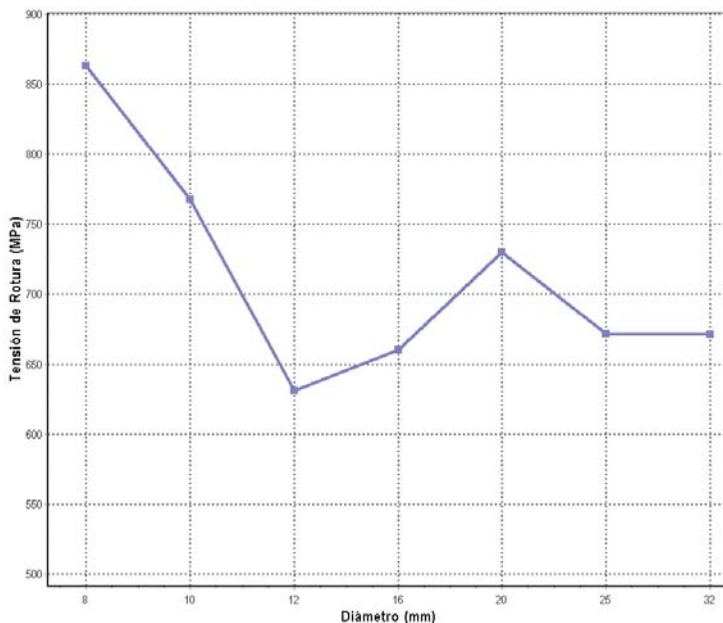


Figura 48. Ensayo a tracción: Valores característicos de la tensión

ϕ (mm)	Media Módulo (MPa)	Desv. Típica	$\delta\%$	Valor característico
8	39.084	999	2,56%	37.226
10	43.140	1.580	3,66%	40.202
12	41.434	458	1,11%	40.566
16	43.389	1.101	2,54%	41.303
20	45.079	1.061	2,35%	43.105
25	41.720	1.070	2,56%	39.730
32	41.202	2.254	5,47	36.356

Tabla 27. Módulo de Elasticidad por diámetro, ensayo a tracción

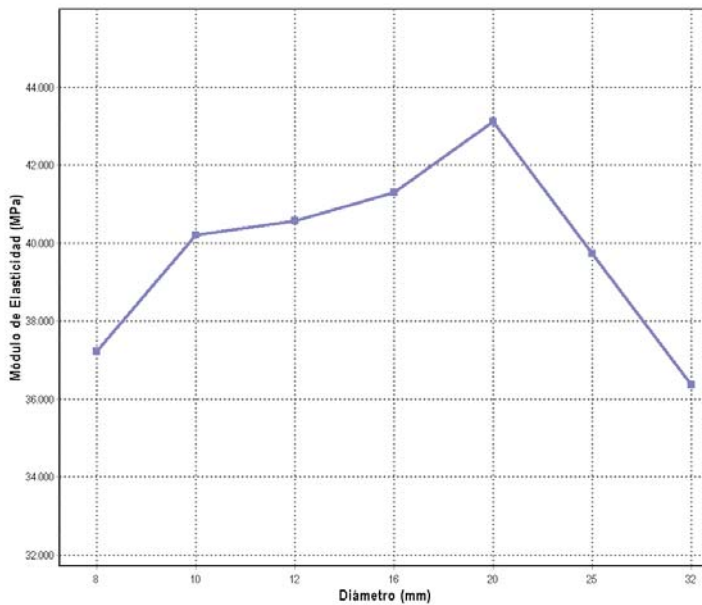


Figura 49. Ensayo a tracción: Módulo de Elasticidad

2.2.3.2 Ensayos de Compresión

Partiendo de los datos geométricos siguientes:

- a. Longitud de la probeta, L_0 (mm)
- b. Diámetro nominal (mm)
- c. Sección, A (mm²)

Y de los datos obtenidos en los ensayos a compresión, dando como válidos:

- a. La carga de rotura, F_{max} (kN)
- b. La longitud medida por el extensómetro.

Se calcularon los siguientes valores:

- La tensión de rotura $\sigma_{rotura} = \frac{F_{max}}{A}$ (MPa)
- El módulo de Elasticidad, E (MPa)

En la tabla 28 se indican los resultados obtenidos en los ensayos de compresión, para cada serie de los diferentes diámetros ensayados, dando el valor característico total referido a todos ellos.

ϕ (mm)	Sección (mm ²)	F_{max} (kN)	Módulo (MPa)	σ_{rotura} (MPa)
8	48,40	22,63	46.753,542	467,6
8	48,40	23,38	46.020,388	483,1
8	49,27	24,61	41.863,118	499,5
8	49,02	23,00	38.748,683	469,2
8	48,89	22,88	38.512,242	468,0
10	75,89	34,06	53.551,031	448,8
10	76,82	35,47	47.080,914	461,7
10	77,13	38,09	52.450,576	493,8
10	76,98	34,39	47.923,984	446,8
10	76,82	34,51	42.135,467	449,2
12	111,78	52,70	43.412,726	471,5
12	112,16	49,81	46.237,888	444,1
12	111,41	50,40	47.134,358	452,4
12	111,97	54,01	40.658,805	482,4
12	111,59	51,68	40.027,159	463,1
12	111,22	57,32	39.612,335	515,4
12	111,78	53,88	40.916,360	482,0
12	111,41	57,09	40.139,449	512,4
12	111,97	51,20	43.019,506	457,3

16	199,81	90,89	48.358,268	454,9
16	199,81	92,14	51.079,010	461,1
16	199,81	88,45	48.153,794	442,7
16	199,81	92,42	52.558,315	462,5
16	199,81	91,14	54.512,486	456,1
16	199,81	88,24	53.671,355	441,6
16	199,81	86,28	51.735,747	431,8
16	199,81	91,50	49.306,291	457,9
16	199,81	91,54	50.566,103	458,1
20	304,81	138,03	48.918,120	452,8
20	304,81	137,94	49.056,890	452,6
20	304,81	140,78	47.253,215	461,9
20	304,81	136,62	44.035,752	448,2
20	304,81	150,42	44.875,933	493,5
20	304,81	130,76	44.229,503	429,0
20	304,81	139,52	45.378,817	457,7
20	304,81	139,85	47.545,618	458,8
20	304,81	140,45	43.606,897	460,8
25	477,23	171,97	40.517,578	360,4
25	477,23	181,42	46.901,140	380,2
25	477,23	184,39	43.393,571	386,4
25	477,23	181,69	43.187,036	380,7
25	477,23	184,63	42.549,454	386,9
25	477,23	186,09	44.782,056	389,9
25	477,23	183,52	40.702,133	384,6
25	477,23	189,06	44.511,252	396,2
25	477,23	180,35	42.687,504	377,9
32	786,75	261,45	43.606,109	332,3
32	786,75	253,04	44.503,202	321,6
32	786,75	266,81	43.974,514	339,1
32	786,75	265,46	41.716,095	337,4
32	786,75	258,76	41.008,731	328,9

32	786,75	247,06	38.270,966	314,0
32	786,75	248,34	43.948,553	315,7
32	786,75	250,26	41.149,239	318,1
32	786,75	259,15	43.126,950	329,4
<i>Media</i>			45.119,6	427,8
<i>Desv. Típica</i>			3.432,6	48,0
<i>δ %</i>			0,076	0,112
<i>Val. Caract.</i>			39.366,47	347,30

Tabla 28. Ensayo de compresión: valores de ensayo.

Al igual que en tracción, se calcularon los valores característicos de la tensión de rotura y del módulo de Elasticidad de los diámetros ensayados, por separado (tablas 29 y 30, figuras 50 y 51).

ϕ (mm)	<i>Media σ_{rotura} (MPa)</i>	<i>Desv. Típica</i>	$\delta\%$	<i>Valor característico</i>
8	298,02	3,80	1,28%	290,95
10	408,37	11,76	2,88%	386,50
12	475,61	19,94	4,19%	438,52
16	451,88	8,78	1,94%	435,54
20	457,26	10,31	2,26%	438,07
25	382,56	6,91	1,81%	369,71
32	326,28	7,94	2,43%	311,51

Tabla 29. Tensión de rotura característica por diámetro, ensayo a compresión

ϕ (mm)	<i>Media Módulo (MPa)</i>	<i>Desv. Típica</i>	$\delta\%$	<i>Valor característico</i>
8	42.380	3205,90	0,08	34.846
10	48.628	3497,93	0,07	40.408
12	42.351	2311,26	0,05	38.052
16	51.105	1791,00	0,04	47.773
20	46.100	1860,78	0,04	42.639
25	43.248	1465,81	0,03	40.522
32	42.367	1627,46	0,04	39.340

Tabla 30. Módulo de Elasticidad por diámetro, ensayo a compresión

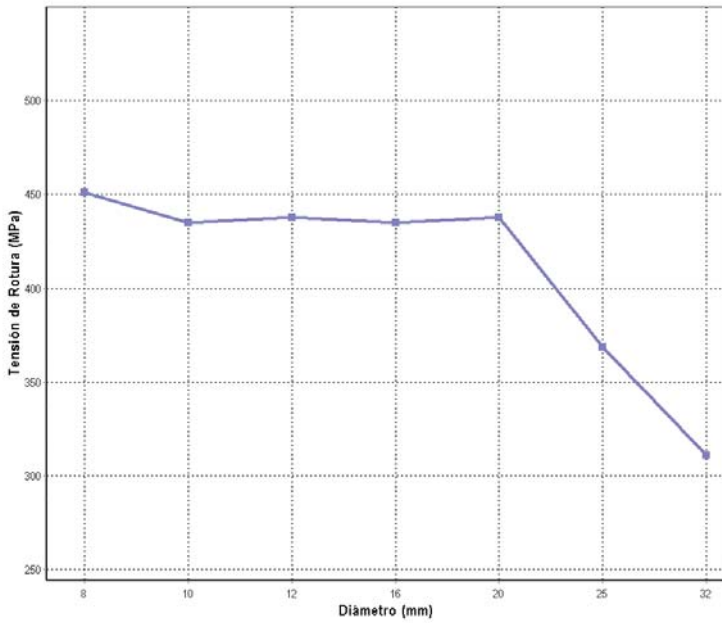


Figura 50. Ensayo a compresión: Valores característicos de la tensión

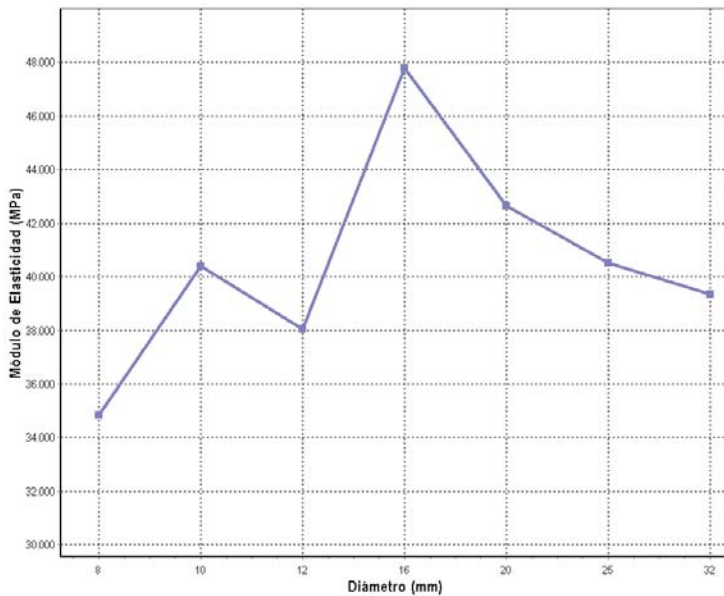


Figura 51. Ensayo a compresión: Módulo de Elasticidad

De las gráficas resultantes de los ensayos de tracción y compresión anteriores, era obvio deducir que algo pasaba con el diámetro de 12mm, pues la caída del valor característico de la tensión de rotura a tracción o del módulo de elasticidad a compresión, así lo hacía presagiar. Revisando el material, la maquinaria y las variables utilizadas en el ensayo, se pudo comprobar que existía un fallo de fabricación en los redondos de dicho lote, los cuales presentaban grietas internas, no se había realizado correctamente la polimerización de la resina (figura 52).



Figura 52. Fallo fabricación

2.2.3.3 Ensayos a Cortadura

En el ensayo a cortante, los resultados obtenidos corresponden a la doble cortadura existente en el montaje del cerco, por lo que se realizó el calculo del valor característico de rotura, dando el valor de 10,61 kN como se indica en la tabla 31, en la que se muestran los resultados obtenidos a doble y simple cortadura de los ensayos realizados a una serie de redondos de diámetro 12.

ϕ (mm)	Sección (mm ²)	DOBLE F_{max} (KN)	SIMPLE F_{max} (KN)
12	112,16	21,999	11,00
12	112,16	24,187	12,09
12	112,16	21,589	10,79
12	112,16	24,681	12,34
12	112,16	24,999	12,50
12	112,16	21,604	10,80
12	112,16	23,496	11,75

12	112,16	22,822	11,41
12	112,16	23,134	11,57
<i>Media</i>		23,2	11,6
<i>Desviación</i>		1,04	0,52
δ		4,5%	4,5%
<i>V. CARACT.</i>		21,23	10,61

Tabla 31. Valores ensayo cortadura

2.2.3.4 Ensayos de Adherencia



Figura 53. Probetas ensayadas a adherencia

De los ensayos realizados sobre 10 probetas de cada diámetro (figura 53), y como ejemplo de los resultados obtenidos, la figura 54 muestra el diagrama de fuerza – desplazamiento para el redondo de 8 mm. La figura 55, por otra parte, presenta superpuestos dichos diagramas para los redondos del 8, 16 y 32 mm.

De dichos resultados, se dedujo que el desplazamiento – deslizamiento sufrido por el redondo dentro del hormigón, cuando falla la adherencia, no solo depende de la granulometría sino también del diámetro del redondo.

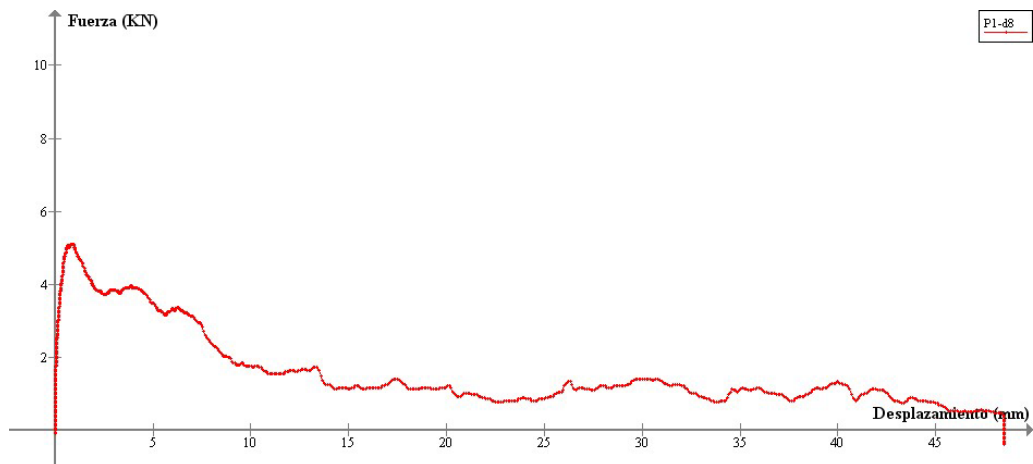


Figura 54. Diagrama fuerza – desplazamiento ensayo adherencia i8

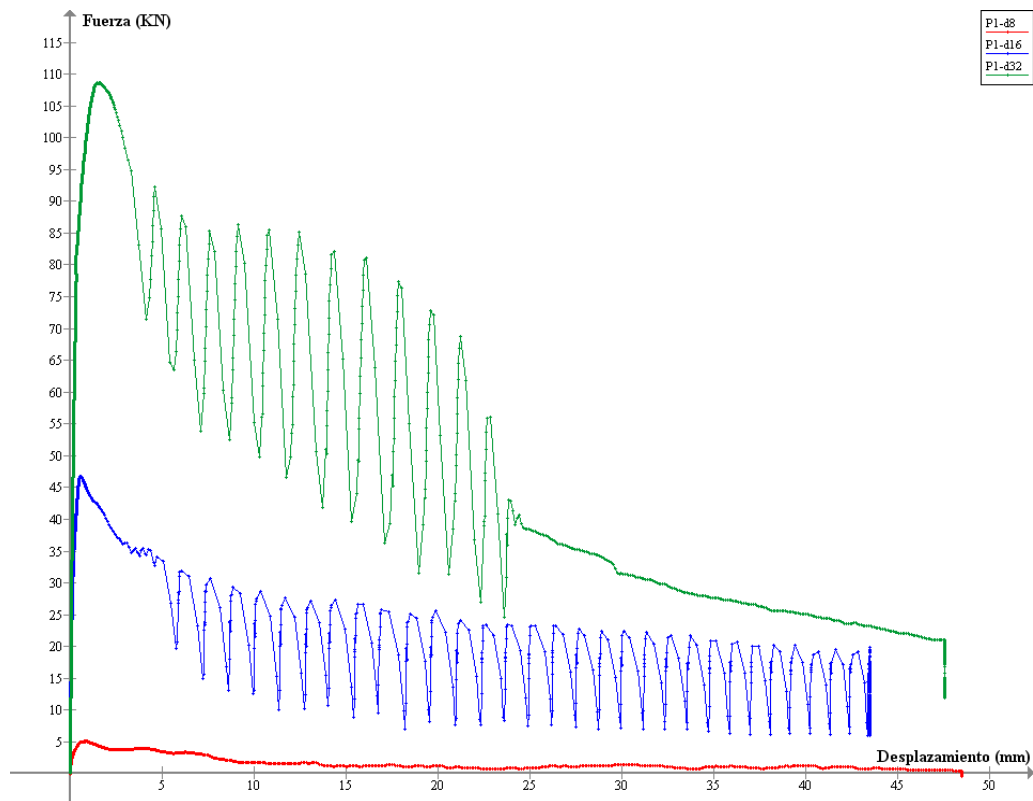


Figura 55. Diagrama fuerza – desplazamiento ensayo adherencia $\phi 8$, $\phi 16$ y $\phi 32$

En la figura 56 se puede apreciar la zona de adherencia en el interior de la probeta. La fotografía se ha obtenido partiendo una probeta una vez ensayada.



Figura 56. Probeta ensayada a adherencia

De los resultados de los ensayos, se realizaron unas estadísticas para cada serie de probetas, obteniendo los valores que se presentan en las figuras 57 y 58, y en las tablas 31, 32 y 33, correspondientes a los esfuerzos de adherencia y deslizamiento sufrido.

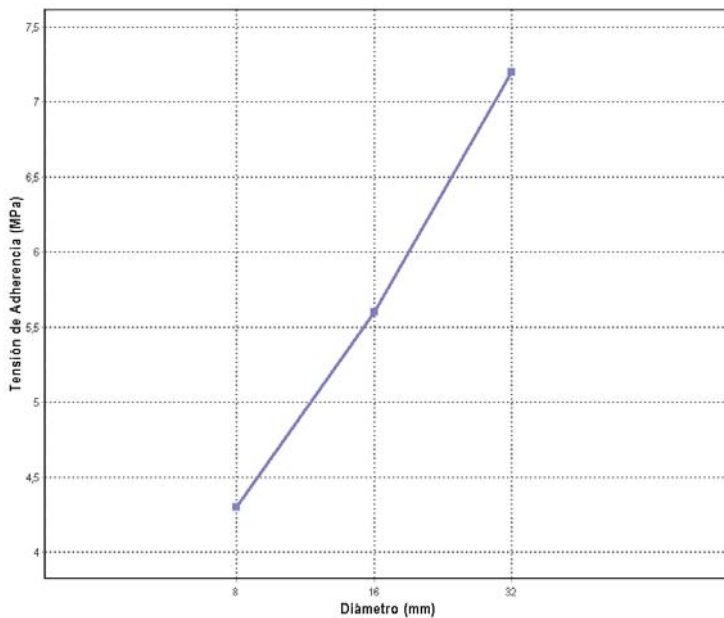


Figura 57. Ensayo Adherencia: valores característico de la tensión

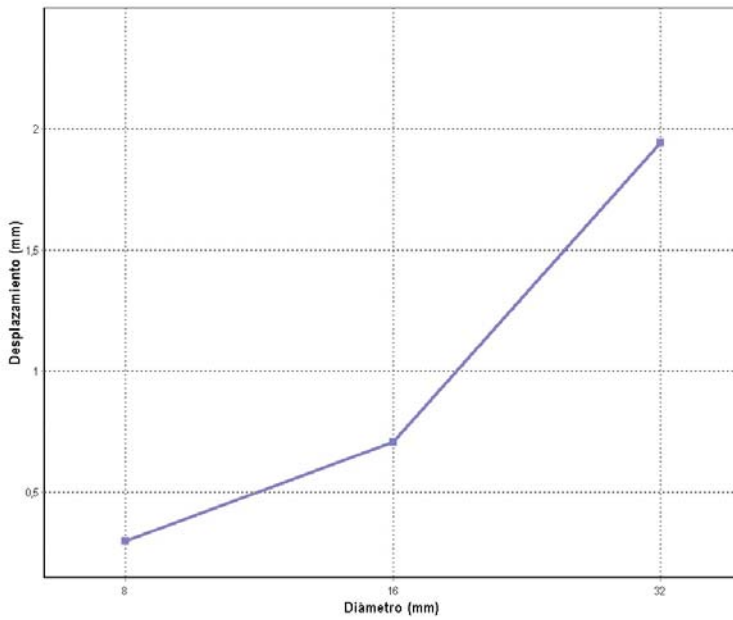


Figura 58. Ensayo Adherencia: valores deslizamiento

ϕ (mm)	σ_{rotura} (MPa)	Deslizamiento (mm)
8	5,072	0,938
8	5,463	0,288
8	8,389	0,188
8	8,155	0,154
8	10,457	0,316
8	11,120	0,187
8	9,599	0,142
8	12,759	0,288
8	5,112	0,180
<i>Media</i>	8,5	0,298
<i>Desv. Típica</i>	2,2	0,1
δ %	36,54	49,1
<i>Val. Caract.</i>	4,3	0,03

Tabla 32. Valores ensayo de adherencia $\phi 8$

ϕ (mm)	σ_{rotura} (MPa)	Deslizamiento (mm)
16	11,630	0,57
16	12,440	0,97
16	13,360	0,63
16	15,050	0,8
16	9,760	0,38
16	8,790	0,54
16	8,420	0,27
16	13,870	0,59
16	6,450	0,56
16	5,710	1,76
<i>Media</i>	10,5	0,707
<i>Desv. Típica</i>	2,7	0,3
δ %	25,81	39,86
<i>Val. Caract.</i>	5,6	0,19

Tabla 33. Valores ensayo de adherencia ϕ 16

ϕ (mm)	σ_{rotura} (MPa)	Deslizamiento (mm)
32	6,75	1,61
32	9,93	1,94
32	7,94	1,85
32	7,89	1,09
32	10,73	3,2
32	13,08	2,64
32	13,37	1,15
32	11,33	1,73
32	11,25	2,5
32	9,60	1,71
<i>Media</i>	9,9	1,942
<i>Desv. Típica</i>	1,5	0,5
δ %	14,90	25,89
<i>Val. Caract.</i>	7,2	1,02

Tabla 34. Valores ensayo de adherencia ϕ 32

Con los valores anteriores, de las 30 muestras ensayadas, se calculó la resistencia y el deslizamiento característico para todos ellos en conjunto:

	<i>Tensión Adherencia (MPa)</i>	<i>Deslizamiento (mm)</i>
<i>Media</i>	9,67	1,01
<i>Desviación</i>	2,21	0,70
δ	0,23	0,69
<i>V. CARACTERISTICO</i>	5,91	1,01

Tabla 35. Valores característicos del ensayo de adherencia

Con el valor de 5,91 MPa, que conlleva un deslizamiento de 1 mm, y teniendo en cuenta el valor de la tensión de los ensayos de tracción, se calculó una longitud de anclaje de 18,75 veces el diámetro, dándose como apropiado, al comparar con el adoptado por las normas internacionales de 40 veces el diámetro.

2.2.4 Síntesis de los resultados.

De los resultados obtenidos en los apartados anteriores, obtenemos el gráfico mostrado en la figura 59, que resume el comportamiento general de los redondos de fibra de vidrio, a tracción y compresión.

Se resaltan las siguientes características generales que determinan el comportamiento mecánico de los redondos ensayados RTHp, considerándolos como valores característicos del material para el diseño y comprobación de secciones.

Comportamiento a Tracción:

- Modulo de elasticidad: $E_t = 38.555\text{MPa}$
- Tensión de rotura: 676.25 MPa
- Alargamiento unitario a rotura 3.11%

Comportamiento a Compresión:

- Tensión de rotura a compresión: 318.7 MPa

- Acortamiento unitario a rotura: 0.76%
- Modulo de elasticidad: $E_c = 42.055 \text{ MPa}$

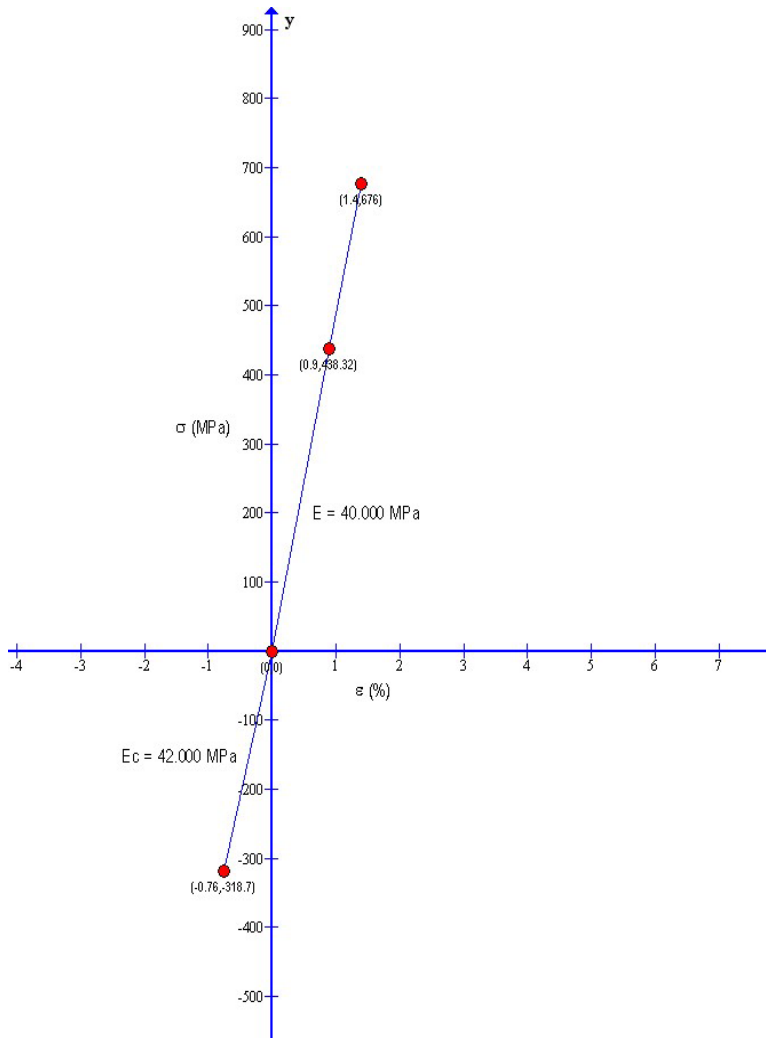


Figura 59. Diagrama tensión – deformación

Comportamiento a Adherencia:

- La resistencia a adherencia adoptada fue de 5,91 MPa, que generaba un deslizamiento de 1 mm, y por lo tanto, la longitud de anclaje que se obtenía era de 18'75 veces el diámetro.

Comportamiento a Cortante:

- Se considera que los valores obtenidos en el ensayo a cortante deberían ser minorados con los coeficientes de seguridad que la norma ACI recomienda.

2.3. CERTIFICACIÓN DE LOS REDONDOS DE GFRP DE RTHp

Tras la investigación realizada en el Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras (DMMCTE) de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV), y habiendo obtenido resultados concluyentes al respecto del comportamiento mecánico de las barras de fibra de vidrio de RTHp, se contactó con el Instituto de Ciencias de la Construcción “Eduardo Torroja” (ITCcc), para que ellos realizaran las pruebas y ensayos necesarios para obtener las características mecánicas de las barras, caracterizando a dichos redondos, obteniendo la certificación para su uso como armado del hormigón.

El Instituto Eduardo Torroja completó las baterías de ensayos necesarias, realizándolos en el mismo Instituto o en los laboratorios del DMMCTE de la UPV bajo su supervisión, para determinar experimentalmente el módulo de elasticidad y la tensión de rotura, tanto a tracción (en base a normas ASTM) como a compresión, de los diferentes diámetros de las barras de RTHp, así como la carga de rotura por cortadura de barras de diámetro de 12 mm, mostrados en las tablas siguientes (Arteaga et al, 2009).

<i>TRACCIÓN</i>				
ϕ (mm)	<i>Resistencia (MPa)</i>		<i>Módulo de Elasticidad (MPa)</i>	
	<i>V. Medio</i>	<i>V. Característico</i>	<i>V. Medio</i>	<i>V. Característico</i>
8	855,8	916,1	38276	36107
10	779,1	745,0	42634	38488
12	637,9	620,5	41125	39573
16	695,5	637,7	42477	40140
20	723,7	700,6	43590	40970
25	722,8	623,5	39929	35453
32	720,1	635,5	39681	33370

Tabla 36. Resumen de los resultados de los ensayos a tracción

<i>COMPRESIÓN</i>				
ϕ (mm)	<i>Resistencia (MPa)</i>		<i>Módulo de Elasticidad (MPa)</i>	
	<i>V. Medio</i>	<i>V. Característico</i>	<i>V. Medio</i>	<i>V. Característico</i>
8	463,5	425,5	39934	32713
10	449,5	398,2	46295	38492
12	469,7	418,5	41894	35966
16	449,1	426,7	50804	46302
20	443,6	408,8	44861	40791
25	371,9	351,2	41993	37956
32	319,2	299,8	40766	36590

Tabla 37. Resumen de los resultados de los ensayos a compresión

Ensayo de cortadura, barras de ϕ 12 mm:

<i>CORTADURA</i>		
ϕ (mm)	<i>Valor Medio de Carga de rotura (kN)</i>	<i>V. Característico Carga rotura (kN)</i>
12	11,6	10,22

Tabla 38. Resumen de los resultados de los ensayos a cortadura

Para determinar las características de adherencia de las barras, el Instituto Eduardo Torroja, lo ha llevado a cabo mediante el ensayo BEAM-TEST, siguiendo el procedimiento de la Norma UNE 36 740 y comparando los valores obtenidos con los especificados en la misma. Los ensayos se han realizado para el diámetro 8 mm, como representante de la serie fina, 16 mm para la serie media y 25 mm como representante de la serie gruesa, habiéndose obtenido los siguientes resultados:

<i>ADHERENCIA</i>		
ϕ (mm)	<i>Tensión media (MPa)</i>	<i>Tensión de rotura (MPa)</i>
8	9,21	11,94
16	5,53	6,12
25	5,72	6,16

Tabla 39. Resumen de los resultados de los ensayos de adherencia

A partir de estos valores, que han dado lugar a la certificación de los redondos de polímeros reforzados con fibra de vidrio RTHp ensayados, se podrán calcular las longitudes de anclaje para cada caso, en función de las hipótesis utilizadas.

3 FUNDAMENTOS DE DISEÑO

La Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 es el marco reglamentario por el que se establecen las exigencias que deben cumplir las estructuras de hormigón para satisfacer los requisitos de seguridad estructural, proporcionando procedimientos que permiten demostrar su cumplimiento con suficientes garantías técnicas.

Tal y como dicha Instrucción establece en su artículo 2º, cuando la estructura pueda considerarse como una obra especial o singular, dicha Instrucción será de aplicación con las adaptaciones y disposiciones adicionales que, bajo su responsabilidad, establezca el Autor.

Es en este caso en el que nos encontramos, al querer dimensionar estructuras de hormigón armadas con redondos de fibra de vidrio. En este capítulo se desarrollan las bases teóricas que sustentan esta tesis. Para ello, se ha realizado un estudio de la EHE-08, estableciendo las adaptaciones y disposiciones adicionales necesarias, adoptando las soluciones técnicas que de forma parcial o total difieran de los procedimientos que contempla esta Norma, pero acordes a las características mecánicas que este material composite infiere para poder ejecutar dichas estructuras, dando como válida la caracterización del redondo de fibra de vidrio RTHp que se ha descrito en el capítulo anterior.

3.1. BASES DE CÁLCULO

Método de los Estados Límites

Toda estructura debe ser proyectada y construida, con un nivel de seguridad aceptable, de modo que sea capaz de soportar todas las acciones a que se puede encontrar sometida, durante el período que dura la construcción de la misma, y la vida útil prevista en el proyecto. Así mismo, también debe de ser capaz de soportar la agresividad del ambiente en el que se encuentra.

Para asegurar que se cumplen las exigencias anteriormente expuestas, la EHE-08 por una parte adopta el método de cálculo de los ESTADOS LÍMITES (Artículo 8º), mediante el cual se analizan las situaciones que debe superar la estructura, y por otra, establece, los requisitos y estrategias para garantizar la durabilidad, en el Artículo 37º.

Se define como ESTADO LÍMITE a aquellas situaciones para las que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada, superando un cierto valor límite. Dichas situaciones se estudian a nivel del conjunto de la estructura, del elemento estructural y a nivel de sección.

Deberemos de comprobar que la estructura no supere ninguno de los Estados Límites en las distintas situaciones de proyecto (EHE-08, Art.7º). Para ello deduciremos por una parte, el efecto de las acciones aplicadas para cada Estado Límite y por otra parte, la respuesta estructural en la misma situación de estudio, es decir, se comprobará que para cada Estado Límite la respuesta estructural es superior al efecto de las acciones aplicadas.

A efectos de esta Instrucción, los Estados Límites se clasifican en:

- Estados Límites Últimos: situaciones que producen una puesta fuera de servicio de la estructura por colapso o rotura de la misma; corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura.
- Estados Límites de Servicio: corresponden a situaciones que dan lugar a una puesta fuera de servicio de la estructura por razones funcionales, de comodidad o de aspecto (estéticas).
- Estado Límite de Durabilidad: producido por las acciones físicas y químicas, diferentes a las cargas y acciones del análisis estructural, que pueden degradar las características del hormigón o de las armaduras hasta límites inaceptables; corresponde a la duración de la estructura, su vida útil.

La finalidad es comprobar, para cada Estado Límite, que las sollicitaciones de cálculo son inferiores o iguales a las resistencias últimas. El Método establece que para los Estados Límites Últimos el valor de cálculo de las acciones no debe superar el valor de la resistencia última. Mientras que para los Estados Límites de Servicio, el valor de cálculo del efecto de las acciones debe ser inferior al valor límite admisible correspondiente. Y en el Estado Límite de Durabilidad, se comprueba que el valor de cálculo de la vida útil es menor o igual que el tiempo necesario para que un agente agresivo produzca una degradación significativa.

Por ello, se introducen unos valores numéricos únicos (asociados a un determinado nivel de probabilidad) que se denominan valores característicos, con los que se tiene en cuenta la variabilidad aleatoria de la resistencia de los materiales y de las acciones.

Además, los valores característicos se ponderan mediante unos coeficientes parciales de seguridad, los cuales afectan a la resistencia de los materiales y al valor de las acciones, teniendo en cuenta así los restantes factores aleatorios y reduciendo la probabilidad de fallo a límites aceptables.

Valores de las resistencias de los materiales.

Resistencia característica del hormigón.

Se define como resistencia característica del hormigón, f_{ck} , la que presenta un nivel de confianza del 95%.

Resistencia característica del redondo de fibra de vidrio RTHp.

Se define como resistencia característica del redondo de fibra de vidrio RTHp, f_{fk} , al valor que presenta un nivel de confianza del 95%, adoptando el valor de la resistencia característica de la certificación realizada por el Instituto Eduardo Torroja.

Resistencia de cálculo de los materiales.

Se define como resistencia de cálculo del hormigón, f_{cd} , al cociente entre su resistencia característica, f_{fk} , y el coeficiente de minoración del material, γ_c .

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6)$$

Análogamente, se define la resistencia de cálculo del redondo, f_{fd} , como el producto de la resistencia característica por el coeficiente de minoración del material ϕ_f .

$$f_{fd} = \phi_f \cdot f_{fk} \quad (7)$$

Aunque generalmente se define la resistencia de cálculo como la característica dividida por un coeficiente de minoración, γ , en toda la normativa existente relacionada con el diseño de elementos de hormigón armado con redondos FRP, la resistencia de cálculo se obtiene multiplicando la característica por un coeficiente reductor ϕ_f

Como el composite presenta una resistencia característica propia en función del esfuerzo soportado, la resistencia de cálculo así obtenida corresponde a la de tracción, $f_{fd,t}$, mientras que la de compresión, $f_{fd,c}$ es calculada compatibilizando las deformaciones del hormigón y del redondo a compresión.

$$f_{fd,c} = 0.0025 \cdot E_f \quad (8)$$

Los coeficientes de minoración tratan de cubrir la posibilidad de reducciones de resistencia de los materiales y demás factores. En la tabla 40 se ofrecen los valores dados en la Instrucción española EHE-08 para el hormigón, en el cálculo de los Estados Límites Últimos.

<i>Situación de proyecto</i>	<i>Hormigón</i>
<i>Persistentes o transitorias</i>	1.5
<i>Accidentales o sísmicas</i>	1.3

Tabla 40. Coeficientes de minoración del hormigón según la EHE-08

Para el composite, el coeficiente de minoración varía dependiendo de la exposición a la que se puede ver sometida la estructura.

Como no existe normativa vigente al respecto en España, se han adoptado los valores exigidos por la norma americana ACI 440.1R-04 e italiana CNR-DT 203:2006 (Tabla 41) y la canadiense CAN/CSA S806-02 (Tabla 42), observando que ante un mismo ambiente de exposición, unas son más restrictivas que otras.

<i>ACI 440.1R-06 // CNR-DT 203/2006</i>	<i>GFRP</i>
<i>Expuesto</i>	0.7
<i>No expuesto</i>	0.8

Tabla 41. Coeficientes de minoración del GFRP según la ACI y la CNR

<i>CSA S806-02</i>	<i>GFRP</i>
<i>Expuesto</i>	0.4

Tabla 42. Coeficiente de minoración del GFRP según la CSA

Sin embargo, cuando se trata de conocer el comportamiento de la estructura en servicio (Estados Límites de Servicio) se trabaja con el valor característico, ya que los coeficientes de minoración adoptan el valor unidad en todas las normativas.

Valores de las acciones

Sobre una estructura, pueden actuar además de las cargas permanentes, varias cargas variables, y es bastante improbable que todas ellas actúen simultáneamente con su valor máximo. Es por ello, que en la normativa española, se trabaja con el valor representativo de la acción, que es el utilizado en la comprobación de los Estados Límite, valor que depende, para una misma acción, de la combinación específica de cargas que en cada momento se estudie. Los códigos ofrecen el valor representativo de las acciones, que se obtienen multiplicando los valores característicos por un cierto factor igual o menor a la unidad, dependiendo de la combinación de acciones considerada.

Las distintas comprobaciones que se realizan en los cálculos, se efectúan para aquella combinación de carga que genera los efectos más desfavorables en relación a cada uno de los Estados Límite.

3.2. TENSIONES NORMALES

El estudio de las secciones de hormigón armado, tiene por objeto comprobar que bajo las diferentes sollicitaciones mayoradas, con los coeficientes anteriormente establecidos, la pieza no supera ninguno de los estados límites suponiendo que los materiales que los forman, redondo de fibra

RTHp y hormigón, tengan una resistencia de cálculo minorada con los coeficientes también reseñados.

Los métodos de cálculo para elementos de hormigón armado, no permiten el cálculo simultáneo del estado de agotamiento de las secciones bajo solicitaciones normales y tangenciales, al contrario que en el caso de las estructuras metálicas, por lo que estas comprobaciones se realizan de forma sucesiva. Es por ello, que en este capítulo se estudia el estado límite de agotamiento bajo solicitaciones normales y tangenciales por separado, estableciendo los fundamentos de diseño para cada uno de ellos.

Se define primero cuando se llega a alcanzar el estado límite de agotamiento por tensiones normales:

- Cuando las armaduras tengan una deformación excesiva que alcance un 0.9‰ en las zonas traccionadas, y en las comprimidas se obtenga un valor mayor al que origine la compatibilidad de deformaciones.
- Cuando se produzca un aplastamiento de la zona comprimida del hormigón que de lugar a una deformación del 3.5‰ en estados tensionales de flexión, cuando el aplastamiento del hormigón alcance una deformación del 2‰ en estados tensionales de compresión simple o compuestas

Sin embargo, antes de abordar el cálculo de las secciones sometidas a diferentes estados de carga, es necesario plantear las diferentes hipótesis básicas de comportamiento que se han tenido en cuenta.

3.2.1 Hipótesis básicas

Bajo las diferentes solicitaciones se puede alcanzar el estado de agotamiento de una sección conociéndose, al menos, la deformación de dos fibras de dicha sección. Las hipótesis básicas que se han hecho tradicionalmente en el cálculo de secciones sometidas a tensiones normales, han sido las siguientes:

3.2.1.1 Agotamiento de la pieza.

El agotamiento de la pieza se caracteriza por el valor máximo de las deformaciones longitudinales de la fibra y el hormigón. Cuando uno de estos dos valores supera su correspondiente umbral de rotura, se considera que la pieza falla.

3.2.1.2 Hipótesis de Bernoulli.

Se admite la hipótesis de Bernoulli de que las deformaciones normales a la sección siguen una ley plana, o dicho de otro modo: "Las secciones que eran planas antes de la deformación, se mantienen planas después de la misma".

3.2.1.3 Compatibilidad de deformaciones

Se admite la hipótesis de que la deformación de las armaduras es igual a la del hormigón que las rodea.

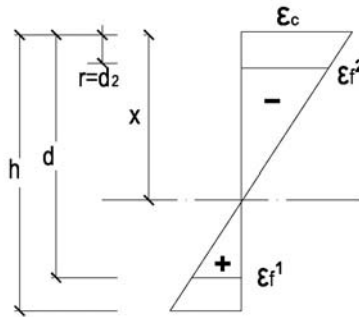


Figura 60. Compatibilidad de deformaciones

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_f^1}{d-x} = \frac{\varepsilon_f^2}{x-r} \quad (9)$$

Esta suposición implica que las deformaciones longitudinales ε de todas las fibras de la sección, sean de hormigón, sean del composite, son proporcionales a la distancia al plano neutro, y que su ley de variación es lineal. Esta hipótesis de linealidad y el conocimiento de las deformaciones de dos fibras, permite conocer las deformaciones de todas ellas.

3.2.1.4 Ecuaciones constitutivas

- Ley tensión-deformación de la fibra

La relación tensión – deformación del redondo de composite RTHp presenta resistencia tanto a tracción como a compresión, con un comportamiento lineal – elástico, presentando rotura frágil.

El diagrama tensión – deformación del redondo RTHp se muestra en la figura 61.

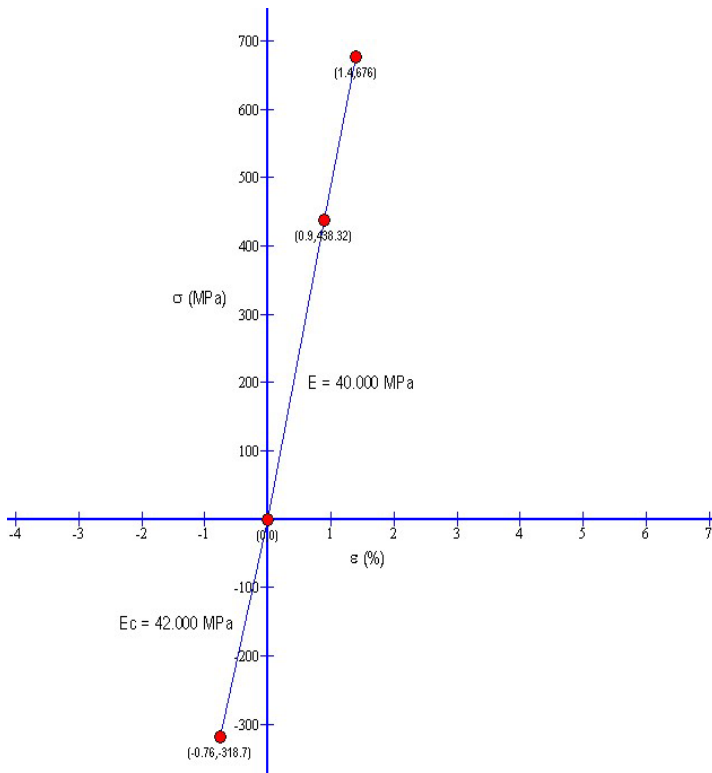


Figura 61. Diagrama tensión – deformación del redondo de fibra de vidrio RTHp

- Ley tensión – deformación del hormigón.

La Instrucción española utiliza diferentes diagramas tensión – deformación para el hormigón. En todos ellos, se prescinde de la colaboración del hormigón a tracción, ya que los esfuerzos de tracción que absorbe antes de fisurar son relativamente pequeños, y generalmente tienen, además, muy poco brazo de palanca quedando con ello del lado de la seguridad.

El diagrama parábola – rectángulo de cálculo es el formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo. La ordenada máxima de este diagrama corresponde a la resistencia de cálculo del hormigón a compresión f_{cd} . El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa del 2‰ (deformación de rotura del hormigón en compresión simple), y el final del tramo rectangular en la abscisa del 3.5‰ (deformación de rotura del hormigón en flexión).

- La máxima deformación del hormigón a flexo-compresión es 0.0036
- La máxima deformación del hormigón a compresión es 0.002

En la figura 62, se pueden observar las ecuaciones que definen el diagrama parábola – rectángulo, en función de la resistencia característica del hormigón que se utiliza.

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^n \right] \quad n = 2 \quad \text{si } f_{cd} \leq 50 \text{ MPa} \quad (10)$$

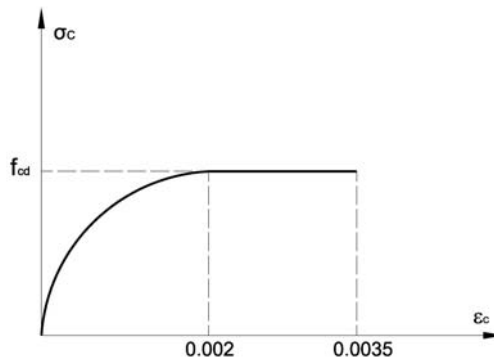


Figura 62. Diagrama tensión – deformación del hormigón.

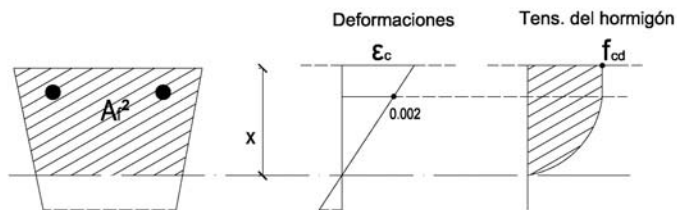


Figura 63. Diagrama parábola-rectángulo. Aplicación a una sección

El coeficiente 0.85 que tradicionalmente ha aparecido multiplicando la resistencia del hormigón, es un factor que tiene en cuenta el cansancio del material a altos niveles de compresión con cargas de larga duración, es decir, para estados tensionales elevados y mantenidos, el hormigón disminuye algo su resistencia. La principal novedad de la EHE-08 es que esta norma adopta un coeficiente de cansancio para el hormigón igual a la unidad. La razón de este cambio es sencilla, ya que el hormigón rara vez se ve sometido a tensiones próximas a f_{cd} , lo cual justificaría el uso de dicho coeficiente, por lo que no se ha tenido en cuenta en el análisis desarrollado en la investigación.

Sin embargo, para una simplificación de los cálculos, se sustituye la distribución real de tensiones que resultaría de la aplicación del diagrama parábola-rectángulo, por una distribución rectangular equivalente que tiene idéntica resultante en el mismo punto de aplicación, llamada distribución de Whitney.

La profundidad del bloque comprimido es $0.8x$ para $x < 1.25h$. Para valores superiores, la profundidad del bloque comprimido es h .

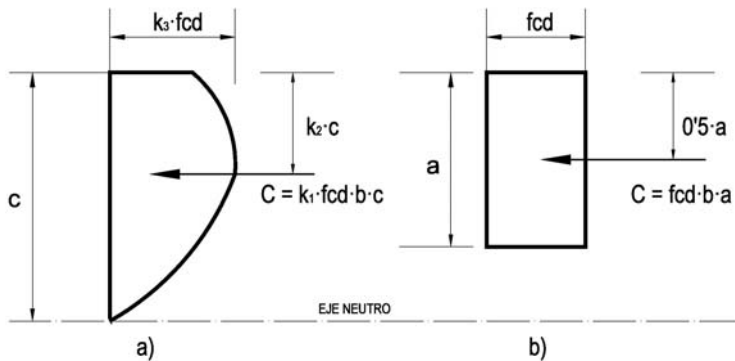


Figura 64. Distribución de tensiones. (a) Real. (b) Rectangular equivalente.

En la sección rectangular equivalente, se considera que el coeficiente k_3 adopta el valor unitario, mientras que el coeficiente k_1 adopta el valor de 0.8.

El diagrama rectangular de cálculo (figura 65) es el formado por un segmento rectilíneo cuya ordenada es f_{cd} y que comienza en la abscisa $0.2 \cdot \varepsilon_{max}$ y termina en ε_{max} , siendo ε_{max} la deformación de compresión máxima del plano de rotura de estudio.

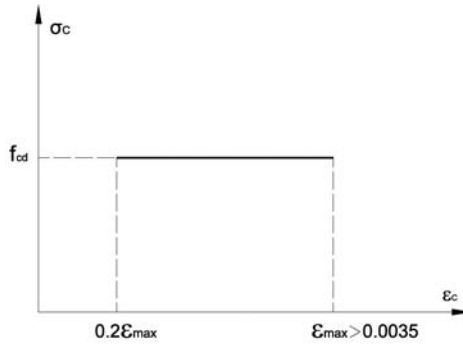


Figura 65. Diagrama rectangular.

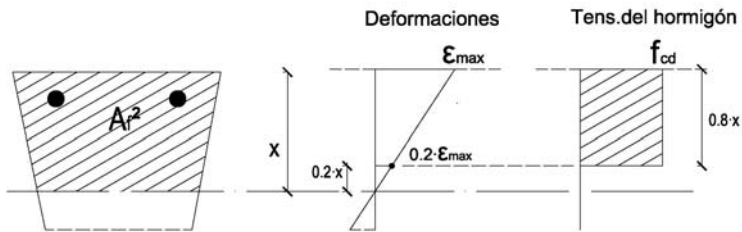


Figura 66. Diagrama rectangular, Aplicación a una sección.

3.2.1.5 Equilibrio

En el análisis que se ha desarrollado a lo largo de la investigación, se aplican las condiciones de equilibrio estático de las fuerzas y momentos, igualando las sollicitaciones exteriores a las resultantes de las tensiones en el hormigón y la fibra.

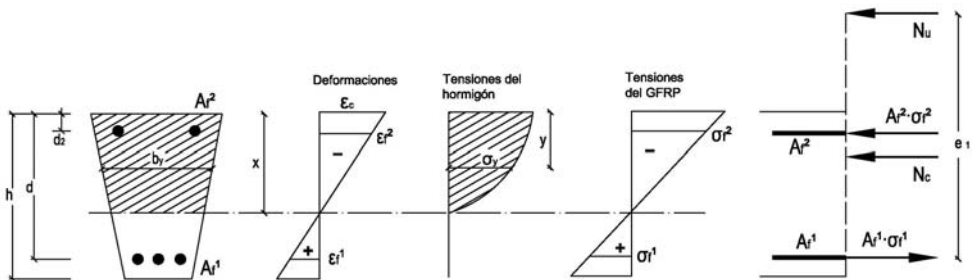


Figura 67. Tensiones y deformaciones en una sección cualquiera.

Considerando una sección de forma cualquiera pero simétrica con respecto al plano de flexión, las ecuaciones de equilibrio para el Estado Límite de Agotamiento bajo tensiones normales son:

$$N_u = \int_0^h b_y \cdot \sigma_y \cdot dy + A_{f1} \cdot \sigma_{f1} + A_{f2} \cdot \sigma_{f2} \quad (11)$$

$$N_u \cdot e_1 = \int_0^h b_y \cdot \sigma_y \cdot (d-y) \cdot dy + A_{f2} \cdot \sigma_{f2} \cdot (d-d_2) \quad (12)$$

Donde:

N_u = esfuerzo normal de agotamiento

e_1 = excentricidad de N_u referida a la armadura A_{f1}

A_{f1} = área de la sección de la armadura más traccionada o menos comprimida

A_{f2} = área de la sección de la armadura más comprimida o menos traccionada

x = distancia del eje neutro a la fibra más comprimida o menos traccionada

d = canto útil

h = canto total

d_1 = distancia del c.d.g de A_{f1} a la fibra más traccionada o menos comprimida

d_2 = distancia del c.d.g de A_{f2} a la fibra más comprimida o menos traccionada

y = profundidad genérica

σ_y = compresión del hormigón a la profundidad y

σ_{f1} = tensión de la armadura A_{f1}

σ_{f2} = tensión de la armadura A_{f2}

Con objeto de obtener una formulación válida para cualquier sollicitación, se han considerado tanto las tensiones como los esfuerzos con el signo implícito, asignando a las tracciones el signo positivo

y el negativo a las compresiones. Los momentos se han considerado positivos cuando giran en sentido antihorario.

3.2.2 Solicitaciones y Estados Tensionales

Se definen, a continuación, los distintos estados a los que se puede ver sometida una sección bajo tensiones normales.

Una sección esta sometida a FLEXION SIMPLE si sobre ella actúa un momento flector pero no un esfuerzo axil. En contraposición, se denomina FLEXION COMPUESTA a la actuación de la combinación de un momento flector y un esfuerzo axil. Las secciones sometidas a una flexión compuesta pueden, según la posición del plano de deformaciones, encontrarse en diferentes estados tensionales:

- Estado de tracción simple o compuesta: todas las fibras de la sección están traccionadas.
- Estado de flexión: en la sección hay fibras comprimidas y otras traccionadas.
- Estado de compresión simple o compuesta: todas las fibras de la sección están comprimidas.

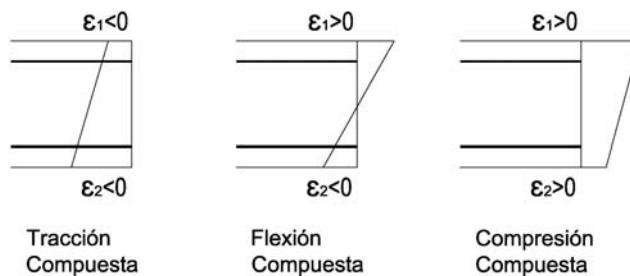


Figura 68. Estados de una sección según la posición del plano de deformación

Por lo que podemos concluir, que la sollicitación de flexión compuesta es la más general, abarcando todo el campo de posibles sollicitaciones normales, incluyendo el caso de flexión simple ($N = 0$).

La mayoría de las secciones presentan un plano de simetría, de forma que, si el momento flector actúa en dicho plano, la sollicitación se denomina flexión recta, mientras que por el contrario, si la

solicitación no está en el plano de simetría o la sección no es simétrica por su forma o disposición de las armaduras, la solicitación se denominan flexión esviada.

Podemos analizar las distintas solicitaciones, desde la tracción simple hasta la compresión centrada, variando la profundidad de la fibra neutra, es decir, la recta cuyos todos sus puntos tienen tensión nula, que viene dada según la relación existente entre los esfuerzos actuantes.

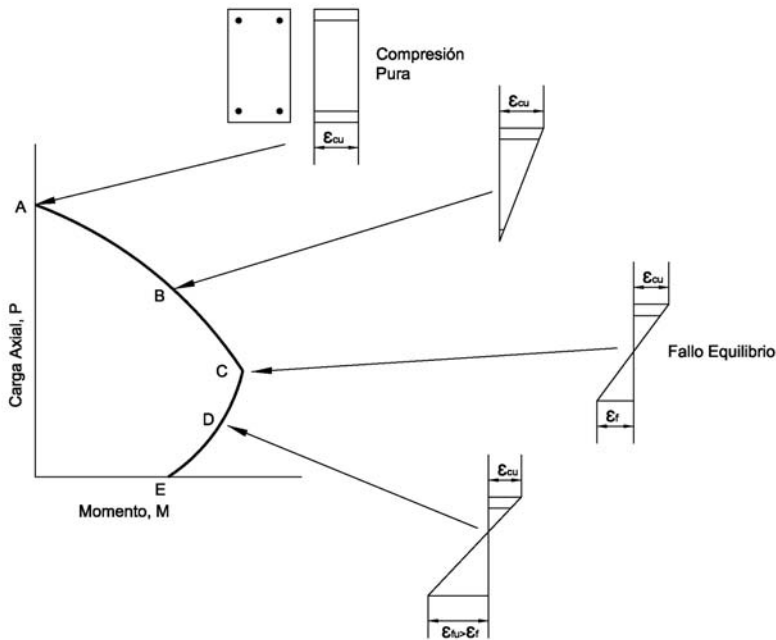


Figura 69. Distribución de tensiones según los puntos de interacción del diagrama.

Se expone a continuación, el análisis particularizado para cada solicitación, sabiendo que la resolución de un problema de tensiones normales, ya sea de dimensionado ya sea de comprobación, consiste en la resolución de un sistema de tres ecuaciones, que son:

- La ecuación de equilibrio de axiles: la suma de las tensiones en una de las caras de la rebanada estudiada, debe ser igual que el esfuerzo axil que exista en dicha cara.
- La ecuación de equilibrio de momentos: la suma de momentos de las tensiones en una cara de la rebanada, debe ser igual al momento flector que hay en dicha cara.

- La ecuación de compatibilidad de deformaciones: relación lineal entre las deformaciones de las diferentes fibras de la sección.

Las incógnitas varían según el problema se trate de un caso de dimensionado o de comprobación de secciones. En la comprobación se desconoce el plano de rotura y el momento último, mientras que en el dimensionado se desconoce el plano de rotura y la armadura a disponer en la sección.

A continuación se desarrollan, para las diferentes combinaciones de esfuerzos, las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones que permiten resolver el problema.

3.2.2.1 Tracción Simple o Compuesta

Estas sollicitaciones se caracterizan porque la fibra neutra está fuera de la sección, encontrándose toda ella sometida a tracción. Las tensiones del hormigón son nulas y ambas armaduras trabajan a tracción. La armadura más traccionada A_f^1 trabaja a su límite de deformación $\varepsilon_f^1 = 0.009$, con una tensión igual a su resistencia de cálculo a tracción f_{fd_t} , mientras que la armadura menos traccionada A_f^2 trabaja con una tensión $f_{fd}^2 \leq f_{fd_t}$.

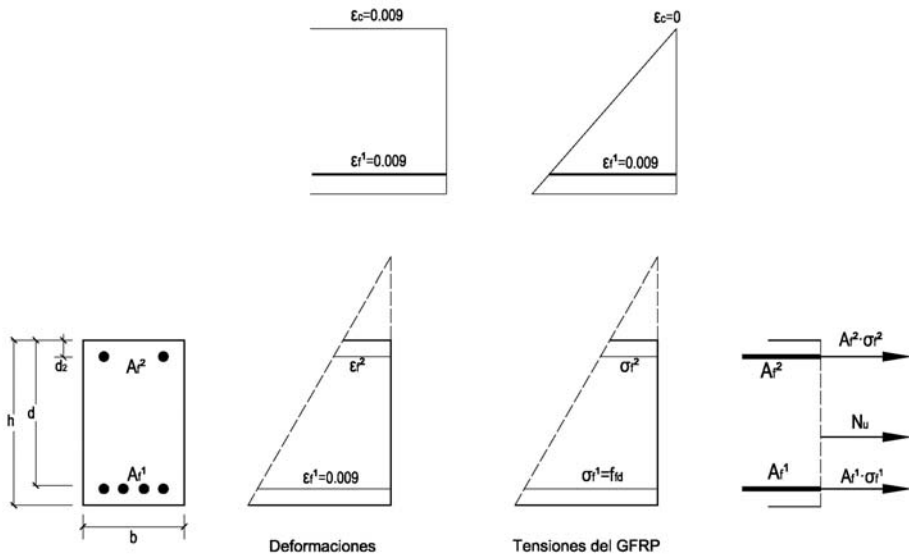


Figura 70. Tensiones y deformaciones en TRACCIÓN SIMPLE o COMPUESTA.

Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad, en este estado de agotamiento, adoptan la siguiente formulación, tomando momentos respecto a la armadura A_f^1 , en donde todas las magnitudes están tomadas en valor absoluto, y el significado de las variables es acorde a la figura 70.

$$N_U = A_f^1 \cdot f_{fd_t} + A_f^2 \cdot f_{fd}^2 \quad (13)$$

$$N_U \cdot e_1 = A_f^2 \cdot f_{fd}^2 \cdot (d - d_2) \quad (14)$$

$$\varepsilon_f^2 = 0.009 \cdot \frac{x + d_2}{x + d} \quad f_{fd}^2 = \varepsilon_f^2 \cdot E_f \leq f_{fd_t} \quad (15)$$

3.2.2.2 Flexión Simple o Compuesta

Bajo esta sollicitación, la fibra neutra se sitúa dentro de la sección, dividiéndola en dos partes con un claro comportamiento bien diferenciado, ya que una de ellas trabaja a tracción, mientras que la otra trabaja a compresión. Pueden existir dos situaciones posibles, dependiendo de si el estado tensional final conlleva a la necesidad de utilizar armadura de compresión o no.

El valor frontera que marca el límite en el uso de armadura de compresión, se denomina x_{lim} , donde la deformación ε_c del hormigón alcanza el 3.5‰ correspondiente a una tensión de f_{cd} , y la armadura de tracción tiene una deformación máxima del 0.9‰ con una tensión f_{fd} . Y como tanto el hormigón como la fibra alcanzan su resistencia de cálculo, se dice que existe “Flexión Perfecta”.

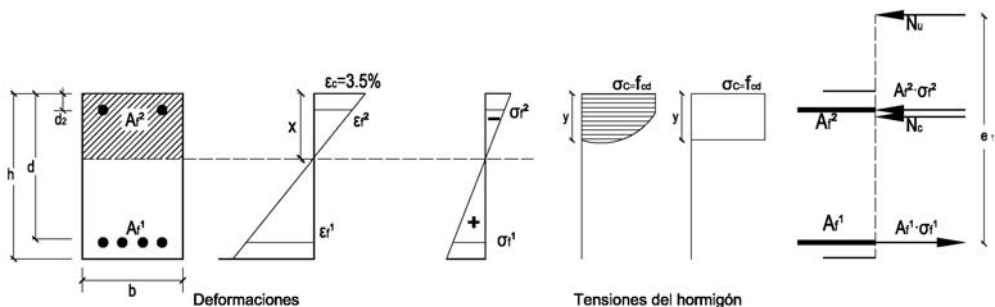


Figura 71. Sección sometida a FLEXIÓN SIMPLE o COMPUESTA.

Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad tomando momentos respecto a la armadura A_f^1 , según la figura 71, son:

$$N_U = N_c + A_f^1 \cdot f_{fd_t} + A_f^2 \cdot f_{fd}^2 \quad (16)$$

$$N_U \cdot e_1 = N_c \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) + A_f^2 \cdot f_{fd}^2 \cdot (d - d_2) \quad (17)$$

$$\varepsilon_f^1 = 0.0035 \cdot \frac{d - x}{x} \quad \varepsilon_f^2 = 0.0035 \cdot \frac{x - d_2}{x} \quad (18)$$

3.2.2.3 Compresión Simple o Compuesta

Estas sollicitaciones se caracterizan porque la fibra neutra está fuera de la sección, de modo que oscile entre h y $+\infty$. En ellas, todas las fibras y las armaduras están comprimidas.

La deformación ε_c del hormigón es menor o igual que el 3.5‰ correspondiente a la tensión de f_{cd} , y la armadura menos comprimida A_f^1 trabaja con una tensión $\sigma_{f1} < f_{fd}$, mientras que la armadura más comprimida A_f^2 tiene una tensión $\sigma_{f2} \leq f_{fd_c}$.

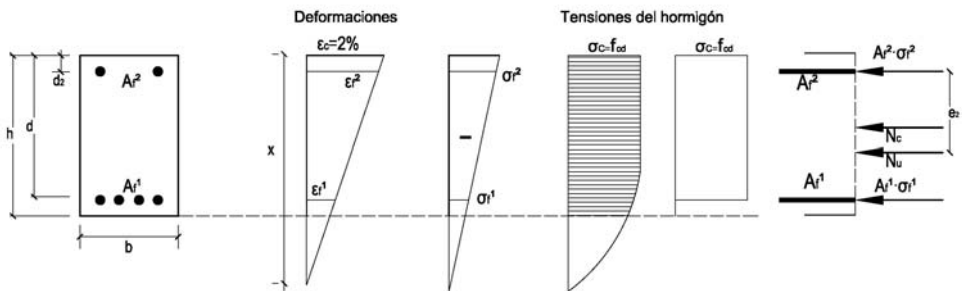


Figura 72. Tensiones y deformaciones en COMPRESIÓN SIMPLE o COMPUESTA.

Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad tomando momentos respecto a la armadura A_f^2 más comprimida, según se muestra en la figura 72, son:

$$N_u = N_c + A_f^1 \cdot f_{fd_c} - A_f^2 \cdot f_{fd_c}^2 \quad (19)$$

$$N_u \cdot e_2 = N_c \cdot \left(\frac{y}{2} - d_2\right) + A_f^1 \cdot f_{fd_c}^1 \cdot (d - d_2) \quad (20)$$

$$\varepsilon_f^1 = 0.002 \cdot \frac{x-d}{x} \quad \varepsilon_f^2 = 0.002 \cdot \frac{x-d_2}{x} \quad (21)$$

3.2.3 Cálculo de Secciones

3.2.3.1 Flexión Simple

Si concretamos el desarrollo teórico planteado solamente para la existencia del Momento Flector de cálculo M_d , tendremos que $N_u = 0$ y $N_u \cdot e_1 = M_d$

Las ecuaciones de equilibrio son:

$$0 = f_{cd} \cdot b \cdot y + A_f^2 \cdot f_{fd_c} - A_f^1 \cdot f_{fd_t} \quad (22)$$

$$M_d = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) + A_f^2 \cdot f_{fd_c} \cdot (d - d') \quad (23)$$

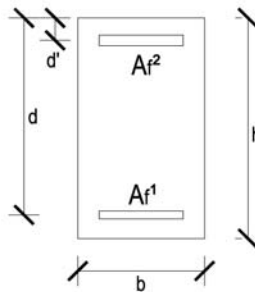


Figura 73. Notación de la sección.

Para cada posición de la línea neutra, la rotura se puede producir por uno de los dos materiales que existen en la sección, por el redondo GFRP a tracción o por el hormigón a compresión. Sin embargo, existe una profundidad en la que ambos materiales rompen a la vez. Esta profundidad límite de la fibra neutra máxima para que ambos materiales alcancen sus resistencias, denominada profundidad frontera o límite, es:

$$x_{\text{lim}} = d \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_f} \quad (24)$$

Si la profundidad de la fibra neutra es inferior a la x_{lim} , la sección rompe por el redondo de GFRP; si la profundidad es mayor a x_{lim} , la sección rompe por el hormigón.

Definiendo por tanto, la altura de la cabeza comprimida como el 80% la profundidad de la fibra neutra:

$$y_{\text{lim}} = 0.8 \cdot x_{\text{lim}} \quad (25)$$

El cálculo de la deformación del redondo se ha efectuado en función de los valores característicos del material, de la resistencia característica a tracción y su módulo de elasticidad, reduciéndolos en un 40% para tener así en cuenta la dispersión que puede existir en la deformación sufrida por los redondos sometidos a un esfuerzo de flexión, comparada con la obtenida mediante los tests standard de tracción, quedándonos del lado de la seguridad (CNR-DT203:2006).

$$\varepsilon_f = 0.6 \cdot \frac{f_{fk-t}}{E_f} \quad (26)$$

De la misma manera, el momento límite lo definimos como aquel valor de momento flector, que hace que la profundidad de la fibra neutra sea precisamente la profundidad límite o frontera, de forma que si el momento de cálculo supera este valor, sea necesario incorporar armadura de compresión.

$$M_{\text{lim}} = f_{cd} \cdot b \cdot y_{\text{lim}} \cdot \left(d - \frac{y_{\text{lim}}}{2} \right) \quad (27)$$

Definiendo como capacidad mecánica del hormigón a:

$$U_o = 0.8 \cdot \frac{\varepsilon_c}{0.6 \cdot \frac{f_{fk}}{E_f}} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (28)$$

Las dos posibilidades por tanto, con las que nos podemos encontrar a la hora de dimensionar una sección a flexión son:

$$1^{\text{er}} \text{ caso: } M_d \leq M_{\text{lim}} \quad \begin{cases} U_f^2 = 0 \\ y = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}}\right) \\ U_f^1 = A_f^1 \cdot f_{fd_t} = f_{cd} \cdot b \cdot y \end{cases} \quad (29)$$

$$2^{\text{o}} \text{ caso: } M_d \geq M_{\text{lim}} \quad \begin{cases} U_f^2 = A_f^2 \cdot f_{fd_c} = \frac{M_d - M_{\text{lim}}}{d - d'} \\ U_f^1 = A_f^1 \cdot f_{fd_t} = U_o + U_f^2 \end{cases} \quad (30)$$

Las fórmulas propuestas suponen que la sección sólo dispondrá de armadura en la zona comprimida, si el momento de cálculo M_d es superior al momento límite M_{lim} , momento del bloque comprimido del hormigón respecto de la fibra donde se sitúa la armadura traccionada, para $x = x_{\text{lim}}$.

El caso 1º corresponde a situaciones de dimensionado donde $0 < x \leq x_{\text{lim}}$. En el caso 2º, la posición de la fibra neutra, $x = x_{\text{lim}}$, se mantiene constante.

3.2.3.2 Flexión Compuesta

En las secciones rectangulares sometidas a flexión compuesta, se conoce siempre el esfuerzo normal de cálculo N_d y el momento de cálculo M_d .

En muchos casos es conveniente disponer las armaduras con cierta simetría respecto de los ejes, bien por motivos constructivos, por cambio en el sentido de las excentricidades o porque éstas sean pequeñas.

El proceso de cálculo de secciones sometidas a flexión compuesta, se ha realizado acorde al Anejo 7 de la EHE-08, aunque en último instante una vez calculada la armadura necesaria por cara, se obtiene la armadura final a tracción y a compresión en función de la resistencia de cálculo propia del composite para cada sollicitación, respectivamente.

El proceso de diseño para secciones sometidas a flexión compuesta viene dado por:

$$1^{\text{er}} \text{ caso: } N_d < 0 \quad U_f^1 = U_f^2 = \frac{M_d}{d-d'} - \frac{N_d}{2} \quad (31)$$

$$2^{\text{o}} \text{ caso: } 0 \leq N_d < 0.5 \cdot U_o \quad U_f^1 = U_f^2 = \frac{M_d}{d-d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d \cdot d}{d-d'} \cdot \left(1 - \frac{N_d}{2 \cdot U_o}\right) \quad (32)$$

$$3^{\text{o}} \text{ caso: } N_d > 0.5 \cdot U_o \quad U_f^1 = U_f^2 = \frac{M_d}{d-d'} + \frac{N_d}{2} - \alpha \cdot \frac{U_o \cdot d}{d-d'} \quad (33)$$

$$\alpha = \frac{0.48 \cdot m_1 - 0.375 \cdot m_2}{m_1 - m_2} < 0.5 \cdot \left(1 - \left(\frac{d'}{d}\right)^2\right) \quad (34)$$

$$\begin{aligned} m_1 &= (N_d - 0.5 \cdot U_o) \cdot (d - d') \\ m_2 &= 0.5 \cdot N_d \cdot (d - d') - M_d - 0.32 \cdot U_o \cdot (d - 2.5 \cdot d') \end{aligned} \quad (35)$$

3.2.3.3 Flexión Esviada. Método aproximado.

El método que se ha adoptado es el propuesto en la Instrucción española EHE-08, que permite el cálculo de secciones rectangulares, con armadura en las cuatro esquinas y armaduras iguales en las cuatro caras, mediante la reducción del problema a uno de flexión compuesta recta con una excentricidad ficticia, tal y como se define a continuación. El procedimiento es válido para elementos de sección rectangular y armadura constante sometidos a flexión esviada.

$$e = e_x + \beta \cdot e_y \cdot \frac{h}{b} \quad (36)$$

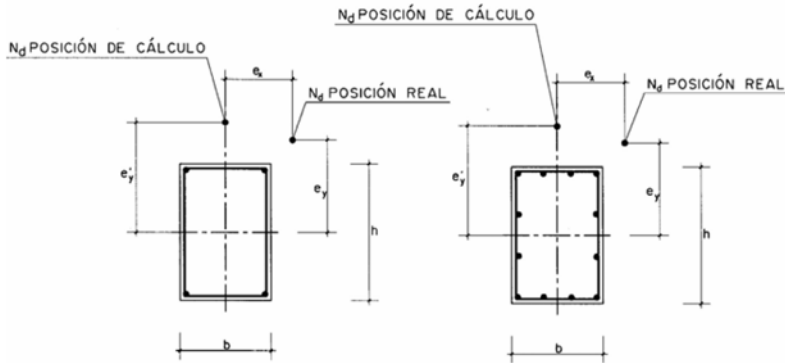


Figura 74. Flexión Esviada SIMPLE o COMPUESTA.

Donde se debe cumplir:

$$\frac{e_y}{e_x} \geq \frac{h}{b} \quad (37)$$

El coeficiente β se define según la Tabla 43, teniendo en cuenta que cuando se obtiene un valor de cuantía mecánica mayor de 0.6, será necesario efectuar un nuevo cálculo incrementando en 0.1 el valor de β , y por el contrario, para valores pequeños de cuantía menor de 0.2, los valores de β se disminuirán en 0.1.

ν	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2
β	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

Tabla 43. Valores de β en función del axil reducido ν

3.2.4 Cuantías mínimas.

Conociendo los redondos con los que se pretende armar los elementos de hormigón, y ante la falta de información al respecto del comportamiento de dicho material, las limitaciones de cuantía de armaduras que se han adoptado, tanto para las armaduras longitudinales como a las transversales, corresponden a las que se determina en la Instrucción española EHE-08 vigente.

Es por ello, que comenzando por distinguir entre *cuantía geométrica* como el cociente entre las áreas de fibra de vidrio, en tracción, y la de hormigón (su área total referida al canto útil), y *cuantía mecánica* como el cociente entre las capacidades mecánicas de la fibra de vidrio y del hormigón, la sección de armadura obtenida deberá cumplir con las limitaciones que se exponen en los apartados siguientes, en función del tipo de esfuerzo al que se encuentra sometida la sección y en función del tipo de elemento estructural que se analiza.

Los límites inferiores que impone la normativa a las cuantías de las armaduras tienen una doble justificación. Por una parte, se pretende evitar la rotura frágil de las piezas, y por otra, evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos. La primera razón conlleva tradicionalmente a limitar inferiormente la cuantía mecánica de las armaduras, y la segunda, a limitar inferior y superiormente la cuantía geométrica. En el fondo, ambas razones son las mismas, pues buscan evitar la plastificación de la armadura, que con este material se sabe, es algo que no llega a suceder.

Geométricas.

Como a la hora de diseñar los elementos de hormigón armado con el redondo RTHp, su resistencia característica certificada es de 676.25 MPa, pero su resistencia de cálculo es, tomando un valor intermedio, similar al acero B400S, los valores adoptados mínimos a lo largo del estudio, son los correspondientes a dicho acero marcados por la Instrucción EHE-08.

Y aunque se ha intentado mantener dichas cuantías en el dimensionado de los diferentes elementos, también es cierto que se han modificado ligeramente los valores, adaptándolos al comportamiento de los redondos RTHp, tras la realización de los ensayos experimentales de flexión simple y compresión compuesta.

Mecánicas.

Los valores de las cuantías mecánicas mínimas dependen del tipo de sollicitación a la que se ve sometida la sección. Por ello, a continuación se especifican los valores adoptados según el caso, siguiendo las directrices marcadas por la Instrucción española.

- Flexión simple

Para secciones rectangulares de hormigón armado en flexión simple, cuando la resistencia del hormigón es menor a 50 N/mm², la armadura de tracción debe ser capaz de absorber un esfuerzo no menor que el de tracción desarrollado por el hormigón solo, en el momento de producirse la fisuración.

El valor de este esfuerzo, en secciones rectangulares, es

$$U_c = 0.04 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (38)$$

por lo tanto, se debe cumplir

$$A_f^1 \cdot f_{fd_t} \geq 0.04 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (39)$$

siendo A_f^1 , la armadura de tracción, b el ancho de la sección, y d su canto útil.

En vigas de canto igual o superior a 60 cm, se dispondrán además unas armaduras longitudinales de piel, con separación máxima entre las barras de 30 cm.

- Flexión compuesta

Además de la condición anterior para la armadura de tracción, se recomienda que se disponga una armadura mínima de compresión que cumpla la condición

$$A_f^2 \cdot f_{fd,c} \geq 0.05 \cdot N_d \quad (40)$$

siendo A_f^2 la sección de la armadura comprimida.

- Compresión simple o compuesta

Las armaduras principales a compresión A_f^1 y A_f^2 deberán cumplir las limitaciones siguientes:

$$\begin{aligned}
 A_f^1 \cdot f_{fd,c} &\geq 0.05 \cdot N_d & A_f^1 \cdot f_{fd,c} &\leq 0.5 \cdot f_{cd} \cdot A_c \\
 A_f^2 \cdot f_{fd,c} &\geq 0.05 \cdot N_d & A_f^2 \cdot f_{fd,c} &\leq 0.5 \cdot f_{cd} \cdot A_c
 \end{aligned}
 \tag{41}$$

Donde A_c es el área total de hormigón, N_d el esfuerzo normal de cálculo actuante y $f_{fd,c}$ la resistencia de cálculo del redondo RTHp a compresión, que debe ser menor de 400 N/mm².

En el caso de compresión simple con armadura simétrica, las cuatro fórmulas anteriores se reducen dando lugar a la siguiente condición:

$$0.1 \cdot N_d \leq A_{tot} \cdot f_{fd,c} \leq A_c \cdot f_{cd} \tag{42}$$

siendo A_{tot} la sección total de las armaduras longitudinales comprimidas.

- Tracción simple o compuesta

La cuantía mecánica mínima para piezas con las armaduras longitudinales traccionadas, es

$$A_{tot} \cdot f_{fd,t} \geq A_c \cdot f_{ct,m} \tag{43}$$

siendo $f_{ct,m}$ la resistencia media del hormigón a tracción.

3.3. TENSIONES TANGENCIALES

En el apartado anterior se ha estudiado y definido el comportamiento de una sección sometida a esfuerzos normales, momento flector y axil. Mientras el axil es constante en muchas piezas de hormigón armado, el momento flector suele presentar una variación significativa a lo largo de la directriz de la pieza, dando lugar a la aparición del esfuerzo cortante.

El comportamiento de una pieza de hormigón armado, ya sea con acero o con redondos de fibra de vidrio, cuando se considera la actuación de los esfuerzos transversales es complejo. El efecto de las tensiones tangenciales es el inclinar las tensiones principales de tracción con respecto a la directriz de la pieza. Para cargas reducidas, estas tensiones de tracción no superan las del hormigón, siendo entonces fácil calcular el estado tensional. Por el contrario, cuando aumentan las cargas, el hormigón se fisura y se produce un complejo reajuste de las tensiones entre el hormigón y las armaduras, reajuste que varía conforme la fisuración aumenta hasta llegar a la rotura.

El objeto de cálculo a esfuerzo cortante es proporcionar una seguridad razonable frente a la rotura. Es por ello, que este apartado se centra en la evaluación de las ecuaciones presentadas por la Instrucción Española EHE-08, para la evaluación de la resistencia a cortante que presentan los elementos de hormigón armado, pero modificándolas acorde a las características de la armadura de fibra de vidrio RTHp.

Tanto la contribución del hormigón como de los estribos de fibra de vidrio se han tenido en cuenta, dando lugar a nuevas ecuaciones de diseño para los elementos de hormigón armado con estos redondos. Estas ecuaciones de la EHE-08 se han comparado con las dadas por las normativas existentes en dicho campo de estudio y diseño, como son la ACI, la CSA o la JSCE.

3.3.1 Consideraciones generales a cortante.

Cuando usamos barras de GFRP en el armado de vigas de hormigón, se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones generales:

- Las barras GFRP tienen por general una resistencia mayor a tracción que el acero y no presentan ductilidad.
- La mayoría de los GFRP cuentan con un módulo de elasticidad bajo (40.000 MPa).
- Las barras de GFRP tienen baja resistencia a cortante.

3.3.2 Diseño a Cortante.

Las comprobaciones relativas al Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante, pueden llevarse a cabo mediante la siguiente expresión:

$$V_{rd} = V_d + V_{cd} \quad (44)$$

Donde: V_d es el valor de cálculo del cortante,

V_{cd} es el valor de cálculo de la componente paralela a la sección de la resultante de las tensiones normales, tanto de tracción como de compresión.

El estado límite de agotamiento se puede alcanzar, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por su resistencia a tracción. Por lo tanto, se deben comprobar las siguientes ecuaciones simultáneamente:

$$\begin{aligned} V_{rd} &= V_{u1} \\ V_{rd} &= V_{u2} \end{aligned} \quad (45)$$

Donde: V_{rd} es el esfuerzo cortante efectivo de cálculo,

V_{u1} es el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma,

V_{u2} es el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción del alma.

Según indica la EHE-08, en el caso de que las armaduras formen un ángulo de 90° con la directriz del elemento, y no exista esfuerzo axial, la expresión del cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma queda

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cb} \cdot b \cdot d \quad (46)$$

Y en el caso más habitual de piezas de hormigón armado a flexión simple, el esfuerzo cortante último soportado por la sección se calcula mediante la ecuación (47)

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d \quad (47)$$

siendo f_{cv} la resistencia a cortadura del hormigón, que adopta el valor

$$f_{cv} = \frac{f_{ctm}}{3} \quad (48)$$

De esta forma, la capacidad resistente a esfuerzo cortante de un estribo se determina como

$$U_v = f_{ffd_v} \cdot \left(\pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \right) \quad (49)$$

donde f_{ffd_v} es la resistencia a cortadura del redondo de fibra de vidrio, adoptando el valor dado por la ACI440.1R-06

$$f_{ffd_v} = 0.004 \cdot E_f \quad (50)$$

Calculando la capacidad resistente correspondiente a las distintas tipologías que se pueden presentar, 1 estribo, 1 cerco (2ramas), cerco + estribo, doble cerco, y comparando con los valores máximos permitidos según la EHE-08 en su método clásico, se calcula la separación máxima del estribado a cortante.

Según el método clásico de dimensionamiento a cortante, se comparan las tensiones tangenciales que se producen con las correspondientes tensiones admisibles, no teniendo en cuenta la contribución del hormigón una vez ha fisurado, aunque generalmente se adopta un valor reducido para el cortante que deben resistir las armaduras transversales, lo que equivale a aceptar una colaboración del hormigón.

El diseño de la armadura transversal necesaria para resistir las tensiones tangenciales se realiza siguiendo las directrices que se definen:

$$1^{\text{er}} \text{ caso: } \tau = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq \frac{f_{ctm}}{3} \quad (51)$$

Es necesario disponer tan solo armadura transversal por cuestiones constructivas, no siendo necesaria su comprobación frente a esfuerzo cortante.

$$2^{\text{o}} \text{ caso: } \tau = \frac{V_d}{b \cdot d} > \frac{f_{ctm}}{3} \quad (52)$$

Se supone que el hormigón ha fisurado y que es incapaz de resistir el cortante, siendo por tanto necesaria la utilización de armadura transversal. Sin embargo, según sea el valor de la tensión tangencial de cálculo, se pueden distinguir dos subcasos:

$$\text{Caso 2a: } \tau_{adm} = \frac{f_{ctm}}{3} < \tau < f_{ctm} \quad (53)$$

Se tiene en cuenta el efecto favorable del ángulo que forma la armadura, adoptando un coeficiente reductor al cortante, que se define como la relación entre la tensión tangencial actuante y la resistencia del hormigón a flexotracción, marcando el límite del caso.

$$\text{Caso 2b: } f_{ctm} < \tau \leq 1.5 \cdot f_{ct} \quad (54)$$

Se dimensiona sin aplicar coeficiente reductor al cortante.

Si se sobrepasa el valor límite de $1.5 \cdot f_{ct}$, el hormigón puede fallar por exceso de compresión en el alma, independientemente de la armadura transversal existente, siendo por tanto necesario aumentar la sección de hormigón.

3.3.3 Disposiciones, cuantías y separaciones de estribos.

Según dispone la normativa española, EHE-08, al menos un tercio de la armadura transversal necesaria se dispondrá en forma de estribos normales a la directriz de la pieza.

La cuantía mínima de armadura transversal dispuesta en una pieza en una longitud d , tendrá la siguiente capacidad resistente $U_{t,min} = 0.02 \cdot b \cdot d$, por lo que el estribado que se disponga cumplirá con dicha disposición.

En el caso del elemento estructural viga, la separación S_t entre planos de estribos o cercos, adoptando que forman un ángulo de 90° con la directriz del elemento, cumplirán con las siguientes condiciones, basadas en las existentes para el acero en la EHE-08, pero modificadas para adaptarlas a las características del composite.

$$\begin{aligned}
 \text{Si } V_d < 0.2 \cdot V_{u1} &\rightarrow s_t \leq 0.75d \leq 480\text{mm} \\
 \text{Si } 0.2 \cdot V_{u1} < V_d < \frac{2}{3} V_{u1} &\rightarrow s_t \leq 0.6d \leq 360\text{mm} \\
 \text{Si } \frac{2}{3} V_{u1} < V_d &\leftrightarrow s_t \leq 0.3d \leq 240\text{mm}
 \end{aligned}
 \tag{55}$$

En el caso de no ser necesaria la armadura transversal, la mínima necesaria se dispondrá al máximo valor que se obtenga entre 30 cm y $0.8 \cdot d$, siendo d el canto útil de la pieza.

En el caso del elemento pilar, sabiendo que la separación mínima entre cercos es $12 \cdot \phi$, siendo ϕ el mayor diámetro de la armadura del pilar, se considera como separación máxima para el estriado el valor mínimo obtenido entre las dimensiones de la sección del pilar y 300mm, siendo superior al valor límite inferior dado.

3.4. FISURACION

Debido a sus propiedades intrínsecas propias del material, las barras de GFRP son resistentes a la corrosión, por ello se puede aumentar la anchura máxima de fisura, cuando la corrosión del armado es la razón principal que limita el diseño, limitando el ancho de la fisura. Sin embargo, hay que tener en cuenta otras consideraciones como son la estética y los efectos del cortante, a la hora de aumentar el límite.

La sociedad japonesa de ingenieros civiles sólo considera el factor estético a la hora de designar una anchura de grieta máxima permitida de 0.020 in. (0.5 mm). La CAN/CSA S806-02 permite de forma implícita anchos de grieta de 0.020 in (0.5mm) para exposición exterior y 0.028 in (0.7mm) para exposición interior cuando se usa armado de GFRP.

La ACI 318-05, aunque no se refiere al armado con GFRP, pero con el fin de poder comparar valores para controlar la fisuración con el armado de acero, fija una anchura máxima de grieta de aproximadamente 0.016 in. (0.4mm). Dicho comité recomienda que los límites que propone la Canadian Standards Association (2002) se usen para la mayoría de los casos, aunque estas

limitaciones puedan no ser lo suficientemente restrictivas para las estructuras expuestas a ambientes agresivos o para las diseñadas para ser impermeables. Por eso, recomienda tener precaución en estos casos. Por el contrario, para estructuras que requieran ciclos de vida cortos, o aquellos para los que no importa el factor estético, los anchos de fisura pueden ser obviados.

Las separaciones máximas de armado dadas por la ACI 318-05 para el control de fisura, se obtienen de una formulación de ancho de fisura basada en un modelo físico-matemático, en vez de obtenerla a partir de un modelo empírico. Esta formulación es independiente del tipo de armado considerado (acero o GFRP), pero según especifica la ACI 440.1R-06 debe de modificarse por un coeficiente de calidad a la adherencia k_b , para tener en cuenta las características del material compuesto.

La anchura máxima de la fisura que se puede dar en elementos armados con GFRP, puede ser calculada a través de las siguientes ecuaciones:

$$w = 2 \cdot \frac{f_f}{E_f} \cdot \beta \cdot k_b \cdot \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad \text{ACI 440} \quad (56)$$

$$w = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm,r} \quad \text{EHE-08} \quad (57)$$

Estas dos expresiones dan resultados parecidos, tomando por tanto como referencia, por su conocimiento, la expresión correspondiente a la EHE-08, donde

w es el ancho de la fisura en mm,

β es el coeficiente de paso de valor medio de la anchura de fisura al valor característico.

Se toma 1.3 para acciones indirecta y 1.7 para el resto de acciones,

s_m es la separación media entre fisuras, en mm:

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi}{\rho} \quad (58)$$

$\varepsilon_{sm,r}$ es el alargamiento medio relativo de las armaduras respecto del hormigón, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras:

$$\varepsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0.4 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (59)$$

Siendo cada una de las variables:

c el recubrimiento de las armaduras de tracción,

s la distancia entre barras longitudinales. Si $s > 15\phi$ se tomará $s = 15\phi$. En el caso de vigas armadas con n barras se tomará $s = b/n$, siendo b el ancho de la viga,

k_1 el coeficiente de fluencia del diagrama de tracciones en la sección. Se toma igual a 0.125 en flexión simple y 0.25 en tracción simple, siendo un valor intermedio en tracción compuesta,

ϕ es el diámetro de la barra traccionada más gruesa,

ρ es la relación entre A_{grfp} y $A_{c,eficaz}$,

$A_{c,eficaz}$ es el área de hormigón que envuelve a las armaduras de tracción,

K_2 es el coeficiente que depende del carácter de la carga igual a 0.5 para cargas de larga duración y 1 de corta duración,

σ_s es la tensión de la armadura bajo las cargas consideradas,

σ_{sr} es la tensión de la armadura después de la fisuración.

Y aunque la EHE-08, en sus disposiciones para el armado con acero estima otros anchos máximos de fisura, teniendo en cuenta las normativas existentes para armado con GFRP, se han tomado como correctos los valores dados por la CSA S806-02.

Código	Exposición	W_{max} [mm]
CSA S806-02	Interior	0.7
CSA S806-02	Exterior	0.5

Tabla 44. Límites del ancho de fisura para elementos de hormigón armado con FRP.

3.5. DEFORMACIONES

Debido a la rigidez inferior, a la naturaleza elástica-frágil y a las características particulares de la adherencia del armado de GFRP, las deformaciones de los elementos de hormigón armado con este material, son más sensibles a las variables que afectan a la flecha, que los elementos armados con acero con un tamaño y una disposición de la armadura idénticos. Las flechas de los elementos con armado de GFRP también tienden a ser mayores en magnitud debido a la menor rigidez del material. Por lo tanto, se plantea necesario un estudio detallado y a poder ser, comprobado directamente con ensayos.

En el diseño de elementos de hormigón armado, para el cálculo de flechas instantáneas en elementos fisurados de sección constante, y a falta de métodos más rigurosos, se plantea en cada etapa de carga, el método simplificado de Branson, que se incorpora tanto en la ACI como a la EHE-08, el cual consiste en trabajar con la inercia equivalente de la sección considerada.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{fr} \leq I_b \quad (60)$$

Siendo cada una de las variables:

M_{cr} el momento de crítico o de fisuración,

M_a el momento actuante,

I_b la inercia bruta de la sección,

I_{fr} la inercia de la sección fisurada,

I_e la inercia equivalente de la sección.

La fórmula de Branson refleja dos fenómenos bien distintos: la variación de la rigidez $E \cdot I$ a lo largo del elemento y el efecto de la tensión de rigidización del hormigón.

Esta ecuación estaba basada en el comportamiento de vigas armadas con acero a nivel de cargas de servicio. La investigación en la flecha de las vigas armadas con GFRP, desde los primeros estudios de Benmokrane en 1996 hasta nuestros días, indica que al graficar la relación carga-flecha de vigas apoyadas, las curvas experimentales son casi paralelas a las que predice la fórmula de Branson. Aun así, se halló que la fórmula de Branson sobrestima el momento de inercia efectivo de las vigas armadas con GFRP, especialmente para vigas con poco armado, lo que implica un grado menor de tensión de rigidización comparándolo con las vigas armadas con acero. Dicha disminución de la tensión de rigidización se puede atribuir al menor módulo de elasticidad y a los distintos niveles de tensión adherencia que se alcanzan para el armado de GFRP comparado con el del acero.

De las investigaciones del comité americano, en 1998, Gao concluyó que para obtener una baja tensión de rigidización en los elementos armados con GFRP, se debía utilizar una expresión modificada para obtener el momento de inercia equivalente.

Desde entonces, se recomienda el uso de dicha expresión para el cálculo de flechas instantáneas en elementos de hormigón armado con GFRP, que corresponde con la ecuación:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \beta \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{fr} \leq I_b \quad (61)$$

El factor β es un coeficiente reductor que está relacionado con la tensión de rigidización mostrada por los elementos armados con GFRP. Las investigaciones existentes han demostrado que el grado de tensión de rigidización se ve afectado por la cantidad de rigidez del armado flexionado y por la cuantía relativa de armado. Por ello, basándose en la evaluación de resultados experimentales de diversos estudios, desde 2006, el comité ACI 440 recomienda la siguiente expresión para dicho factor β :

$$\beta = \frac{1}{5} \cdot \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \right) \leq 1 \quad (62)$$

Mientras que la norma canadiense CSA establece la siguiente expresión directa para la inercia equivalente:

$$I_e = \frac{I_b I_f}{I_f + \left(1 - 0,5 \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^2\right) (I_b - I_f)} \quad (63)$$

Ambas expresiones son validas si $M_a \geq M_f$, siendo M_a el momento actuante sin mayorar y M_f , el momento de fisuración.

Obtenida la inercia equivalente de la sección de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio, la Resistencia de Materiales permite calcular la flecha instantánea de una viga de inercia constante, de material elástico, lineal y en función del tipo de apoyo que presente el elemento, mediante la siguiente fórmula:

$$f_{inst} = \alpha \cdot \frac{M_a \cdot L^2}{E \cdot I_e} \quad (64)$$

Donde el coeficiente α adopta los siguientes valores para una carga uniformemente repartida:

- Viga biapoyada: $\alpha = \frac{5}{48}$ (65)

- Viga empotrada-apoyada: $\alpha \approx \frac{1}{23}$ (66)

- Viga biempotrada: $\alpha = \frac{1}{16}$ (67)

- Voladizo: $\alpha = \frac{1}{4}$ (68)

4 DESARROLLO Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

Tras la caracterización del material y la presentación del modelo numérico, llega la fase experimental, con el fin de obtener resultados para comparar con los analíticos. Sin embargo, la experiencia obtenida hasta este momento a lo largo de la investigación realizada, lleva a plantearse una necesidad: obtener un método, que de forma rápida y económica, permita calcular la resistencia a tracción de los redondos, sin tener que realizar el ensayo normalizado.

Una revisión bibliográfica de los aspectos relacionados con el objeto del presente estudio, indujo a inspirarse en el método de determinación de la resistencia a tracción de forma indirecta según la norma UNE 83306:1985 *"Ensayos de hormigón. Rotura por tracción indirecta (Ensayo brasileño)"*, y la UNE-EN 14651:2007+A1:2008. *"Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación de la resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual)"*. Así, siguiendo las directrices de otros ensayos existentes para otros materiales, se ha desarrollado un método experimental para determinar la resistencia a tracción de los redondos de GFRP, mediante un ensayo a flexión, que es mucho más sencillo y económico, dando por válidos los resultados obtenidos, siempre y cuando se cumplan unas especificaciones en los redondos ensayados.

La falta de normativa y guías de diseño, junto a la enorme variabilidad de aplicaciones y la falta de estandarización de los componentes de GFRP, hace que frecuentemente se requiera la realización de programas experimentales específicos, encaminados a confirmar los cálculos teóricos y a estudiar problemas concretos como detalles de uniones, rigidizadores, etc. que hasta el momento han sido sólo parcialmente resueltos.

En este apartado, se describen los ensayos realizados en el IETcc durante la fase final de diseño, en la que se ensayaron elementos de hormigón armado con redondos RTHp a flexión y a compresión, buscando obtener en todo momento la respuesta real del comportamiento de los redondos.

4.1. RESISTENCIA A TRACCIÓN POR FLEXION. METODO EXPERIMENTAL

El comportamiento a tracción de los redondos se evaluó en términos de valores de la resistencia por flexión, determinados a partir de la curva carga – desplazamiento, obtenida aplicando una carga puntual centrada normal a la probeta, la cual se consideró simplemente apoyada.

Tomando como referencia la norma española UNE-EN ISO 178 *“Plásticos. Determinación de las propiedades a flexión”*, las probetas a ensayar para determinar su resistencia a flexión, y así compararla con la resistencia a tracción, deberán cumplir la siguiente especificación geométrica, adoptada de las dimensiones mínimas que se deben cumplir según la ISO 178:2001.

$$L = 20 \cdot \phi \quad (69)$$

Siendo L la longitud entre apoyos y ϕ el diámetro de la probeta.

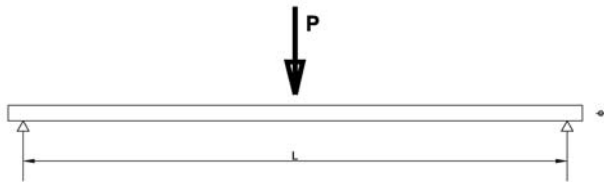


Figura 75. Valores experimentales ensayos dinámicos

El momento flector en el centro del vano correspondiente a una carga puntual centrada P, tomará como valor máximo $M = \frac{P}{2} \cdot \frac{L}{2}$, y tomando una distribución lineal de tensiones, se obtiene una relación entre la carga aplicada y el diámetro del redondo ensayado, de forma que si no se cumple

$$P \geq 12 \cdot \phi^2 \quad (70)$$

será necesario realizar el ensayo de tracción determinado por la normativa para obtener dicha resistencia.

Este ensayo a flexión se ha realizado a una serie de probetas (figura 76), obteniendo su resistencia a flexión para poder así hallar la de tracción de las mismas. Los resultados obtenidos se presentan en las tablas siguientes para cada uno de los diámetros ensayados.



Figura 76. Ensayo a flexión para determinar la resistencia a tracción

La figura 77 muestra una probeta experimentada según el ensayo a flexión, presentando claramente las fibras comprimidas y traccionadas en el redondo hasta su rotura.



Figura 77. Ensayo a flexión. Fibras comprimidas y traccionadas.

ϕ (mm)	ϕ real (mm)	Sección (mm ²)	LUZ (mm)	F_{max} (kN)	Flecha (mm)	σ_{max} (MPa)
8	8,00	50,27	160	0,910	10,71	724,2
8	8,00	50,27	160	0,838	12,45	666,9
8	8,00	50,27	160	0,871	12,12	693,1
8	8,00	50,27	160	0,856	11,94	681,2
8	8,00	50,27	160	0,934	11,24	743,3
8	8,00	50,27	160	0,904	10,85	719,4
<i>Media</i>	8,00			0,9		704,7
<i>Desv</i>	0,00			0,03		24,27
δ	0,0%			3,4%		3,4%
<i>V.CARACT</i>	8,00			0,82		655,75

Tabla 45. Resultados ensayos a flexión $\phi 8$

ϕ (mm)	ϕ real (mm)	Sección (mm ²)	LUZ (mm)	F_{max} (kN)	Flecha (mm)	σ_{max} (MPa)
10	10,00	78,54	200	1,216	10,19	619,3
10	10,00	78,54	200	1,674	15,19	852,6
10	10,00	78,54	200	1,560	13,16	794,5
10	10,00	78,54	200	1,464	12,76	745,6
10	10,00	78,54	200	1,650	15,99	840,3
10	10,00	78,54	200	1,482	12,79	754,8
<i>Media</i>	10,00			0,9		767,8
<i>Desv</i>	0,00			0,03		61,29
δ	0,0%			3,4%		8,0%
<i>V.CARACT</i>	10,00			0,82		644,36

Tabla 46. Resultados ensayos a flexión $\phi 10$

ϕ (mm)	ϕ real (mm)	Sección (mm ²)	LUZ (mm)	F_{max} (kN)	Flecha (mm)	σ_{max} (MPa)
12	12,00	113,10	240	2,135	16,03	755,1
12	12,00	113,10	240	2,177	16,47	770,0
12	12,00	113,10	240	2,209	17,64	781,3
12	12,00	113,10	240	2,126	15,99	751,9
12	12,00	113,10	240	2,547	18,26	900,8
12	12,00	113,10	240	2,165	17,74	765,7
12	12,00	113,10	240	2,132	17,25	754,0
12	12,00	113,10	240	2,090	16,91	739,2
<i>Media</i>	12,00			2,2		775,0
<i>Desv</i>	0,00			0,08		29,34
δ	0,0%			3,8%		3,8%
V. CARACT	12,00			2,04		720,45

 Tabla 47. Resultados ensayos a flexión ϕ 12

ϕ (mm)	ϕ real (mm)	Sección (mm ²)	LUZ (mm)	F_{max} (kN)	Flecha (mm)	σ_{max} (MPa)
16	16,00	201,06	320	3,985	19,97	792,8
16	16,00	201,06	320	3,853	20,40	766,5
16	16,00	201,06	320	4,099	21,94	815,5
16	16,00	201,06	320	4,224	21,77	840,3
16	16,00	201,06	320	3,835	21,64	762,9
16	16,00	201,06	320	3,688	20,87	733,7
16	16,00	201,06	320	3,629	19,76	722,0
16	16,00	201,06	320	3,452	18,45	686,8
16	16,00	201,06	320	3,509	18,07	698,1
<i>Media</i>	16,00			3,8		757,6
<i>Desv</i>	0,00			0,21		42,22
δ	0,0%			5,6%		5,6%
V. CARACT	16,00			3,41		679,10

 Tabla 48. Resultados ensayos a flexión ϕ 16

ϕ (mm)	ϕ real (mm)	Sección (mm ²)	LUZ (mm)	F_{max} (kN)	Flecha (mm)	σ_{max} (MPa)
20	20,00	314,16	400	5,895	26,32	750,6
20	20,00	314,16	400	5,694	25,87	725,0
20	20,00	314,16	400	5,300	21,52	674,8
20	20,00	314,16	400	5,694	23,67	725,0
20	20,00	314,16	400	4,997	22,83	636,2
20	20,00	314,16	400	5,772	24,17	734,9
Media	20,00			5,6		707,8
Desv	0,00			0,27		34,82
δ	0,0%			4,9%		4,9%
V.CARACT	20,00			5,01		637,60

Tabla 49. Resultados ensayos a flexión ϕ 20

ϕ (mm)	ϕ real (mm)	Sección (mm ²)	LUZ (mm)	F_{max} (kN)	Flecha (mm)	σ_{max} (MPa)
25	25,00	490,87	500	8,036	30,04	654,8
25	25,00	490,87	500	7,751	30,66	631,6
25	25,00	490,87	500	7,712	28,05	628,4
25	25,00	490,87	500	7,745	29,38	631,1
25	25,00	490,87	500	7,805	29,15	636,0
25	25,00	490,87	500	7,563	27,32	616,3
Media	25,00			7,8		633,0
Desv	0,00			0,10		8,25
δ	0,0%			1,3%		1,3%
V. CARACT	25,00			7,56		616,43

Tabla 50. Resultados ensayos a flexión ϕ 25

ϕ (mm)	ϕ real (mm)	Sección (mm ²)	LUZ (mm)	F_{max} (kN)	Flecha (mm)	σ_{max} (MPa)
32	32,00	804,25	640	13,439	38,22	668,4
32	32,00	804,25	640	13,589	39,53	675,9
32	32,00	804,25	640	13,820	38,78	687,4
32	32,00	804,25	640	13,472	36,51	670,0
32	32,00	804,25	640	14,329	39,70	712,7
32	32,00	804,25	640	14,275	39,65	710,0
<i>Media</i>	32,00			13,8		687,4
<i>Desv</i>	0,00			0,32		15,96
δ	0,0%			2,3%		2,3%
<i>V. CARACT</i>	32,00			13,17		655,22

 Tabla 51. Resultados ensayos a flexión ϕ 32

Para concluir, se compararon los resultados obtenidos del ensayo de flexión con los de tracción realizado con muestras del mismo lote de fabricación, dando lugar a una dispersión en los resultados del 20% como máximo, que se asumió como válida, utilizando a partir de este momento del trabajo, dicho ensayo de flexión para determinar las tensiones de rotura de las probetas ensayadas, cumpliendo éstas con las características geométricas anteriormente mencionadas.

ϕ (mm)	Ensayo Tracción	Ensayo Flexión	
	Todos	Todos	
	Ten. Max (MPa)	Ten. Max (MPa)	Error (%)
8	676,0	655,8	3,00%
10	684,1	644,4	5,81%
12	738,8	709,0	4,04%
16	816,4	658,7	19,32%
20	784,1	637,6	18,69%
25	752,8	616,4	18,11%
32	736,0	655,2	10,98%

Tabla 52. Ensayo a flexión y a tracción por diámetro

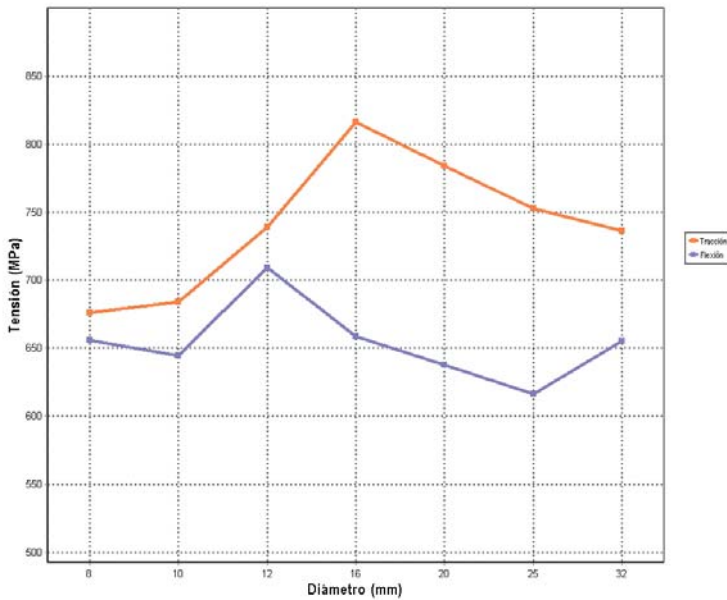


Figura 78. Comparativa de los resultados.

4.2. ENSAYOS A FLEXION

La definición de las probetas a ensayar se determina en función de la experiencia del grupo de investigación, dando lugar a dos vigas de 240x400x3800mm con armaduras de $\phi 16$ mm, cuatro en la parte inferior y dos en la parte superior con cercos de $\phi 12$ cada 25cm.

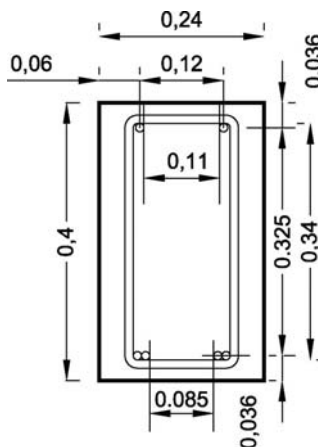


Figura 79. Sección viga (cotas en metros)

El encofrado y hormigonado de las vigas se realizó en el Campus de la UPV, mediante la colaboración de la empresa constructora VIALOBRA S.L.

En la siguiente imagen (figura 76) se puede observar la disposición de las armaduras de las dos vigas:



Figura 80. Detalle de las armaduras de las vigas

Para la realización de los ensayos se colocaron galgas internas para medir la deformación del redondo de GFRP, así como en el exterior de la viga para medir las del hormigón.



Figura 81. Detalle pegado de galgas en la armadura de las vigas



Figura 82. Detalle de las armaduras de las vigas y disposición de las galgas

La disposición de las galgas en las vigas que se han ensayado, es la que se muestra en la figura 83, correspondiendo a la 1 y 2, las situadas sobre los redondos que trabajan a tracción, la 3 y 4 sobre los de compresión, y las galgas 5 y 6 las situadas sobre los cercos, para medir las deformaciones sufridas por el elemento transversal.

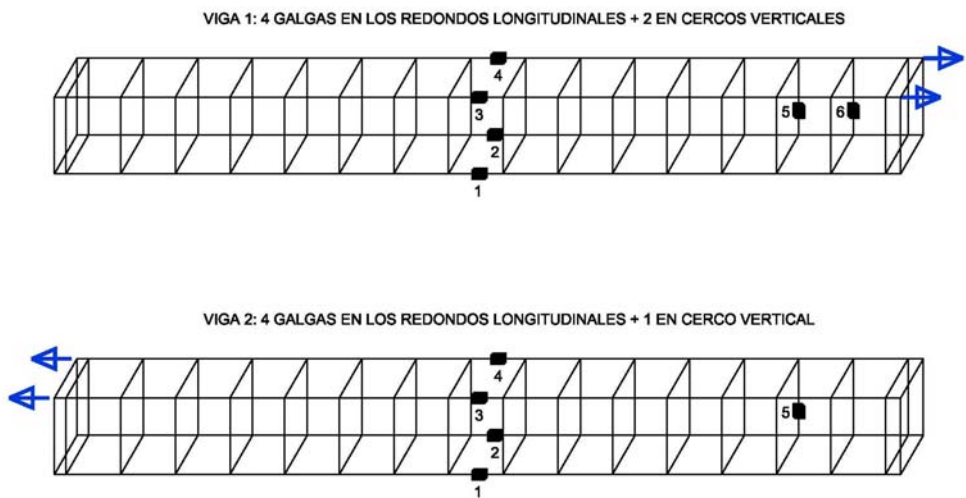


Figura 83. Detalle situación galgas en vigas

La disposición de las galgas extensométricas sobre las caras de las vigas se puede apreciar en la figura 84, en el tramo central de cada una de las vigas, para medir así la deformación sufrida por el hormigón durante el ensayo.



Figura 84. Situación de galgas de medición. a) Viga 1. b) Viga 2.

El esquema de carga del ensayo queda reflejado en la siguiente figura 85, donde la parte central de la viga esta sometida a un esfuerzo de flexión pura. La carga aplicada actúa sobre la viga entrando por dos puntos que están situados a una distancia $a = 1.3\text{m}$ del apoyo, respectivamente, generando esa zona central de flexión pura, donde se quiere ensayar y obtener las deformaciones y fisuras.

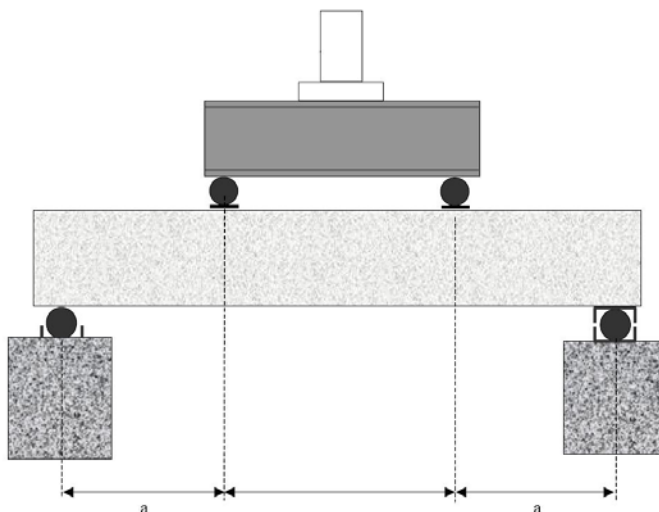


Figura 85. Esquema ensayo a flexión

El ensayo de las vigas se llevó a cabo en el Instituto de la Construcción “Eduardo Torroja” de Madrid (figura 86).



Figura 86. Ensayo a Flexión. Situación real.

4.2.1 Resultados.

De los ensayos a flexión, se han obtenido unos resultados que permiten evaluar la fisuración y la deformación, así como la posición del eje neutro de las vigas a lo largo de todo el ensayo. La historia de carga aplicada a las vigas 1 y 2, se puede apreciar en las figuras 87 y 88, respectivamente.

La viga 1 tuvo 5 escalones de carga, mientras que la viga 2 tan solo experimentó 3 escalones de carga – descarga. Los resultados obtenidos del ensayo a flexión, que fueron registrados por el software de análisis, tanto de la carga aplicada, como las microdeformaciones sufridas por el hormigón y los redondos de fibra, han permitido su análisis y evaluación, dando lugar a unas conclusiones con respecto al planteamiento teórico realizado y expuesto en el capítulo anterior.

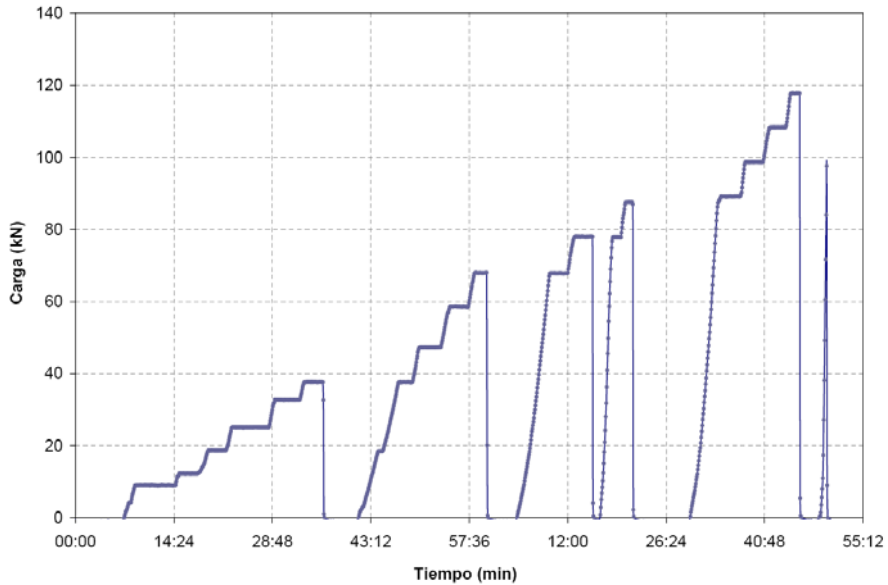


Figura 87. Curva Carga – Tiempo (5 escalones), viga 1

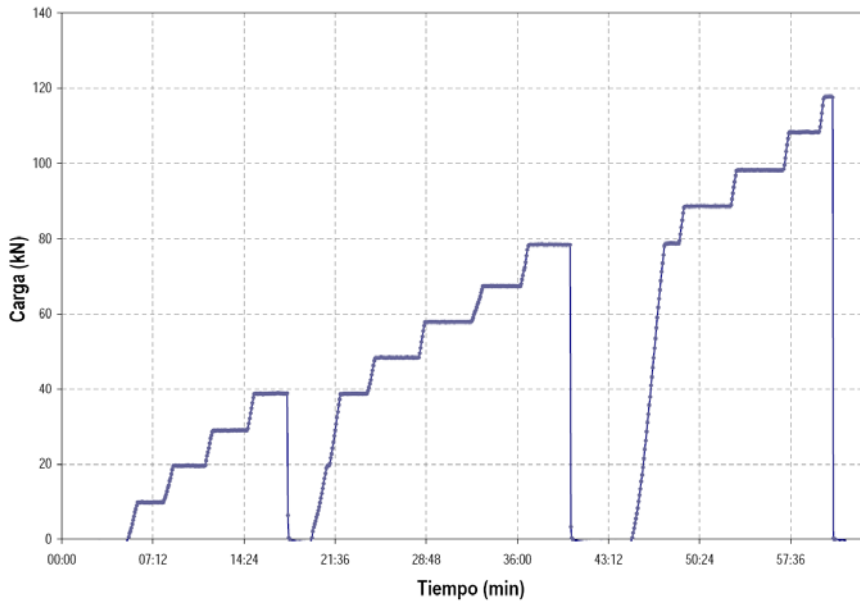


Figura 88. Curva Carga – Tiempo (3 escalones), viga 2

En cuanto a la relación tensión – deformación, se puede observar, tal y como se muestra en las figuras 89 y 90, que conforme se aumentaba la carga, para cada una de las vigas ensayadas, la deformación sufrida evolucionaba acorde a lo esperado, dando una ley lineal.

Para obtener esta evolución de la deformación, se han tomado los valores dados por la galga extensométrica de la armadura a tracción, galga 1 y 2 (figura 83) y la correspondiente al hormigón, galga C5 –viga 1; galga C6 – viga 2 (figura 84).

Según dicha disposición, y tomando como referencia la altura de la sección de la viga, la galga de medición de la deformación sufrida por los redondos de fibra estaba a 50mm de la base inferior, mientras que la del hormigón se encontraba a 350mm de dicha base. Así mismo, las galgas 3 y 4 situadas en los redondos dispuestos como armadura de compresión de la viga, estaban situados alrededor de los 350mm, ya que tras efectuar el ensayo se pudo comprobar que el recubrimiento existente era de 50mm.

El intento de obtener las deformaciones sufridas por la armadura a compresión existente en la viga, se vio truncado al situarse la misma sobre el mismo eje neutro de la sección, siendo por tanto nulas las medidas tomadas por el sistema de adquisición de datos, no pudiendo por tanto comprobar si la armadura trabajaba.

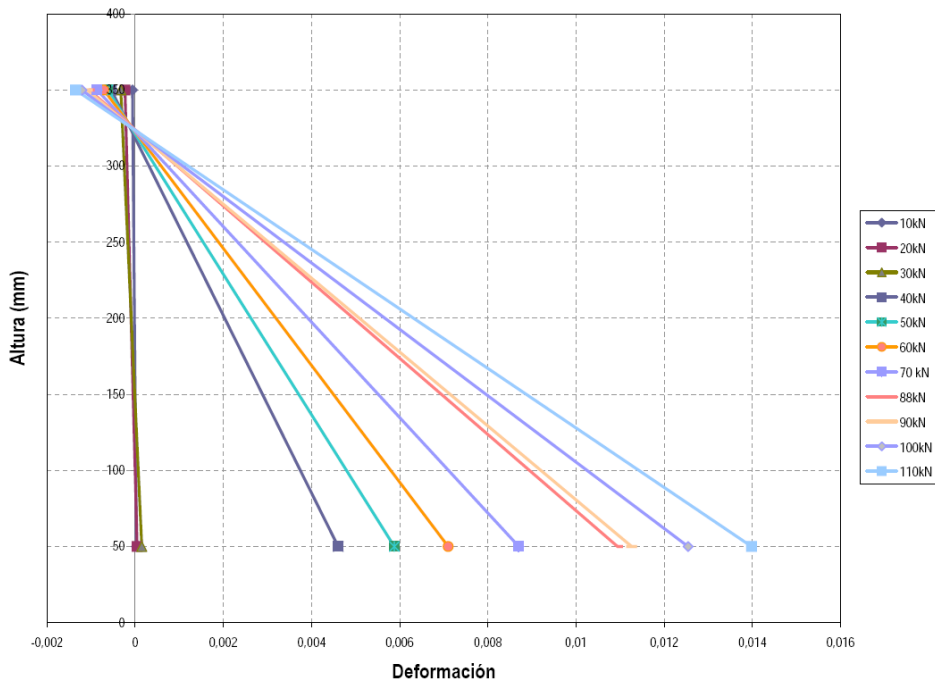


Figura 89. Evolución de la deformación en el ensayo de la viga 1

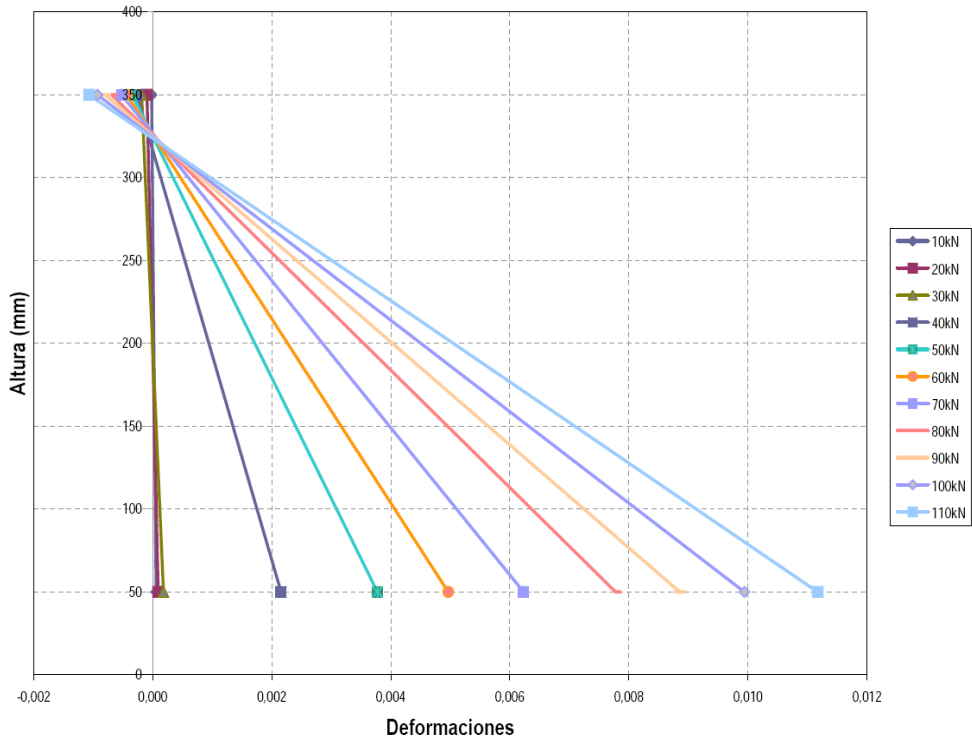


Figura 90. Evolución de la deformación en el ensayo de la viga 2.

4.2.1.1 Fisuración.

Los resultados experimentales se han comparado con los teóricos, obtenidos según las diferentes normativas consultadas, según la filosofía de diseño anteriormente citada, dando un análisis válido de los mismo, tal y como se esperaba.

Teniendo en cuenta que en la experimentación se realizan escalones de carga, y que no existen datos para todas las situaciones de carga generadas, se ha trabajado y analizado los resultados con la envolvente, que es lo que se muestra en las tablas y figuras siguientes.

Los datos experimentales fueron tomando in situ a medida que iba realizando el ensayo, así como posteriormente mediante el “mapa de fisuras” generado en las vigas.

Viga nº 1

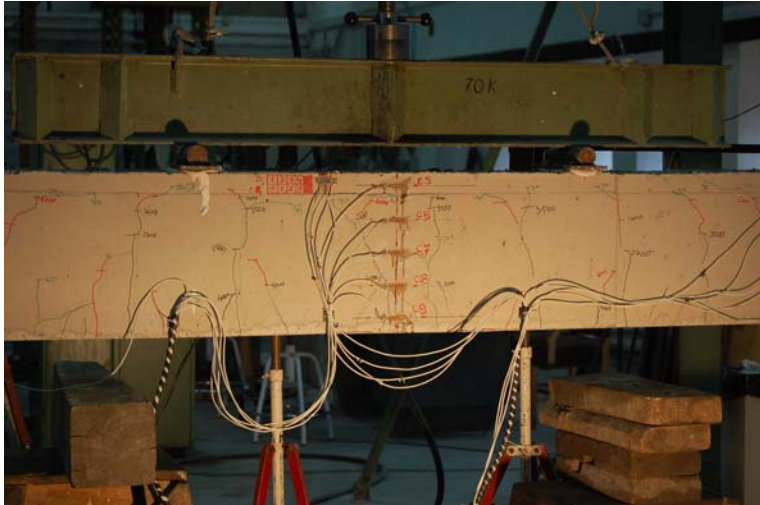


Figura 91. Esquema de fisuras. Viga 1

<i>Escalón de carga [kN]</i>	<i>Apertura máx. de fisura [mm]</i>
27	0.15
35	0.40
40	0.50
<i>Descarga</i>	
50	0.55
62	
72	0.75
<i>Descarga</i>	
72	0.75
80	1.00
90	1.10(flexión) y 1.30 (cortante)
100	
110	
120	
<i>Descarga</i>	0.70 (fisura residual)

Tabla 53. Valores fisuras experimentales Viga 1

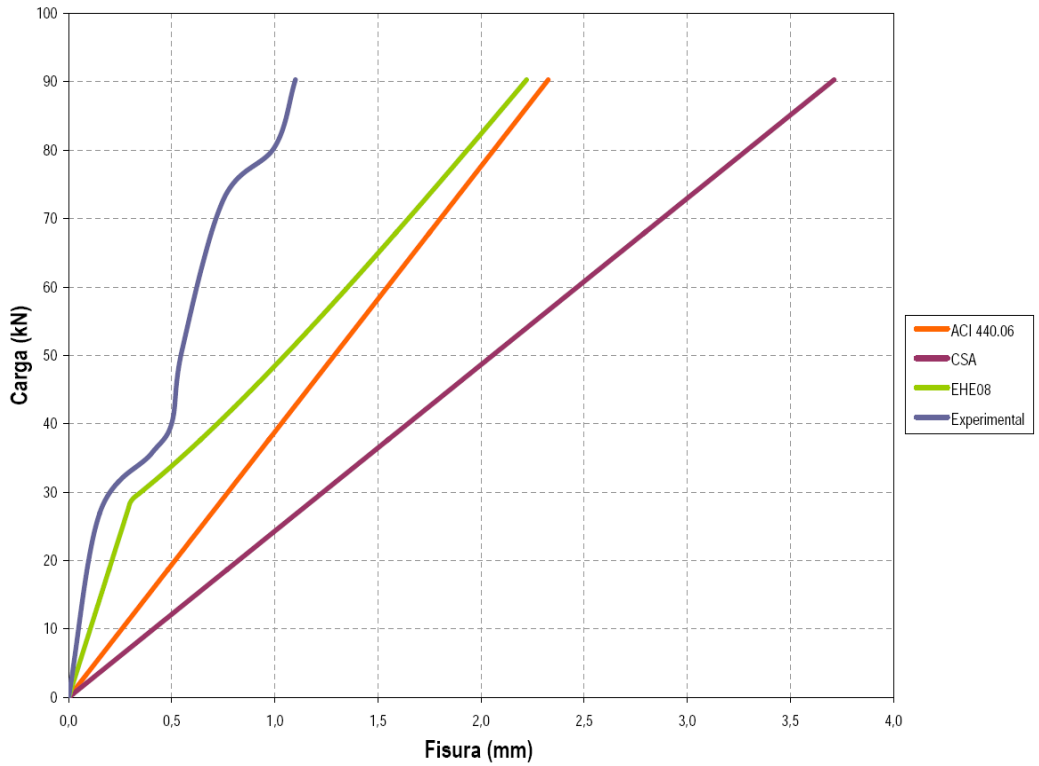


Figura 92. Envoltorio fisuración experimental y teóricas, Viga 1

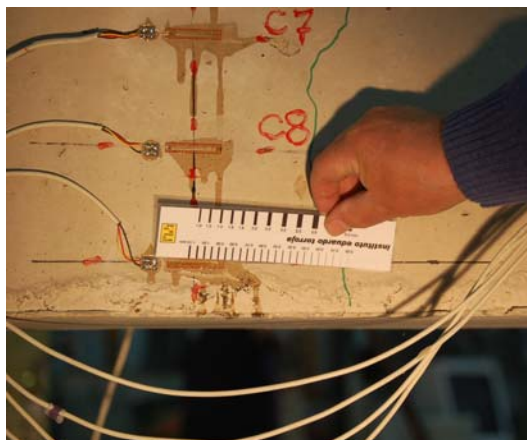


Figura 93. Toma de datos. Medición in situ de las fisuras.

Viga nº 2

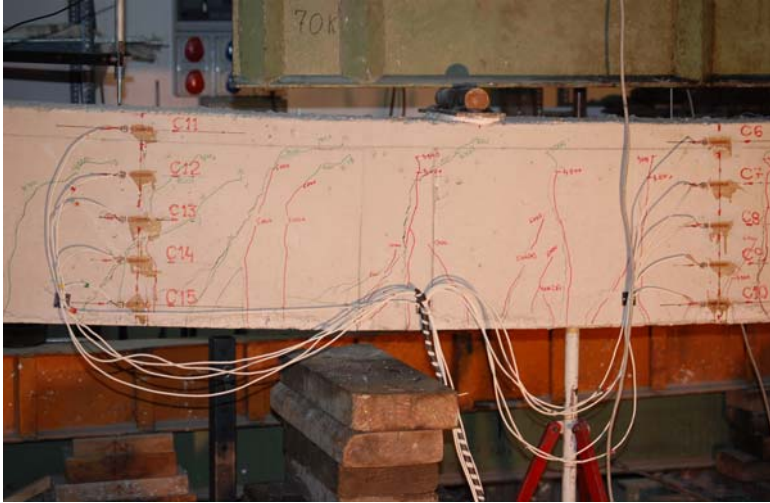


Figura 94. Esquema de fisuras. Viga 2

<i>Escalón de carga [kN]</i>	<i>Apertura máx. de fisura [mm]</i>
20	0.05
30	0.25
40	0.75
<i>Descarga</i>	
50	0.55
60	
70	0.75
80	
<i>Descarga</i>	
90	0.75
100	1.00
110	1.10(<i>flexión</i>) y 1.30(<i>cortante</i>)

Tabla 54. Valores fisuras experimentales Viga 2

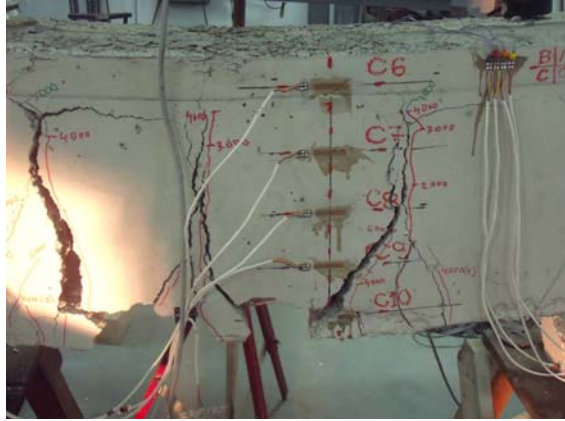


Figura 95. Fisuras y rotura de la viga

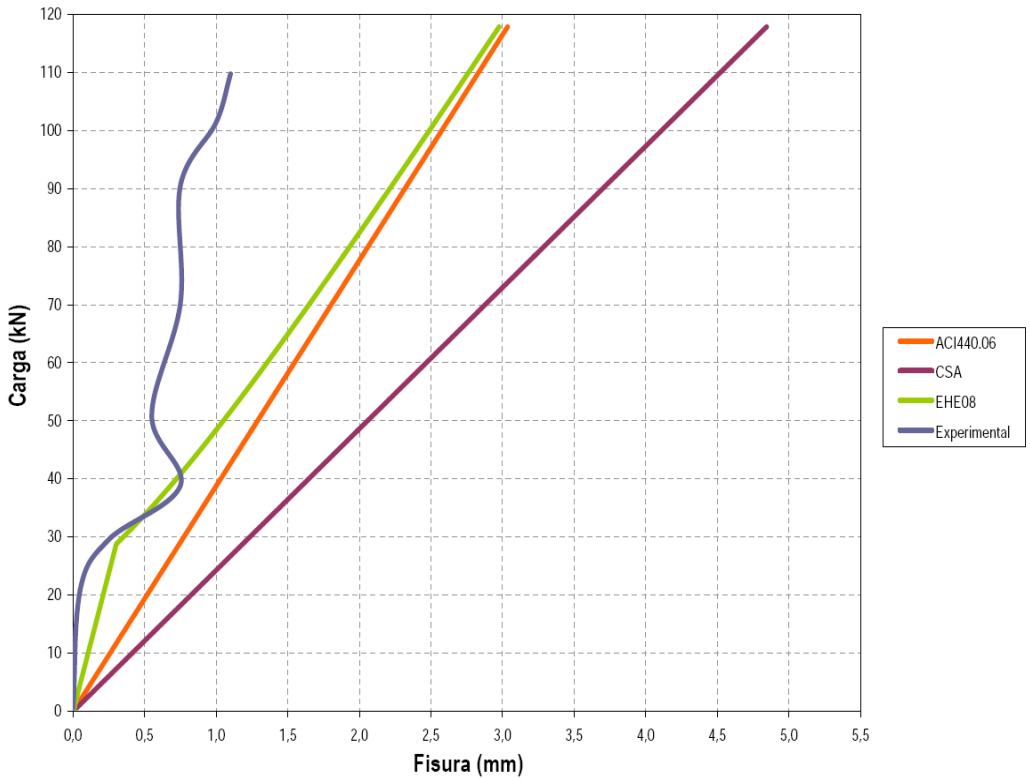


Figura 96. Envolvente fisuración experimental y teórica Viga 2

Las fisuras obtenidas experimentalmente fueron menores que las obtenidas teóricamente según las diferentes normativas utilizadas según el planteamiento teórico inicial.

4.2.1.2 *Deformaciones.*

Un análisis de los resultados experimentales obtenidos en los ensayos realizados, se pueden observar en las figuras y tablas siguientes. En las deformaciones, al igual que en la fisura, se ha trabajado con la envolvente dada por el estado de carga aplicado. Como se observa, comparando con los resultados teóricos obtenidos según las expresiones anteriores, la diferencia existente entre unos y otros es de micras, salvo en el punto de rotura, pudiéndose dar por tanto como válido el diseño realizado.

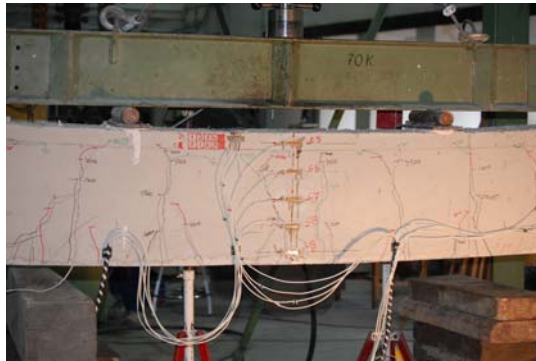


Figura 97. Flexión viga

Aunque existe una disparidad de opiniones, pasando a ser un objeto de estudio futuro, tras los ensayos realizados, se cree y así se asume, que los escalones que se observan en las figuras 98 y 99, corresponden a la deformación sufrida por el apoyo de neopreno que existe, figura 97, al volver al estado de carga anterior con una velocidad muy rápida, no sufriendo fluencia el redondo RTHp.



Figura 98. Apoyo de neopreno

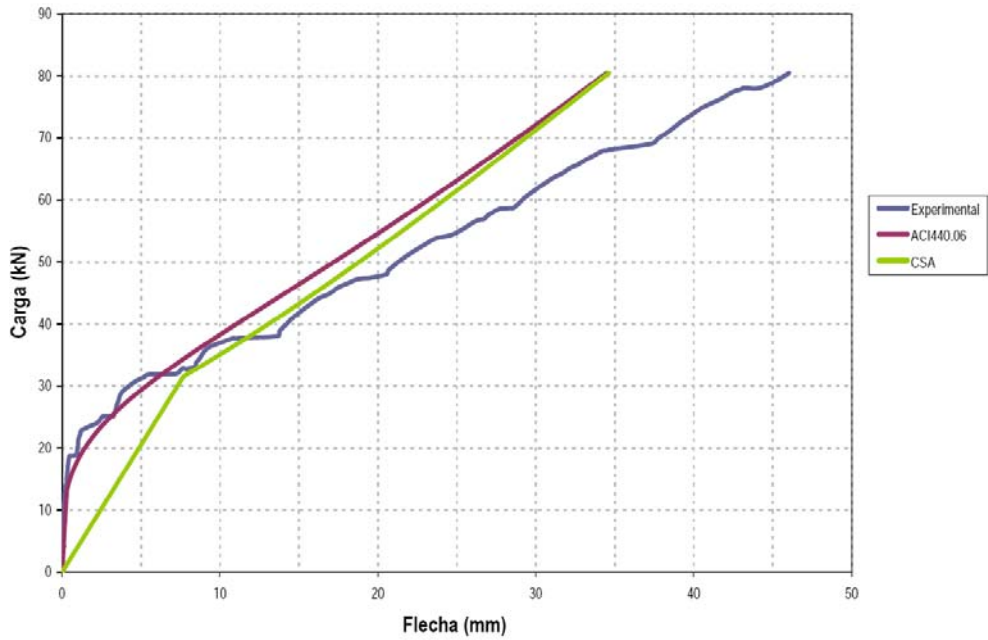
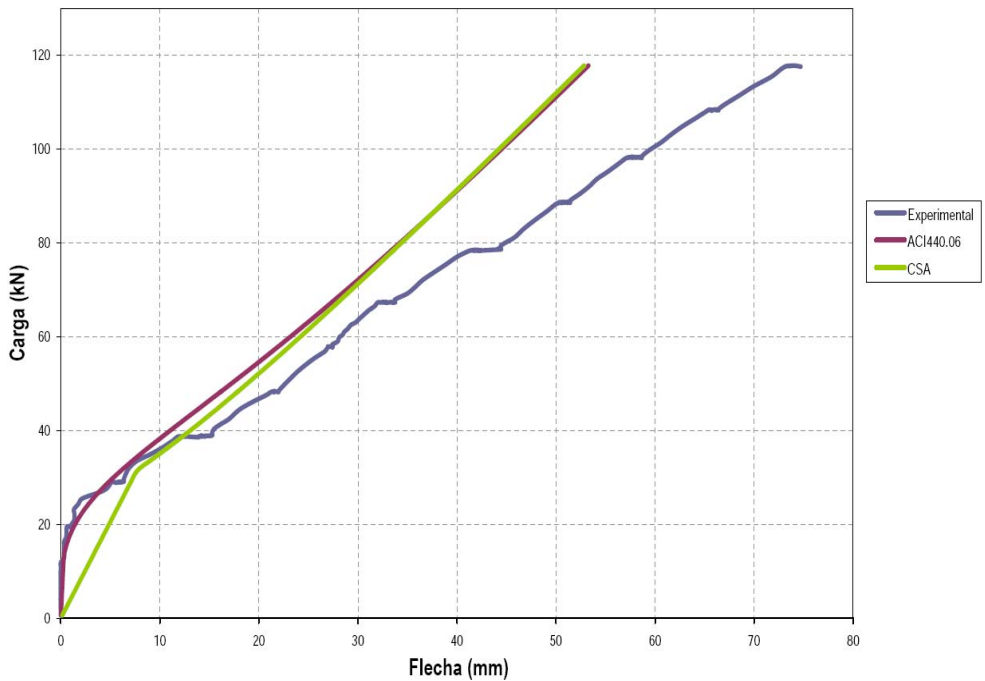


Figura 99. Curvas Carga – Flecha Viga 1, experimental y teóricas



Curvas Carga – Flecha Viga 2, experimental y teóricas

4.3. ENSAYOS DE COMPRESION

Para comprobar la resistencia a compresión de las barras de GFRP trabajando como armado interno del hormigón, se ha diseñado y construido un pilar de hormigón armado con un refuerzo interno longitudinal de $4\phi 20$, con unas dimensiones de $350 \times 400 \times 3800$ mm y con cercos de $\phi 12$ cada 25 cm.

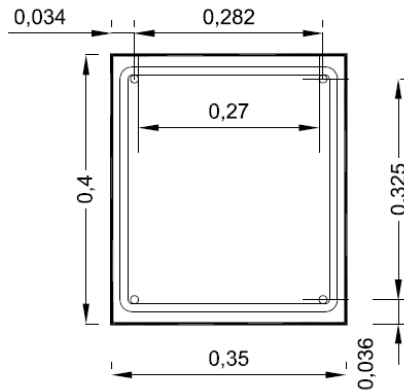


Figura 100. Sección pilar (cotas en metros)



Figura 101. Armadura del pilar

Las galgas en el pilar se han situado tal y como se detalla en la figura 102, con la intención de registrar las deformaciones sufridas por los redondos de GFRP trabajando a compresión, existiendo 3 galgas para la toma de datos de la zona más comprimida del pilar y 3 galgas en la zona menos comprimida, dando lugar a un estado tensional de compresión compuesta. La aplicación de la carga

se ha llevado a cabo utilizando una placa de acero para su reparto, existiendo una excentricidad de 15 cm en el punto de aplicación de la misma con respecto al eje longitudinal del elemento (figura 103).

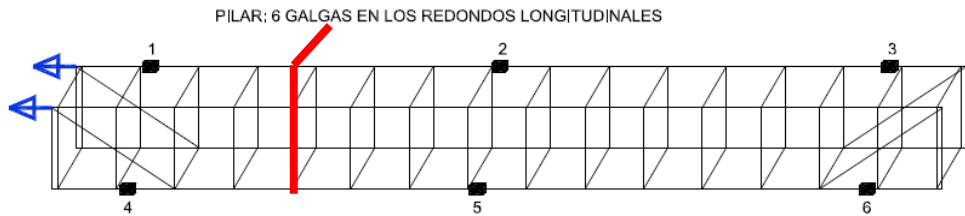


Figura 102. Disposición de las galgas en el pilar



Figura 103. Excentricidad aplicación carga en el pilar

A la hora de poder realizar la prueba, debido a las dimensiones de la maquina de ensayo que existe en el Instituto Eduardo Torroja, se tuvo que cortar 1m, quedando su longitud final en 280 cm, (plano de corte, figura 102), eliminando del ensayo las galgas 1 y 4, quedando por tanto tan solo las lecturas de las galgas que se sitúan a una distancia de 75 cm (2 y 5) y a 250 cm de la cabeza de pilar (3 y 6), en cada una de las zonas comprimidas de la sección a dicha altura, que corresponden a los canales de lectura C_2 y C_3 a 75 cm, C_0 y C_1 a 250 cm de la cabeza del pilar, respectivamente.

Los pilares se reforzaron exteriormente en cabeza (figura104) para evitar el pandeo local y el fallo del elemento en dichas secciones, a la hora de aplicar la carga. Además hubo que realizar un recatado con yeso de las cabezas para obtener una planicidad en las mismas, para poder situar la placa de acero con la que se realiza el reparto de la carga.



Figura 104. Ensayo pilar

De la misma forma que en la viga, también se han situado galgas extensométricas en las cuatro caras del pilar, para la obtención de las deformaciones sufridas por el hormigón. Estas galgas se han colocado en el punto medio de la longitud del pilar, estando por tanto a una altura de 140 cm de la cabeza del mismo.



Figura 105. Disposición de las galgas las caras de hormigón del pilar

Para la determinación de las tensiones y deformaciones en el pilar sometido a compresión compuesta, se ha introducido el concepto de sección homogénea, determinando la posición del eje de gravedad de dicha sección, definido por sus distancias respectivas, así como su momento de inercia.

La tensión en una fibra cuya distancia al eje de gravedad es y vale:

$$\sigma = \frac{N}{A_h} + \frac{N \cdot e_o}{I_e} \cdot y \quad (71)$$

Obteniéndose de esta forma, las tensiones en las fibras más y menos comprimidas tanto de los redondos de fibra como en el hormigón, en función del comportamiento que presenta cada uno de estos materiales.

4.3.1 Resultados.

En la evaluación de los resultados, se ha supuesto en todo momento comportamiento elástico lineal para los redondos de fibra de vidrio y distribución parábola-rectángulo para el hormigón. La figura 106 presenta dos estados de cómo evoluciona la ruptura en el pilar al aplicar la carga.

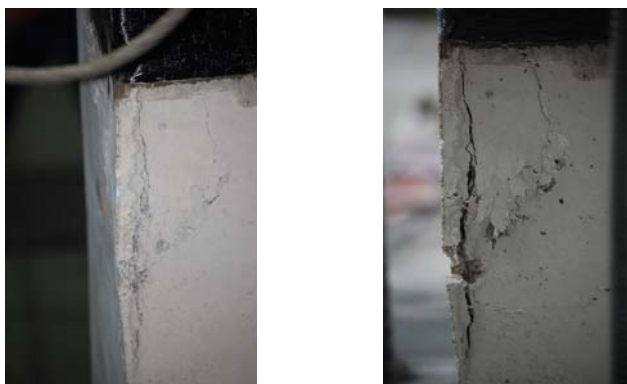


Figura 106. Rotura pilar

En las figuras siguientes, se comparan los resultados, teóricos y experimentales, que se obtienen en los redondos RTHp a las diferentes alturas a las que se encuentran situadas las galgas, 75 cm y 250 cm de la cabeza del pilar, así como para el hormigón.

La deformación sufrida por los redondos RTHp se representa en las figuras 107 y 108, respectivamente, a las diferentes alturas a las que se situaron las galgas extensométricas, dando el valor teórico frente al experimental, en función de la carga aplicada a lo largo de todo el ensayo hasta la rotura del pilar, para el redondo más y menos comprimido.

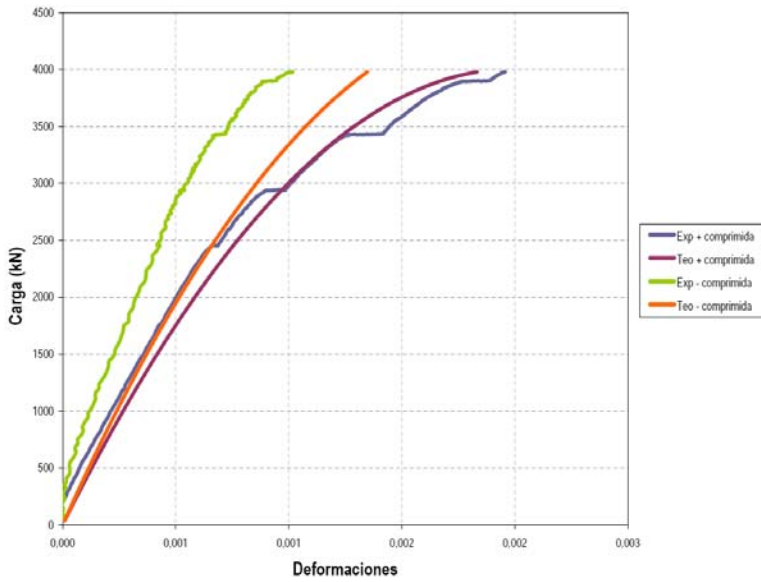


Figura 107. Deformaciones fibra a 75 cm de cabeza de pilar

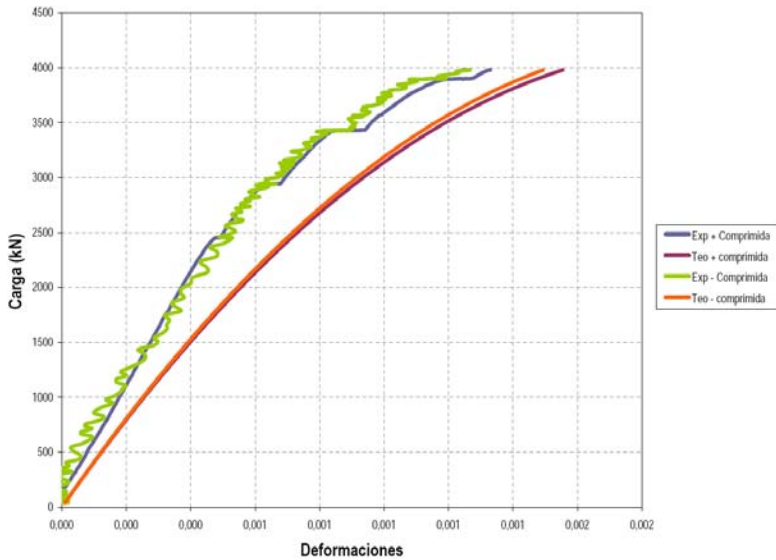


Figura 108. Deformaciones fibra a 250 cm de cabeza de pilar

Las tensiones teóricas y experimentales, calculadas en función de la carga aplicada, se muestran en las figuras 109 y 110, tanto para el redondo más y menos comprimido existente en el ensayo de compresión compuesta.

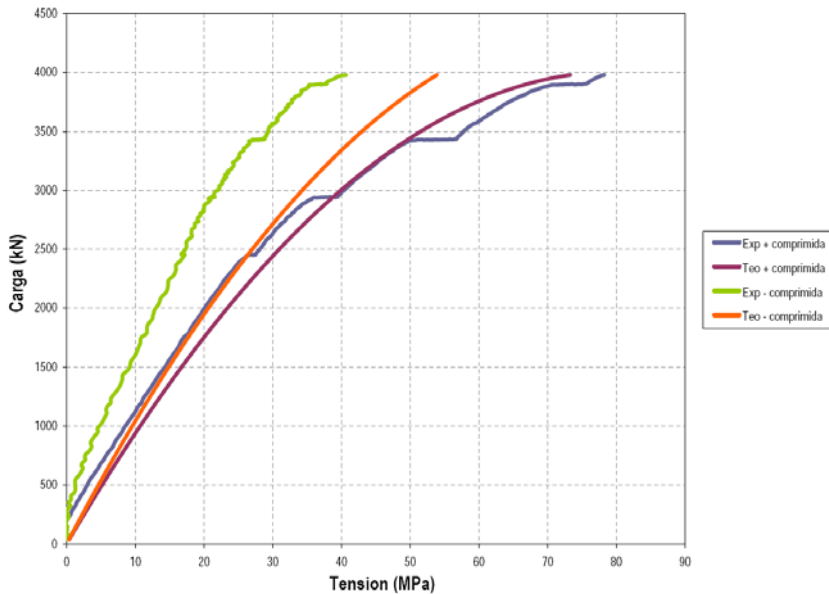


Figura 109. Tensiones fibra a 75 cm de cabeza de pilar

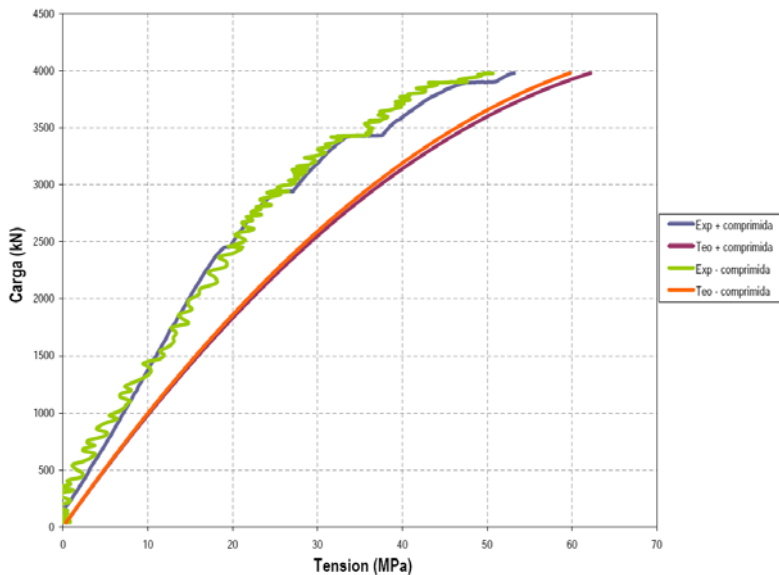


Figura 110. Tensiones fibra a 250 cm de cabeza de pilar

De la misma forma, las figuras 111 y 112, representan los resultados obtenidos por las galgas extensométricas situadas en las caras del pilar, midiendo las deformaciones sufridas por el hormigón, y obteniendo las tensiones soportadas por el mismo en función de la carga aplicada.

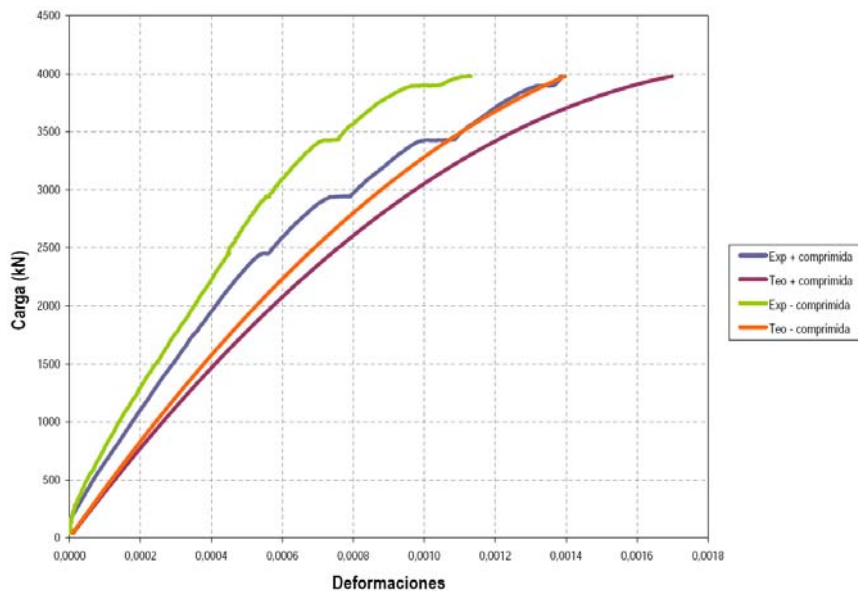


Figura 111. Deformaciones hormigón a 140 cm de cabeza de pilar

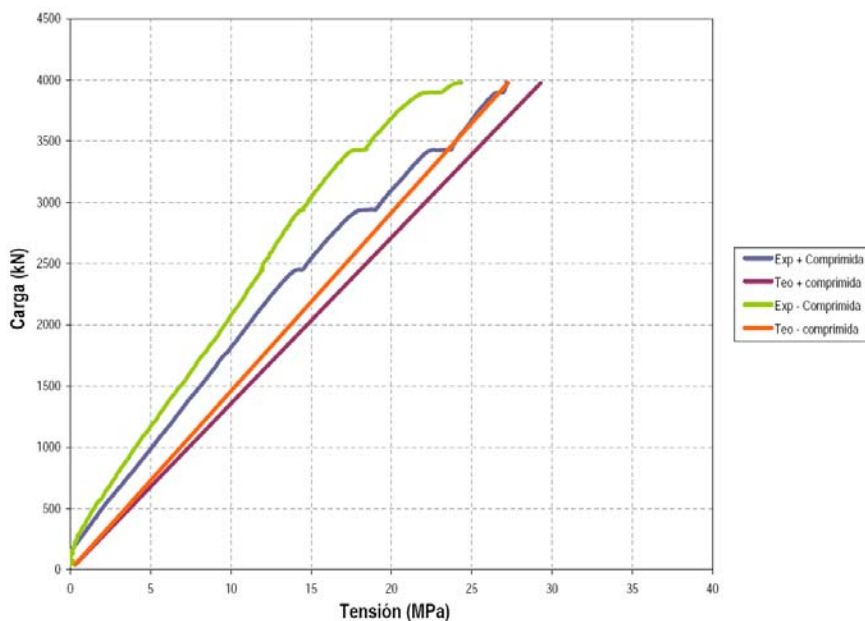


Figura 112. Tensiones hormigón a 140 cm de cabeza de pilar

En la figura 113 se presentan las deformaciones, medidas por cada una de las galgas extensométricas dispuestas en el pilar, de los redondos de fibra RTHp a sus respectivas alturas: C₀ y C₁ a 250 cm, C₂ y C₃ a 75 cm de la cabeza del pilar.

Las deformaciones dadas por las galgas situadas a 75 cm (canales C₂ y C₃) difieren entre sí, siendo mayores las correspondientes a la zona más comprimida y por tanto, la de mayor deformación, registrada por el canal C₃. Las deformaciones registradas por los canales C₀ y C₁, correspondientes al punto que se encuentra a 250cm de distancia del punto de aplicación de la carga, no presentan diferencias entre sí, siendo similares, no dándose dicha diferencia entre el más y menos comprimido.

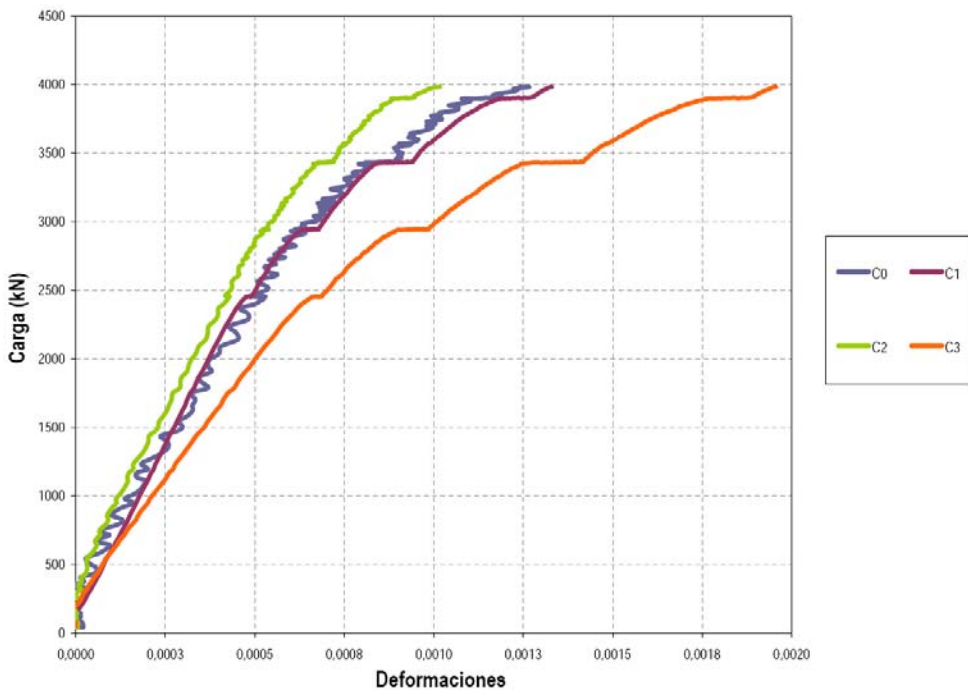


Figura 113. Deformaciones de los redondos RTHp a diferente altura

De la misma manera, en la figura 114 se muestran las deformaciones registradas por las galgas situadas en las cuatro caras del pilar, en la superficie de hormigón, obteniendo valores correctos según la disposición de las galgas con respecto a la compresión sufrida por el pilar, dando lugar a la zona de mayor compresión registrada por los canales C₅ y C₆, y la de menor compresión por los canales C₄ y C₇.

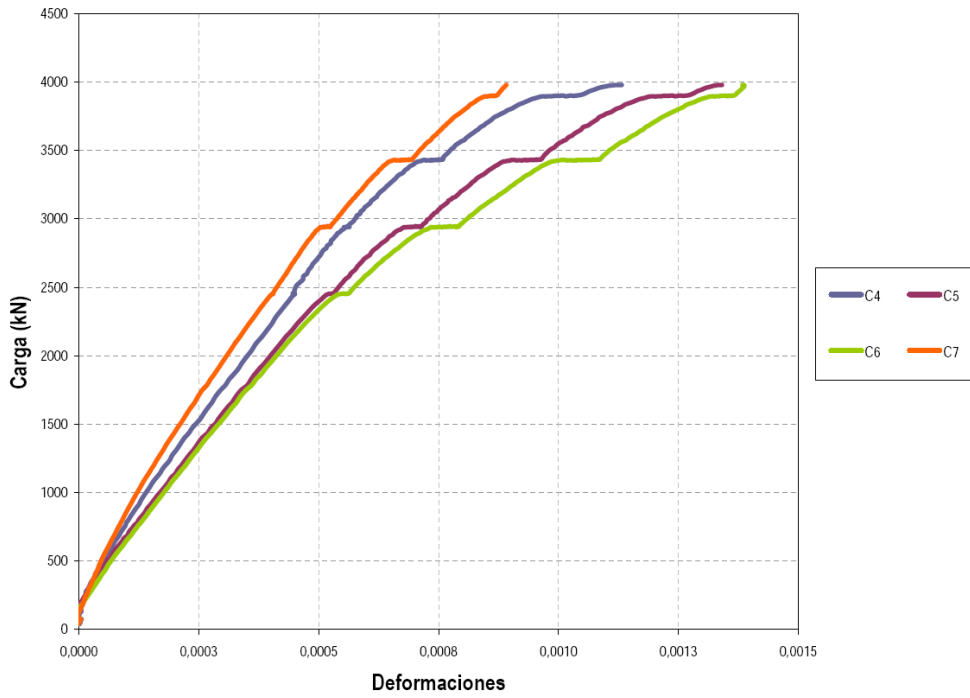


Figura 114. Deformaciones del hormigón en las 4 caras del pilar

5 “RTHp ARMADO”

Con los resultados experimentales y las directrices de diseño establecidas, se ha planteado un procedimiento para el dimensionado de secciones rectangulares de hormigón armado con redondos GFRP de RTHp, implementándose en un software con el fin de facilitar a futuros usuarios y/o proyectistas de estructuras el empleo de los mismos, tanto en el diseño como en la comprobación de secciones.

Este capítulo presenta los diálogos y variables de entrada necesarios en cada uno de ellos, para poder llevar a cabo el análisis estructural deseado en cada tipo de sección considerada.

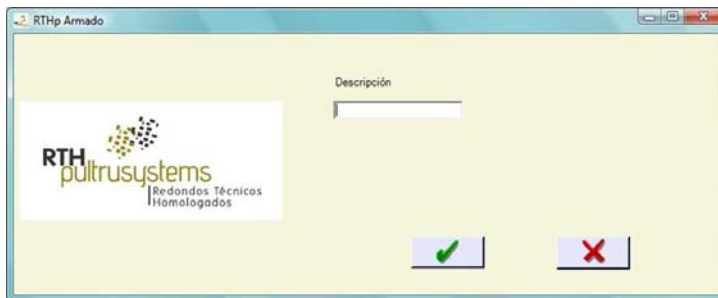


Figura 115. "RTHp Armado"

5.1. DESCRIPCIÓN.

"RTHp Armado" es un programa que permite tanto el dimensionamiento como la comprobación de secciones de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio RTHp.

Las normas consideradas en este programa son:

- EHE-08.
- ACI 440.1R-06
- CSA S806-02 y CSA S6

Adaptándolas a los resultados experimentales realizados tanto en los laboratorios del Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras, de la UPV, como en el Instituto

Eduardo Torroja. El programa está dividido en diversas tareas que funcionan de modo independiente o relacionándose entre ellas.

5.1.1 Cálculo de Secciones.

El programa permite el cálculo de cuatro elementos: VIGA, PILAR, LOSA y MURO. Para cada uno de ellos, se han determinado diferentes módulos de análisis, ya sea respecto de los Estados Límites Últimos (ELU) o de Servicio (ELS), los cuales se listan a continuación:

Viga: Comprobación de ELU de secciones sometidas a solicitaciones normales (N,M)

Calculo y dimensionado según ELU de secciones rectangulares a:

- Flexión simple
- Flexión compuesta
- Compresión compuesta
- Cortante

Calculo y dimensionado según ELS de secciones rectangulares a:

- Fisuración
- Deformaciones

Pilar: Comprobación de ELU de secciones sometidas a solicitaciones normales (N,M)

Calculo y dimensionado según ELU de secciones rectangulares a:

- Flexión simple
- Flexión compuesta
- Flexión esviada
- Compresión simple
- Compresión compuesta

- Cortante

Losa: Cálculo y dimensionado según ELU de secciones rectangulares a:

- Flexión simple

Muro: Cálculo y dimensionado según ELU de secciones rectangulares a:

- Flexión simple

5.1.2 Instalación y Configuración.

Requisitos Mínimos: Sistema operativo Windows XP o superior.

Instalación: Se copia directamente en el directorio.

Configuración impresoras: "RTHp Armado" utiliza la impresora seleccionada previamente por defecto en el sistema operativo, con las características propias predefinidas por el usuario. Para evitar recortes en la hoja de resultados se recomienda utilizar la orientación del papel apaisado.

Separador decimal: El separador decimal utilizado en el programa es el separador decimal utilizado por defecto en el sistema operativo.

5.2. UTILIZACIÓN DEL PROGRAMA

El programa "RTHp Armado" permite realizar el dimensionado y/o la comprobación de secciones. En el menú principal del programa activamos una u otra opción en función de las necesidades.

Dimensionado: una vez seleccionado la opción de Dimensionado, se pueden realizar los siguientes pasos:

- Sección. Elección del tipo de elemento de estudio (Viga, Pilar, Losa y Muro).
- Materiales. Elección de los parámetros de los materiales (Hormigón y RTHp redondos).

- E.L.U. Elección del tipo de estudio a realizar, sobre el elemento seleccionado previamente y los materiales.
- E.L.S. Elección del tipo de estudio a realizar (deformaciones y fisuración), sobre el elemento seleccionado previamente y los materiales.

Comprobación: una vez seleccionado la opción de Comprobación, se pueden realizar los siguientes pasos:

- Materiales. Elección de los parámetros de los materiales (Hormigón y RTHp redondos).
- Sección. Elección del tipo de elemento y del análisis de los E.LU. de vigas y pilares para la realización de las distintas comprobaciones.

Una vez descritos los pasos más importantes del programa, se pasa a la descripción detallada de cada uno de ellos.

5.2.1 Sección.

Desde esta opción se definen los parámetros de los elementos de estudio: Viga, Pilar, Losa y Muro.

En la pantalla Viga (figura 116), se definen los parámetros de la sección: Ancho (b) en cm, Canto (h) en cm y Recubrimiento en cm.

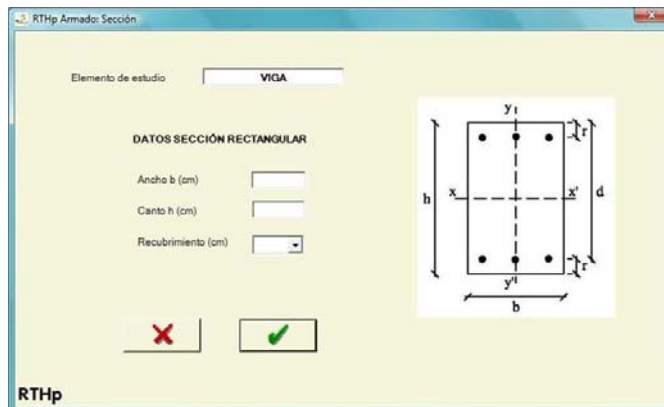


Figura 116. Dialogo Sección Viga

En la pantalla del Pilar, figura 117, se definen los parámetros de la sección: Ancho (b) en cm, Canto (h) en cm y Recubrimiento en cm, sabiendo que los estudios a realizar de este tipo de elemento estructural están sujetos por la limitación de la longitud del elemento, $L/b < 15$.

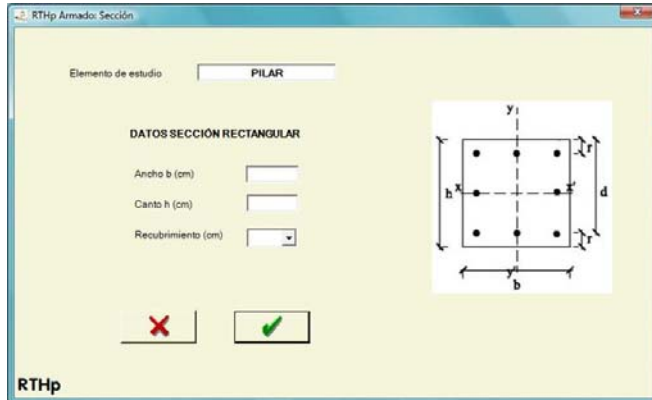


Figura 117. Dialogo Sección Pilar

En la pantalla de Losa se definen los siguientes parámetros de la sección: Ancho (b) en cm, que siempre adopta el valor de 100cm; Canto (h) en cm y Recubrimiento en cm (figura 118).

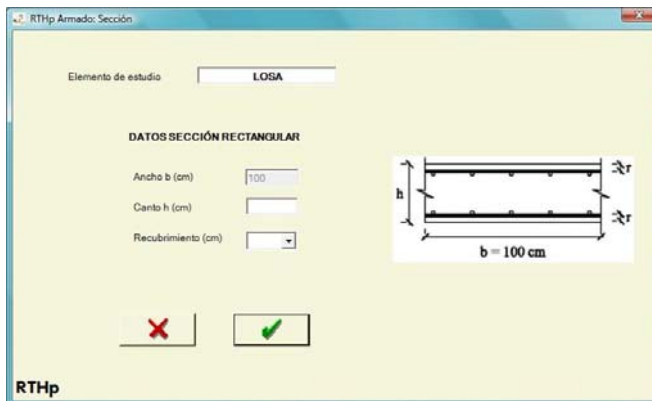


Figura 118. Dialogo Sección Losa

En la pantalla de Muro se definen los parámetros de la sección: Ancho (b) en cm, que siempre es 100cm; Espesor e (cm), Altura H (cm), Recubrimiento (cm) y Tipo de Muro, visto por ambas caras o visto por una cara (figura 119).

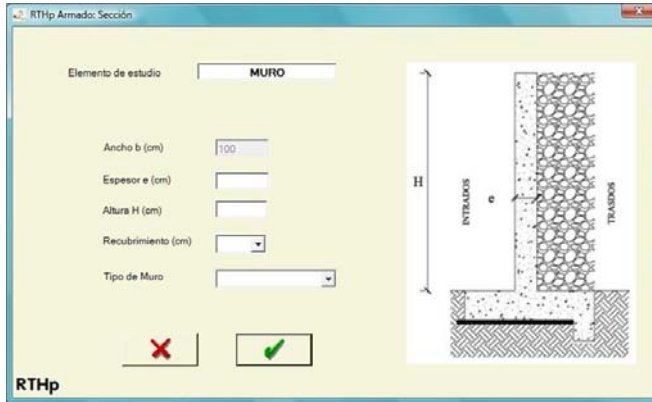


Figura 119. Dialogo Sección Muro

5.2.2 Materiales.

Se definen los parámetros característicos de los materiales:

Resistencia característica del hormigón: H20, H25, H30 y H35

Coefficiente de seguridad del hormigón: 1, 1.3 y 1.5

Coefficiente de seguridad del GFRP: 0.4, 0.5, 0.6, 0.65, 0.7, 0.75, 0.8

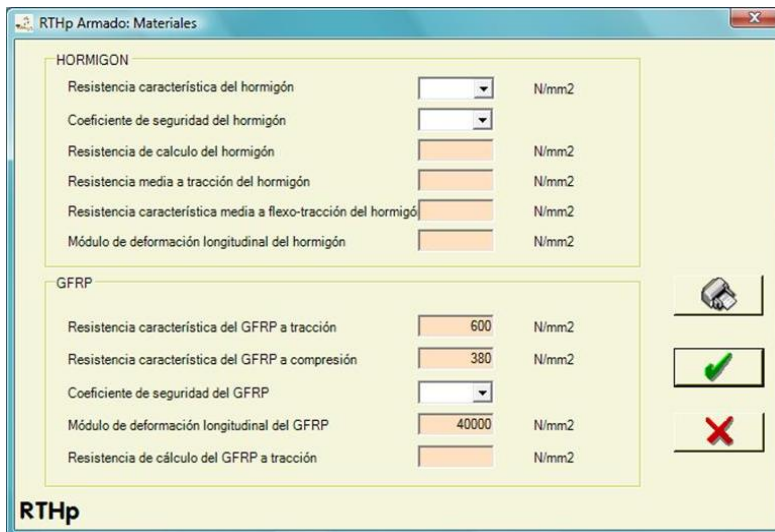


Figura 120. Dialogo Materiales

5.2.3 Dimensionado según Estados Límites Últimos.

Desde esta opción se definen, en función del tipo de elemento, los análisis estructurales de cada tipo de sección, figura 121.

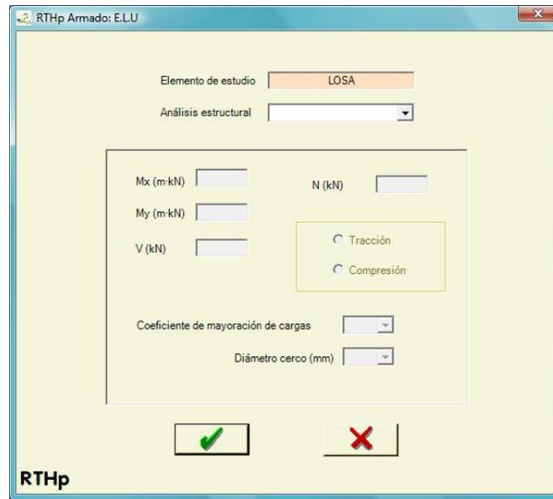


Figura 121. Dialogo Estados Límites Últimos

Viga: Para cada caso de análisis que a continuación se enumeran, se introducen los esfuerzos requeridos (axil, flector y cortante) en kN y m-kN, el coeficiente de ponderación de cargas y el diámetro del cerco.

- Flexión Simple
- Flexión compuesta
- Compresión compuesta
- Cortadura a flexión simple
- Cortadura a flexión compuesta
- Cortadura a compresión compuesta

Pilar. Para cada caso de análisis posible para un pilar, se introducen los esfuerzos requeridos (axil, flector y cortante) en kN y m-kN, el coeficiente de ponderación de cargas y el diámetro del cerco.

- Flexión compuesta

- Flexión esviada
- Compresión simple
- Cortadura a compresión compuesta

Momento Flector de Cálculo (m-kN)

Momento Límite (m-kN)

Caso de Dimensionado

As2 (cm²)

Díámetro (mm)	12	16	20	25	32
nº e	4	3	2	2	2
As2 Total (cm ²)	4.52	6.03	6.28	9.82	16.08
Separación (cm)	5,1	7,6	16	15	13,6

As1 (cm²)

Díámetro (mm)	12	16	20	25	32
nº e	13	8	5	3	2
As1 Total (cm ²)	14,7	16,08	15,71	14,73	16,08
Separación (cm)	No caben	No caben	2,5	6,2	13,6

RTHp

Figura 122. Dialogo Resultados Armado a Flexión Simple

Losa. Para cada caso de análisis, se introducen los esfuerzos requeridos en kN y m-kN, el coeficiente de ponderación de cargas y el diámetro del cerco.

- Flexión simple
- Cortadura a flexión simple

Muro. Para el caso de análisis de flexión simple, se introducen los esfuerzos requeridos (flector) en m-kN, el coeficiente de ponderación de cargas y el diámetro del cerco.

5.2.4 Dimensionado según Estados Límites de Servicio.

Desde esta opción se define para la viga, el estudio de la fisuración y deformaciones. En este diálogo, se introduce el coeficiente de mayoración de cargas para ELU para que internamente el programa calcule la armadura necesaria a flexión simple bajo el estado de solicitaciones dado. De forma que, calculada la armadura existente, se comprueben los estados de servicio (figura 123).

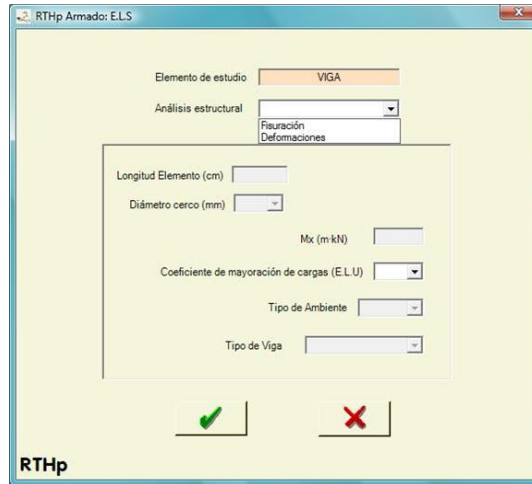


Figura 123. Dialogo Estados Límites de Servicio

Fisuración. Para este estudio se introducen el flector en m·kN, el coeficiente de ponderación de cargas y el diámetro del cerco y el tipo de ambiente (exterior o interior). La figura 123 muestra la pantalla de resultados una vez calculada la fisuración en una viga.

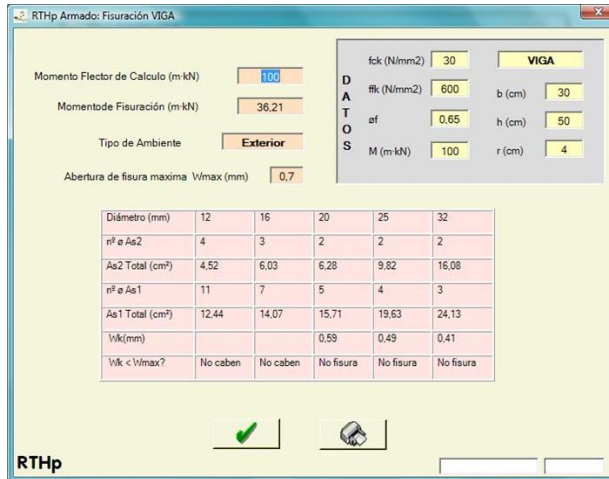


Figura 124. Dialogo Resultados Fisuración viga

Deformaciones. Para este estudio se introducen el flector en m·kN, el coeficiente de ponderación de cargas y el diámetro del cerco, longitud del elemento y el tipo de viga (biapoyada, biempotrada, empotrada-apoyada y ménsula). La figura 124 muestra la pantalla de resultados una vez calculada la deformación en un viga.

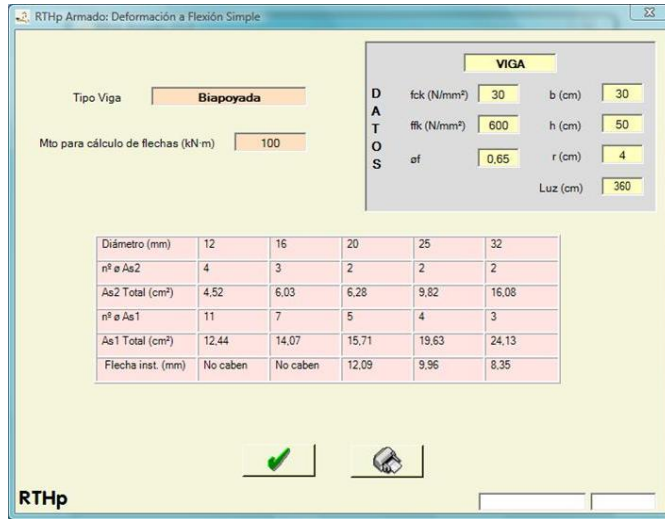


Figura 125. Dialogo Resultados Deformación viga

5.2.5 Comprobación de Secciones.

Para la comprobación de secciones se definen todos los parámetros en una misma pantalla, salvo los materiales, que se realiza de la misma forma que en el dimensionado. Los pasos a seguir son:

1. Introducción de los datos de la sección (ancho, canto y recubrimiento, todos en cm).
2. Definición del tipo de análisis estructural, el cual varía según el elemento estructural estudiado, con la introducción de los valores de las solicitaciones existentes, conjuntamente con el coeficiente de seguridad de cargas y el diámetro del cerco.

Si elemento a estudiar es una **viga**, los análisis estructurales definidos son flexión simple, flexión compuesta y compresión compuesta, debiendo introducir los valores del axil y flector, según corresponda.

Si elemento a estudiar es un **pilar**, los análisis estructurales definidos son flexión compuesta, flexión esviada y compresión compuesta, debiendo introducir los valores del axil y flector, según corresponda.

Finalmente, si elemento a estudiar es una **losa**, los análisis estructurales definidos son flexión simple y flexión compuesta, debiendo introducir los valores del axil y flector, según corresponda

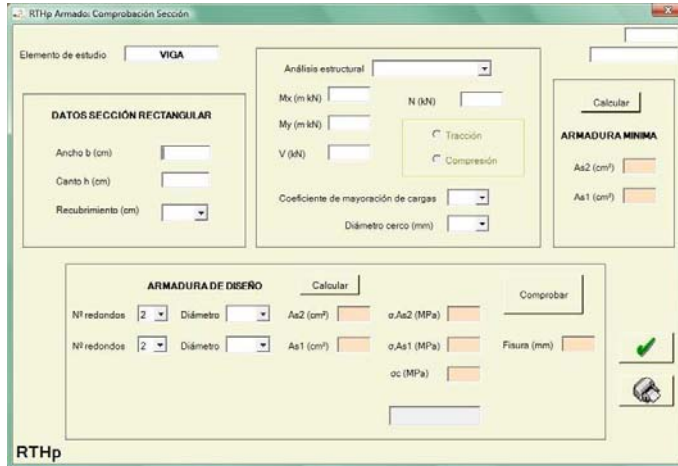


Figura 126. Dialogo Comprobación sección viga

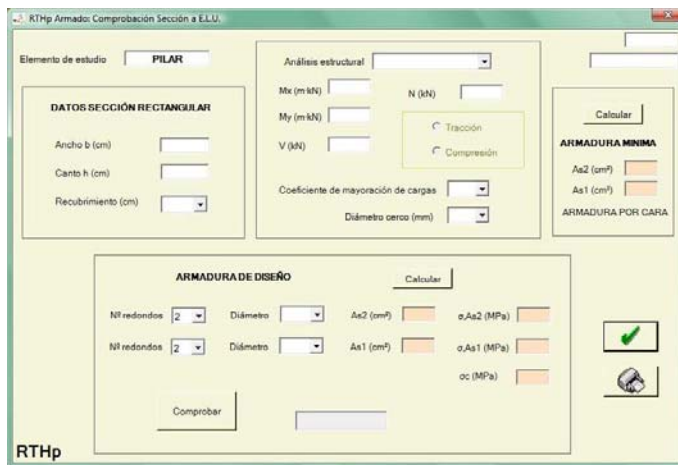


Figura 127. Dialogo Comprobación sección Pilar

3. Cálculo, según los datos introducidos en los pasos 1 y 2, de la cantidad de armadura mínima
4. Selección y cálculo de las áreas de las armaduras, según el diámetro y de la cantidad de redondos RTHp dispuestos (12, 16, 20, 25 y 32).
5. Comprobación de la sección. Se comprueba inicialmente, si la armadura introducida es mayor a la mínima necesaria y si cumple con las especificaciones del análisis

estructural pedido, obteniendo el valor de las tensiones de trabajo del hormigón y de las armaduras. Además, en el caso de la viga y la losa, también se calcula el ancho de la fisura que se genera con la armadura de diseño dispuesta.

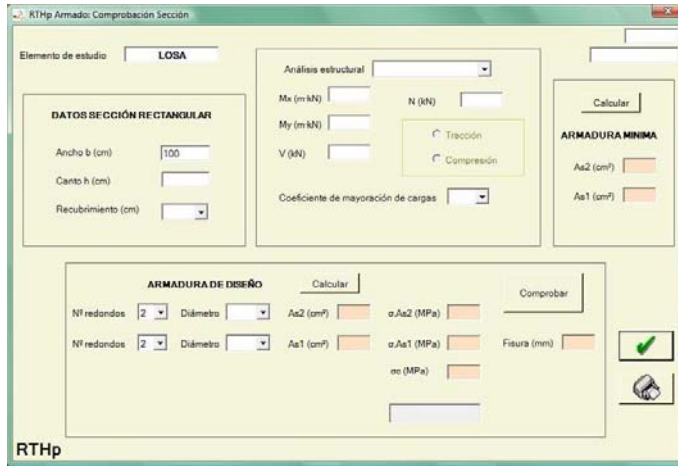


Figura 128. Dialogo Comprobación sección Losa

6 RESISTENCIA AL FUEGO

En caso de incendio en un edificio, la naturaleza de los elementos y materiales que integran su construcción y su contenido influyen decisivamente en el inicio, desarrollo y propagación del fuego, y pueden determinar el tiempo disponible para la evacuación de sus ocupantes y el alcance de los daños materiales.

Una vez que comienza el incendio, las medidas de protección pasiva ralentizan y contienen el fuego en el recinto de origen, lo que permite la acción combinada de medios de protección activa y la intervención de brigadas de emergencia.

Entre las medidas de protección pasiva se pueden diferenciar las derivadas de:

- Los materiales de construcción, que son los componentes de un edificio e integrados permanentemente en él y que no tienen ni función estructural ni compartimentadora (aislamientos térmicos, revestimiento de paredes y techos, etc.). Su comportamiento en caso de incendio se estudia desde el punto de vista de reacción al fuego, es decir, de su potencial contribución al fuego en caso de incendio.
- Los elementos de construcción, que son los componentes de un edificio que tienen una función sustentadora o compartimentadora o ambas a la vez (pilares, muros, puertas, etc.). Su comportamiento en caso de incendio se estudia desde el punto de vista de resistencia al fuego.

En efecto, se denomina reacción al fuego de un elemento de construcción a su capacidad para desempeñar su función en caso de incendio, es decir:

- Si es un elemento sustentador, su capacidad para mantener su función portante evitando el colapso del edificio, expresada en minutos.
- Si es un elemento compartimentador, su capacidad para contener el incendio, evitando que se propague a través de sí hacia un recinto adyacente, expresada en minutos.

La resistencia al fuego se evalúa mediante criterios normalizados, estableciendo modelos de fuego recreados en hornos de laboratorio, modelos que a su vez se materializan en curvas de

temperatura-tiempo. De esta manera se consigue un escenario de fuego realista y sobre todo, reproducible de las condiciones de exposición, lo que permite la comparación y elección de un material sobre una base común de aceptación en función de las exigencias técnicas o administrativas vigentes.

6.1. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A FUEGO

La resistencia al fuego de los elementos de construcción se define como el tiempo que un elemento constructivo, ya sea separador, portante o ambos a la vez, cumple unos requisitos de capacidad portante (si es el caso), de integridad y de aislamiento térmico determinados. Es evaluada mediante criterios estandarizados, dado la escasa practicidad de utilizar datos obtenidos de incendios reales. La Norma española UNE-EN 1363-1:2000 establece los requisitos esenciales para los ensayos de resistencia al fuego.

El principio básico consiste en someter al elemento de construcción a un ensayo en horno normalizado, que se calienta siguiendo una curva T-t [temperatura-tiempo] hasta que se produzca el fallo del elemento. Si además dicho elemento debe tener capacidad portante, antes de empezar el ensayo se carga hasta producir en él la misma tensión a la que estaría sometido si estuviera ubicado en la estructura de la que se considera una parte representativa.

De forma general se ha venido considerando que la mayor parte de los incendios en edificios se producen o alimentan por materiales combustibles de tipo celulósico que se encuentran en su interior. Por tanto se ha elegido la curva T-t estándar como aquella establecida sobre esta base.

Para tales fuegos la curva T-t definida por la norma EN 1363-1:2000 es:

$$T(^{\circ}C) = 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) + 20 \quad (72)$$

siendo T la temperatura media del horno en grados Celsius,

t es el tiempo, en min.

Este ensayo es muy severo, ya que la pendiente de la curva es muy pronunciada. Así en los primeros cinco minutos la temperatura en el interior del horno debe ser de 556 °C y a los quince

minutos tras iniciarse el ensayo la temperatura debe alcanzar los 721 °C. Posteriormente disminuye ligeramente el gradiente de subida, hasta alcanzar aproximadamente los 1150 °C a las cuatro horas de ensayo. La curva T-t normalizada se detalla a continuación en la tabla 55 y la figura 128.

<i>Tiempo (min)</i>	<i>Temperatura (°C)</i>	<i>Tiempo (min)</i>	<i>Temperatura (°C)</i>
0	20	90	1006
5	576	120	1049
10	678	150	1082
15	738	180	1110
20	781	210	1133
30	842	240	1153
45	902	300	1186
60	945	360	1214

Tabla 55. Valores curva normalizada de temperatura y tiempo

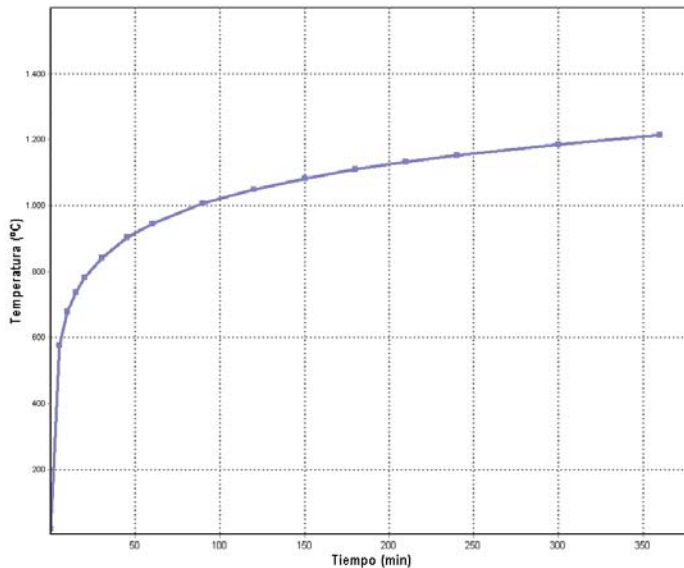


Figura 128. Curva normalizada

De entre todos los comportamientos observables en un elemento de construcción sometido a un fuego normalizado, la práctica ha ido seleccionando aquellos más relevantes para determinar el

nivel de seguridad aportado por dicho elemento. De este modo, la resistencia al fuego de un elemento de construcción se expresa mediante una propiedad física (es decir, de un criterio), junto al que se indica el tiempo que el elemento la conserva frente a la acción del fuego.

De todos los criterios de resistencia al fuego, basados en la pérdida de propiedades físicas del elemento frente a la acción del fuego, la investigación se ha centrado en la *Capacidad Portante*, la cual se define como la capacidad de un elemento de construcción para resistir la exposición al fuego durante un periodo de tiempo sin merma de la estabilidad estructural, para poder expresarla según las categorías definidas en la norma EN 1363-1:2000, las cuales se enumeran en periodos de tiempo, obtenidos de redondear a la baja el tiempo, expresado en minutos, en el que se ha cumplido el criterio. Estos periodos de tiempo están normalizados y son los que siguen: 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180 y 240 minutos.

La estabilidad estructural, al no estar sometidas a carga las muestras ensayadas, se ha evaluado utilizando el método aproximado de cálculo de la resistencia última a flexión de los redondos RTHp utilizados en el armado de las muestras, una vez extraídos del hormigón.

6.2. MODELO TEÓRICO

Tal y como se ha descrito en la introducción, se ha considerado y estudiado una primera versión del modelo teórico realizado en el Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras de la UPV (Rovira, 2009), el cual pretende ser una simulación del comportamiento de los elementos de hormigón armado con GFRP frente al fuego.

El modelo teórico se ha realizado mediante el módulo *Heat Transfer* del programa informático COMSOL v.3.2, el cual proporciona una combinación de las capacidades de transferencia de calor que pueden existir en el modelo, a través de la conducción, convección y radiación, así como la posibilidad de acompañar a otras propiedades físicas.

En el modelo se ha generado el comportamiento a fuego de una sección de hormigón armada tanto con redondos de fibra de vidrio como de acero, obteniendo los resultados que aparecen en la figura 129 y 130, sabiendo que se trata de una modelización de un incendio de un pilar en sus cuatro

caras, sin verse sometido a carga alguna, para poder comparar los resultados con los experimentales.

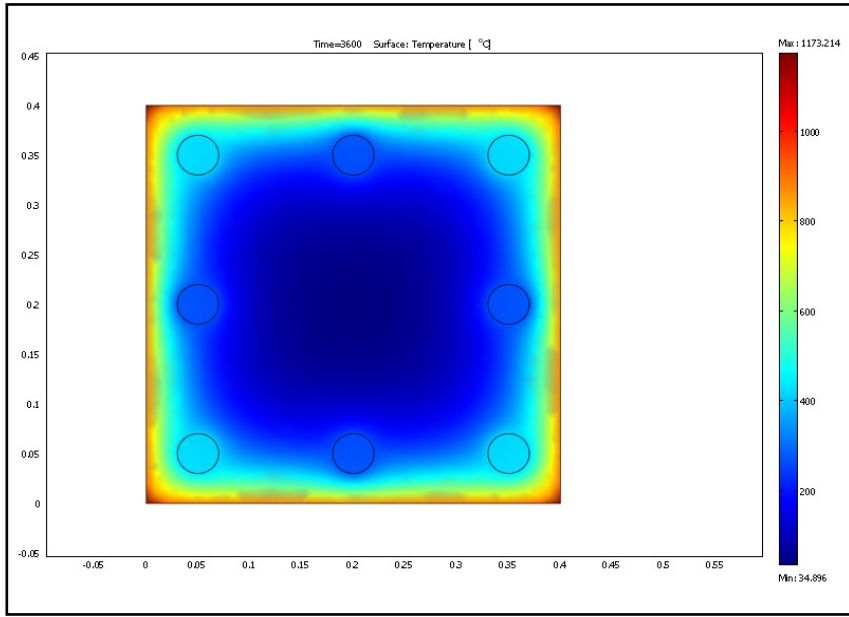


Figura 129. Simulación. Comportamiento a fuego de una sección armada con ACERO

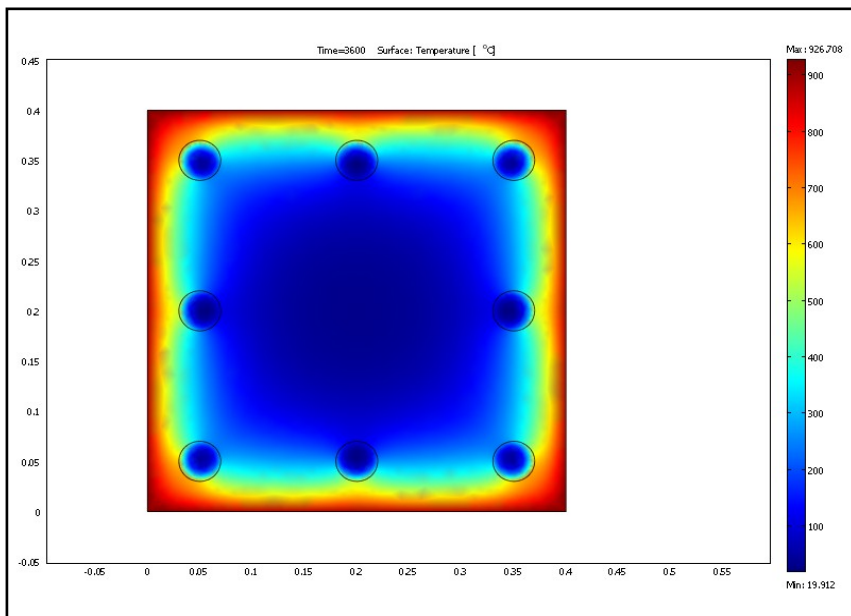


Figura 130. Simulación. Comportamiento a fuego de una sección armada con GFRP

En dicho estudio teórico, para un tiempo de exposición de 60 min, la temperatura máxima alcanzada en la cara de la sección de hormigón armado con acero es de $T_{\text{cara}} = 1.173 \text{ }^\circ\text{C}$, mientras que para las mismas condiciones de exposición, la temperatura máxima alcanzada por la cara de la sección armada con redondos GFRP es de $T_{\text{cara}} = 926 \text{ }^\circ\text{C}$.

De la misma manera, fijándose en los datos teóricos obtenidos, la temperatura alcanzada por la armadura de GFRP es menor que la del acero, con las mismas condiciones de ensayo: tiempo, recubrimiento y sin carga aplicada.

6.3. MODELO EXPERIMENTAL.

Los principios de selección las muestras para ensayos de resistencia a fuego, se basan en dos premisas fundamentales:

- a. reproducir el tamaño real o al menos el mayor posible,
- b. reproducir su condición final de uso.

En la investigación realizada, y conforme determina la UNE-EN 1363-1:2000, se han creado dos tipos de muestras de ensayo, correspondientes a elementos constructivos de una sola cara expuesta (losa) y de varias caras expuestas (pilares), con distintos recubrimientos en ambos casos. Dichas muestras se han fabricado en función de las dimensiones del horno existente, adoptando el mayor tamaño posible para cada una de ellas.

Las dimensiones de la losa han sido de 1825 x 1850 x 200 mm, realizada con hormigón armado con redondos de fibra de vidrio RTHp de $\phi 20$ mm, generando un mallazo dispuesto en cuatro niveles, con el propósito de generar la variación de recubrimiento necesaria para obtener su relación con la temperatura – tiempos alcanzados.

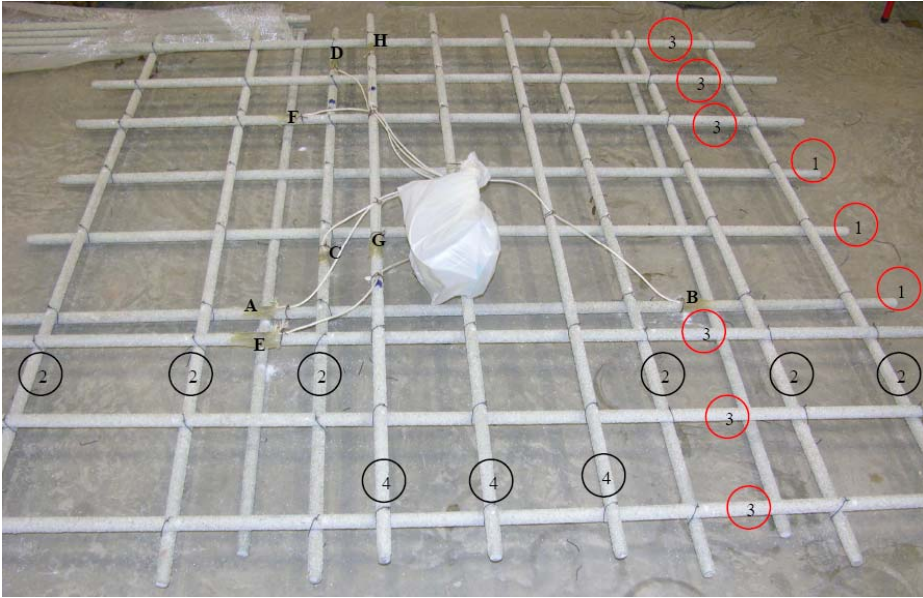


Figura 131. Niveles del armado de la losa.

Para medir dicha temperatura, se han colocado 8 termopares en el interior de los redondos, según la disposición que se observa en las figuras 131 y 132.

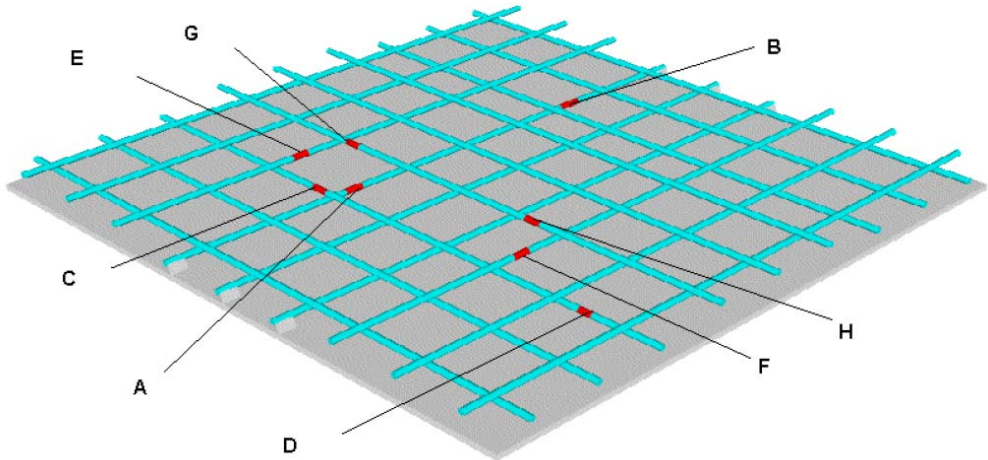


Figura 132. Situación termopares

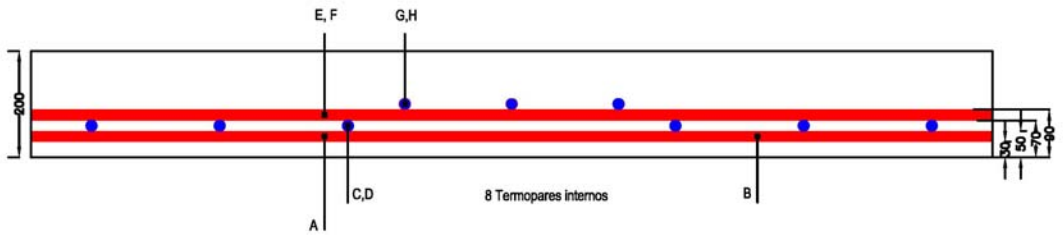


Figura 133. Valores del recubrimiento

El crear el armado de la losa con dicha disposición se ha planteado para obtener unos resultados en función del recubrimiento existente, dando lugar a cuatro niveles de recubrimiento, el cual se mide desde la cara inferior de la losa hasta la cara inferior del redondo, como se puede ver en la figura 133.

La muestra de pilares se compone de cuatro elementos de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio RTHp de $\phi 16$ mm, de 1000mm de altura, de recubrimiento variable, dando lugar a secciones finales diferentes, siendo el armado interior el mismo en todos ellos.



Figura 134. Armado pilares.

Las dimensiones finales e internas de cada uno de ellos se dan en la tabla 56, en la cual se aprecia que la numeración de los pilares no lleva relación alguna con la dimensión de los mismos, función del recubrimiento existente, sino a una disposición dentro del hormo, que no se pudo controlar a la hora de ejecutar el ensayo.

<i>Nº Pilar</i>	<i>Dimensiones exteriores (mm)</i>	<i>Recubrimiento (mm)</i>
1	350 x 350	20
2	450 x 450	80
3	390 x 390	40
4	410 x 410	60

Tabla 56. Características geométricas de los pilares ensayados

Al igual que en la losa, en los pilares también se han colocado termopares internos para obtener los valores de la temperatura alcanzada por cada uno de ellos a lo largo de todo el ensayo (figura 135). Dichos termopares se han situado a dos alturas diferentes de la cabeza del pilar, para obtener registros que muestren la variación de la temperatura con la distancia a la que se encuentra el foco de la carga de fuego.

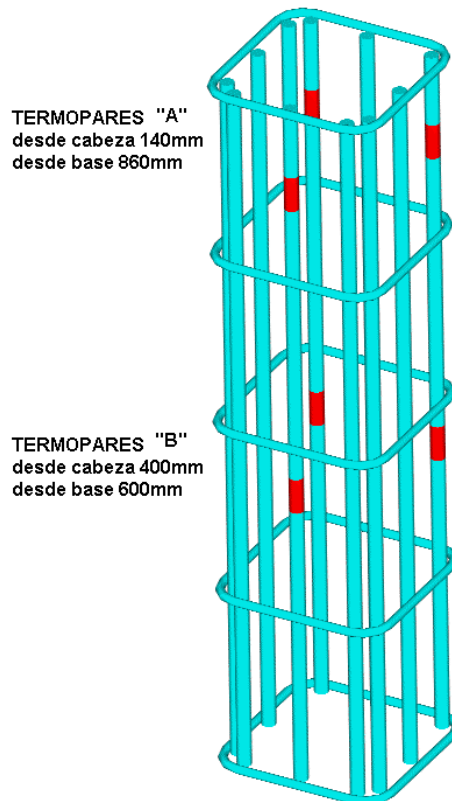


Figura 135. Despiece pilar. Situación termopares.

6.3.1 Equipo para el ensayo.

El ensayo se ha realizado en las instalaciones del Instituto AIDICO, quien cuenta con el equipo suficiente y necesario para llevar a cabo ensayos sobre materiales relacionados con el sector de la Construcción, tanto de materias primas como de producto acabado, de acuerdo con la normativa vigente, tanto española como internacional.

En concreto, la instrumentación empleada, capaz de someter a los elementos de construcción a las condiciones de temperatura que establece la norma y medirlas durante el ensayo, ha sido un horno de dimensiones nominales 1500 x 1500 x 1500 mm, un equipo de medición de la temperatura del horno mediante termopares de placa, un sensor en T más transmisor diferencial para la presión del horno, y para medir la temperatura interna de la muestra cable para termopar tipo K, par paralelo de hilo sólido 2x0.8mm aislado individualmente y en conjunto con fibra cerámica.



Figura 136. Ensayo a fuego. Horno y muestras situadas en el mismo

Dicho laboratorio está acreditado desde junio de 2006 por la Entidad Nacional de Acreditación (ENAC), que otorgó, a los laboratorios de Resistencia al Fuego, Elementos de Seguridad y Calibración de AIDICO, las acreditaciones en ensayos de Resistencia al Fuego de elementos de construcción (133/LE1215).

El montaje de las muestras se puede observar en las figuras 137 y 138, así como su ubicación sobre y dentro del horno, en las figuras 139 y 140, respectivamente.



Figura 137. Montaje de la losa sobre el horno



Figura 138. Montaje de los pilares en el horno

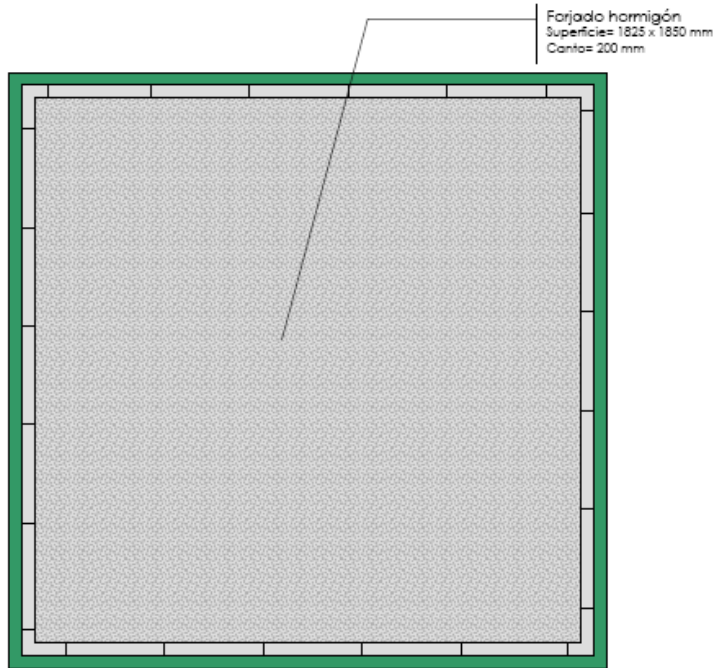


Figura 139. Disposición losa

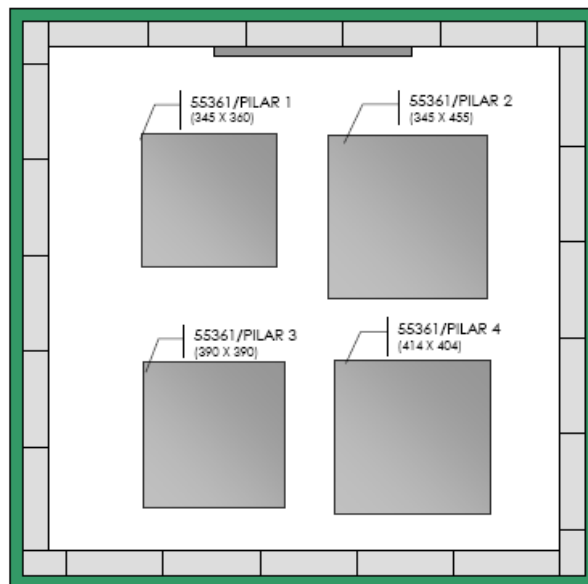


Figura 140. Disposición pilares

La situación de los termopares en la losa y en los pilares mostrada en las figuras anteriores, tiene la siguiente correspondencia con la codificación de los termopares utilizada por AIDICO, así como las situadas en las caras de hormigón, tal y como se indica en las tablas 57 y 58.

Ademas, existen 4 termopares que registran la temperatura del horno.

<i>IDENTIFICACIÓN</i>	<i>Posición</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
<i>PILAR 1</i>	140 mm (A)	33	34	35
	600 mm (B)	38	39	40
	Hormigón (H)	49	50	51
<i>PILAR 2</i>	140 mm (A)	54	55	56
	600 mm (B)	65	66	67
	Hormigón (H)	70	71	72
<i>PILAR 3</i>	140 mm (A)	81	82	83
	600 mm (B)	86	87	88
	Hormigón (H)	97	98	99
<i>PILAR 4</i>	140 mm (A)	102	103	104
	600 mm (B)	113	114	115
	Hormigón (H)	118	119	120

Tabla 57. Identificación de termopares de los pilares

<i>IDENTIFICACIÓN</i>	<i>Posición</i>	<i>CANAL</i>
<i>NIVEL INFERIOR</i>	550 mm (A)	17
<i>ARMADO</i>	1360 mm (B)	18
<i>2º NIVEL</i>	1060 mm (C)	20
<i>ARMADO</i>	230 mm (D)	21
<i>3er NIVEL</i>	550 mm (E)	23
<i>ARMADO</i>	520 mm (F)	24
<i>4º NIVEL</i>	1600 mm (G)	26
<i>ARMADO</i>	740 mm (H)	27

Tabla 58. Identificación de termopares de la Losa

6.3.2 Procedimiento del ensayo.

El comienzo del ensayo se produce cuando cualquiera de los termopares del interior del horno registra una temperatura superior a los 50 °C. Se mide el tiempo de duración del ensayo a partir de ese momento, y todos los demás sistemas, tanto automáticos como manuales para la medida y observación, comienzan o entran en funcionamiento en ese momento.

La presión en el interior del horno y las temperaturas de los termopares se han captado y registrado a intervalos no superiores a 1 minuto durante todo el periodo de exposición al fuego.

El ensayo se ha considerado finalizado cuando transcurrieron 95 minutos de exposición, al considerarlo tiempo suficiente para determinar la relación temperatura-tiempo-recubrimiento

6.3.3 Resultados del ensayo.

Con el sistema de adquisición de datos, se ha registrado el tiempo y la temperatura alcanzada en los termopares situados en las distintas muestras, así como la temperatura alcanzada por el horno, estableciendo un registro automático de datos con los que obtener las curvas temperatura-tiempo para cada muestra.

Los resultados que se han obtenido, y que han permitido analizar el comportamiento de los redondos RTHp tras el ensayo de resistencia a fuego, tanto del horno, como de la losa así como de los cuatro pilares fueron los siguientes.

Hay que hacer notar que tras la realización del ensayo, se ha encontrado que las caras expuestas al fuego, tanto en la losa (figura 141) como en los pilares (figura 142), han padecido “spalling”, es decir, pequeñas o grandes partes de las caras expuestas han desaparecido, sufriendo un desprendimiento de las mismas, perdiendo el recubrimiento existente de las armaduras, recibiendo éstas directamente el calentamiento, produciendo una rápida pérdida de su capacidad de carga, aunque sin llegar a perder su capacidad portante.

Este fenómeno, como recoge en la documentación consultada (Anderberg, 1997), se debe a tres fenómenos principalmente: presión de vapor, tensiones térmicas o transformación estructural del agregado. En la mayoría de los casos, la presión de vapor es el mecanismo más importante de

causar el “spalling”, sobretodo cuando el desprendimiento es extenso y se produce de forma explosiva. El tercer mecanismo está limitado a elementos de un solo agregado grueso. Pero ninguna de ellas se ha analizado que tuvo lugar, sino que la realización del ensayo de fuego a las muestras antes de que éstas cumplieran con los 28 días de fraguado, ya que se ha llevado a cabo a los 21 por cuestiones de tiempo y disponibilidad, se ha deducido como la causa principal de la aparición de “spalling” en las muestras.



Figura 141. “Spalling” de la losa



Figura 142. “Spalling” en los pilares

HORNO:

Calculando la media de los 4 termopares que han registrado la temperatura alcanzada por el horno, se ha comparado con la curva normalizada, advirtiendo que el horno ha presentado una diferencia alrededor de los 300° entre la temperatura teórica y la experimental, a lo largo de todo el ensayo (figura 143).

Esta diferencia, analizando el ensayo, las muestras, el equipo utilizado y los datos obtenidos, lleva a concluir que existía un exceso de carga dentro del horno de ensayo, de forma que éste no pudo alcanzar en ningún momento la temperatura teórica.

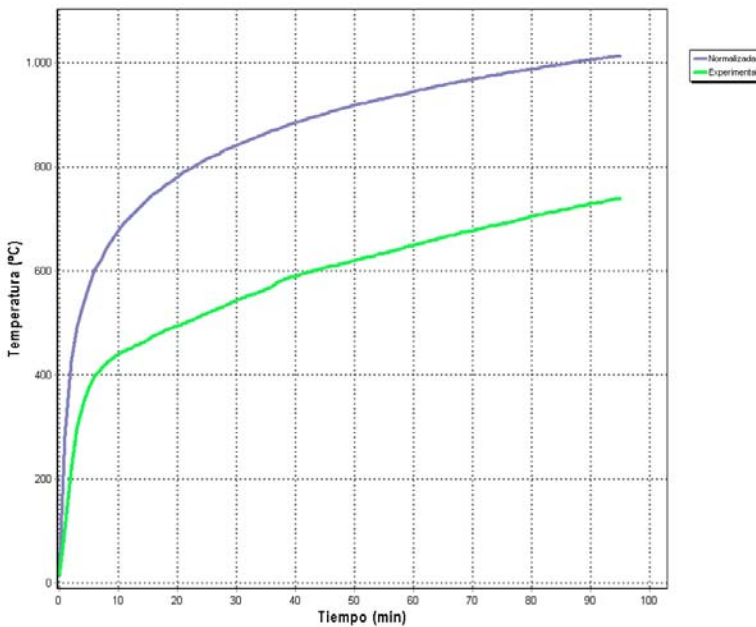


Figura 143. Evolución carga de fuego real y teórica en el horno

LOSA:

Calculando la media de los 2 termopares que han registrado la temperatura alcanzada por la losa en cada uno de los niveles de recubrimiento considerado, se han obtenido las curvas temperatura-

tiempo en los diferentes niveles (figura 145), siendo el 1er nivel el más inferior de todos los que forman el mallazo, es decir, el de menor recubrimiento.



Figura 144. Ensayo a fuego. Losa

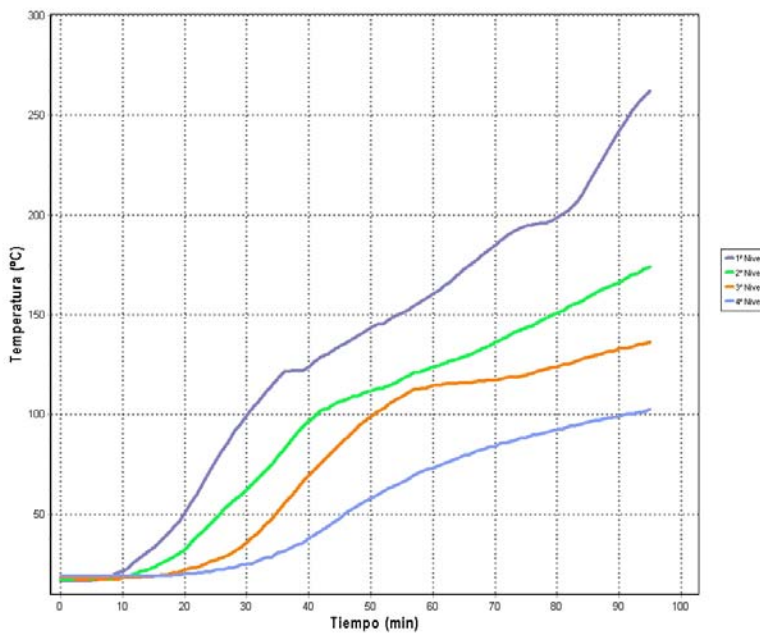


Figura 145. Evolución carga de fuego real en la losa.

Se ha calculado la tensión última de rotura a flexión que han alcanzado los redondos del armado de la losa, una vez picado el hormigón y recuperadas las armaduras (figura 147), tensión que se ha

obtenido realizando el ensayo a flexión experimental, enunciado en el Capítulo 4 de esta Tesis (figura 146).



Figura 146. Ensayo a flexión tras la carga de fuego



Figura 147. Armadura de la losa tras el ensayo a fuego

Los valores obtenidos en dicho ensayo a flexión se muestran a continuación en la tabla 59, donde además, a partir de dichos valores experimentales, se ha obtenido el valor característico siguiendo las recomendaciones de la UNE 66040:2003: "Interpretación estadística de los resultados de un ensayo", valores que aparecen en la figura 144.

<i>Codificación AIDICO</i>	ϕ (mm)	F_{max} (kN)	σ_{max} (MPa)
<i>G-H</i>	20,00	5,862	746,4
<i>G-H</i>	20,00	5,299	674,7
<i>G-H</i>	20,00	5,212	663,6
<i>G-H</i>	20,00	5,670	721,9
MUESTRAS	4	4	4
<i>Media</i>	20,00	5,5	701,7
<i>Desviación</i>	0,00	0,26	32,50
δ	0,0%	4,6%	4,6%
CARACTERÍSTICO	20,00	4,91	625,18
<i>E</i>	20,00	5,991	762,8
<i>E</i>	20,00	5,410	688,8
<i>E</i>	20,00	5,886	749,4
MUESTRAS	3	3	3
<i>Media</i>	20,00	5,8	733,7
<i>Desviación</i>	0,00	0,23	29,91
δ	0,0%	4,1%	4,1%
CARACTERÍSTICO	20,00	5,08	646,35
<i>F</i>	20,00	5,482	698,0
<i>F</i>	20,00	5,299	674,7
<i>F</i>	20,00	5,365	683,1
MUESTRAS	3	3	3
<i>Media</i>	20,00	5,4	685,3
<i>Desviación</i>	0,00	0,07	8,49
δ	0,0%	1,2%	1,2%
CARACTERÍSTICO	20,00	5,19	660,47

<i>C-D</i>	20,00	4,141	527,2
<i>C-D</i>	20,00	5,449	693,8
<i>C-D</i>	20,00	5,407	688,4
MUESTRAS	3	3	3
<i>Media</i>	20,00	5,0	636,5
<i>Desviación</i>	0,00	0,57	72,83
δ	0,0%	11,4%	11,4%
CARACTERÍSTICO	20,00	3,33	423,83

Tabla 59. Resistencia a flexión tras la carga de fuego en el armado de la losa

<i>Nivel</i>	σ_{max} (MPa)
<i>1º: inferior</i>	---
<i>2º</i>	423
<i>3º</i>	653
<i>4º: superior</i>	625

Tabla 60. Valores característicos

En los redondos correspondientes a la primera capa de armado (A – B), como el recubrimiento que se había previsto era para soportar una carga de fuego de 30 minutos, y finalmente se mantuvo durante 90 minutos, dichos redondos no presentaron resistencia alguna, ni a tracción ni a flexión, ya que estaban “quemados”, la resina había alcanzado su temperatura vítrea, perdiendo todas sus características, quedando tan solo la fibra de vidrio.

PILARES:

Los datos obtenidos en el ensayo de resistencia a fuego de los diferentes pilares se presentar a continuación, obteniendo la media de los tres termopares A, que se encuentran a una altura de 140mm de la cara superior, y los tres termopares B, que se encuentran a una altura de 600mm de la cara superior, y la de los tres termopares que han medido la temperatura alcanzada por el hormigón.



Figura 148. Ensayo a fuego. Pilares

En la representación de los resultados del ensayo, se ha trabajado en todo momento con la envolvente de los datos experimentales a los dos niveles en los que se encontraban los termopares, definiendo la envolvente de los datos de los termopares A, y la de los termopares B, tal y como se han definido anteriormente.



Figura 149. Recuperación de armaduras Pilar 2

Al igual que en la losa, se ha plasmado la tensión de rotura característica que existe en los redondos RTHp, obtenida mediante el ensayo de flexión (figura 151), recuperadas las armaduras (figura 150) de los diferentes pilares, picando el hormigón, al igual que en la losa.



Figura 150. Armaduras recuperadas tras la carga de fuego de los pilares 1 y 4



Figura 151. Ensayo a flexión. Pilar 3

Pilar 1:

En dicho pilar, no se pudo realizar el ensayo a flexión para obtener la resistencia última del redondo una vez sometido a la carga térmica, ya que dicho pilar, que tenía un recubrimiento de 20mm, estaba pensado para soportar la carga de fuego durante 30 minutos y no 95, como pasó en la realidad, por lo que la resina de dichos redondos alcanzó su temperatura vítrea, diluyéndose y quedando sólo la fibra sin presentar resistencia alguna.

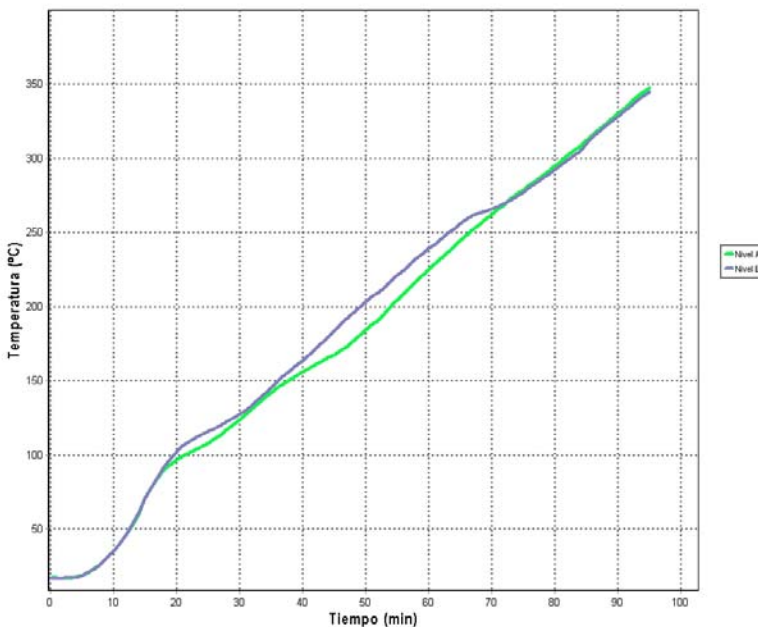


Figura 152. Evolución carga de fuego real en el pilar 1, (rec = 20 mm)



Figura 153. Redondo RTHp tras el ensayo a fuego. Pilar 1

Pilar 2:

<i>Nivel</i>	σ_{max} (MPa)
<i>A</i>	598
<i>B</i>	611

Tabla 61. Valores característicos rotura Pilar 2

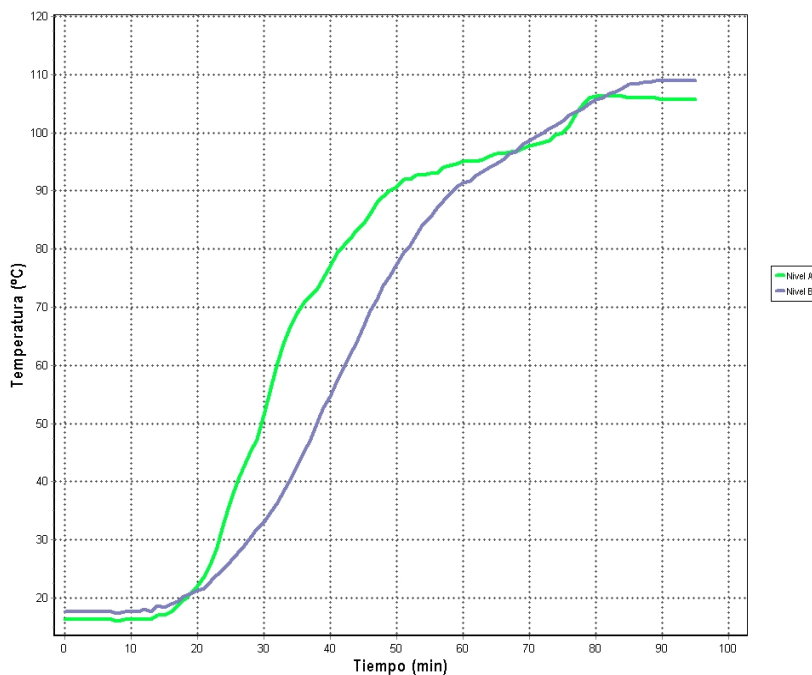


Figura 154. Evolución carga de fuego real en el pilar 2, (rec = 80 mm)

Para este recubrimiento de 80mm, se puede observar que no existe diferencia entre los dos niveles a los que se encuentran los termopares, ni en la evolución de la carga térmica ni en el valor de la tensión de rotura característica.

Analizando el resto de pilares, se ha observado el mismo comportamiento, no existiendo una diferencia sustancial, para cada uno de los pilares ensayados, de los valores medidos por los termopares a las diferentes alturas, niveles A y B, dando unos valores característicos de rotura mediante el ensayo de flexión similares, no siendo función de la altura.

Pilar 3:

Nivel	σ_{max} (MPa)
A	565
B	539

Tabla 62. Valores característicos rotura Pilar 3

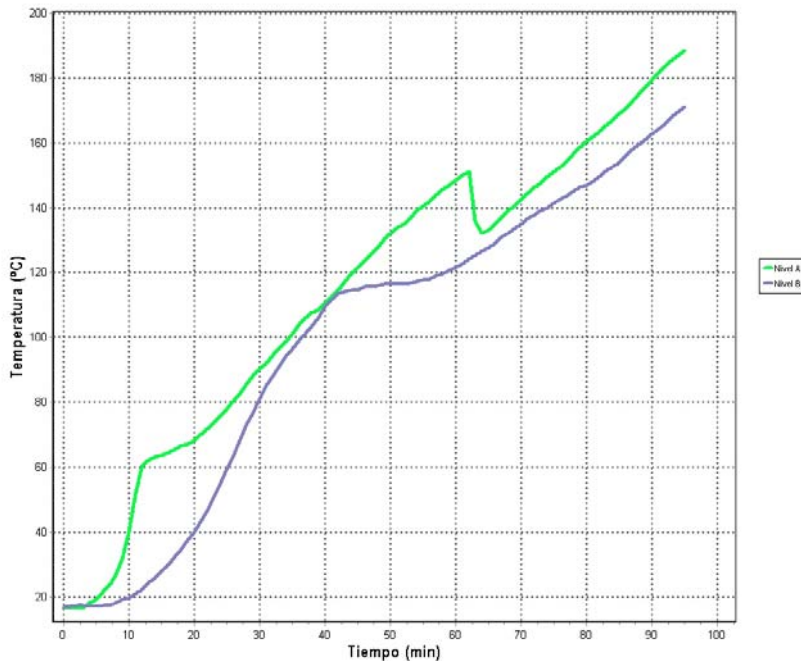


Figura 155. Evolución carga de fuego real en el pilar 3, (rec = 40 mm)

Pilar 4:

Nivel	σ_{max} (MPa)
A	449
B	545

Tabla 63. Valores característicos rotura Pilar 4

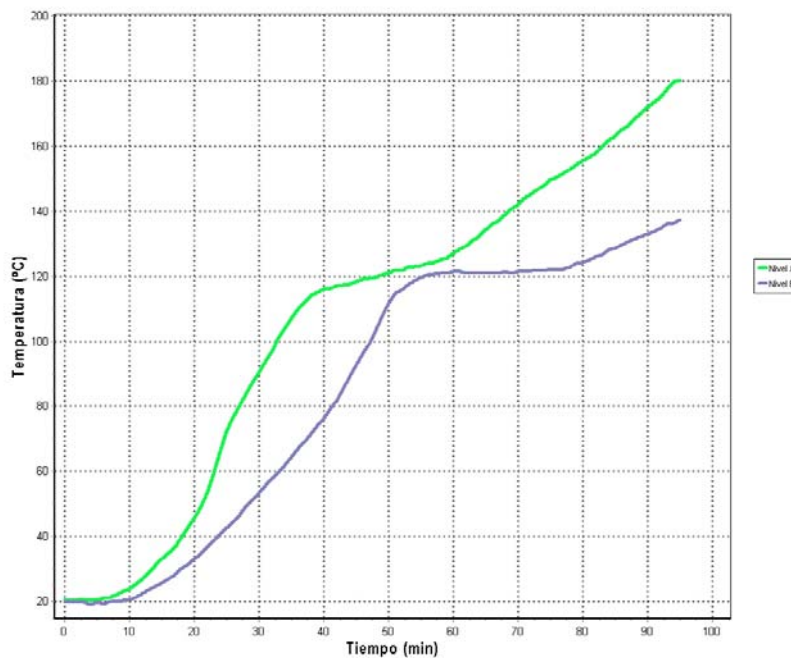


Figura 156. Evolución carga de fuego real en el pilar 4, (rec = 60 mm)

6.3.4 Recomendaciones

Buscando el tiempo transcurrido hasta alcanzar los 160°C, valor alrededor del cual se encuentra la temperatura vítrea de la resina, en cada uno de los redondos, tanto de la losa como de los pilares, así como el tiempo a los 120°C, temperatura en la cual el composite empieza a perder sus propiedades intrínsecas bajo carga, según se indica en las especificaciones técnicas de las resinas, se encuentra una clara relación entre el recubrimiento y el tiempo transcurrido hasta alcanzar dichas temperaturas, respectivamente.

La tabla 64 presenta la relación entre el tiempo necesario para alcanzar una determinada temperatura y el recubrimiento existente en cada punto de estudio considerado, viendo que se cumple la hipótesis de partida de esta investigación.

<i>LOSA</i>	<i>Recubrimiento</i>	<i>120°: tiempo (min)</i>	<i>160°: tiempo (min)</i>
<i>Nivel 1 (+ inferior)</i>	30	36	60
<i>Nivel 2</i>	50	56	86
<i>Nivel 3</i>	70	75	no se alcanza a los 95'
<i>Nivel 4</i>	90	no se alcanza a los 95'	no se alcanza a los 95'
<i>PILAR 1</i>	20 mm		
<i>A</i>		25	40
<i>B</i>		27	40
<i>PILAR 2</i>	80 mm		
<i>A</i>		95	no se alcanza a los 95'
<i>B</i>		95	no se alcanza a los 95'
<i>PILAR 3</i>	40 mm		
<i>A</i>		44	80
<i>B</i>		58	90
<i>PILAR 4</i>	60 mm		
<i>A</i>		48	83
<i>B</i>		56	95

Tabla 64. Tiempo para alcanzar los 120° y los 160°

Mientras que si se estudia la temperatura que se ha alcanzado transcurrido un tiempo, como establece el término de Resistencia a fuego, sin que el redondo pierda sus características resistentes, se han obtenido los siguientes resultados, los cuales se han diferenciado en función del tiempo considerado, recomendando un recubrimiento para obtener dicha resistencia a fuego.

Para 90 minutos de exposición en la losa y con los resultados obtenidos, se recomienda adoptar como recubrimiento óptimo los 80 mm.

<i>LOSA</i>	<i>Recubrimiento</i>	<i>temperatura (°C)</i>
<i>Nivel 1 (+ inferior)</i>	30	242
<i>Nivel 2</i>	50	166
<i>Nivel 3</i>	70	133
<i>Nivel 4</i>	90	99

Tabla 65. Temperatura alcanzada a los 90 min

Para 60 min, tanto en la losa como en los pilares, se aconseja adoptar un recubrimiento de 50mm.

<i>LOSA</i>	<i>Recubrimiento</i>	<i>temperatura (°C)</i>
<i>Nivel 1 (+ inferior)</i>	30	quemada
<i>Nivel 2</i>	50	124
<i>Nivel 3</i>	70	115
<i>Nivel 4</i>	90	7
<i>PILAR 1</i>	20 mm	
<i>A</i>		225
<i>B</i>		239
<i>PILAR 2</i>	80 mm	
<i>A</i>		95
<i>B</i>		91
<i>PILAR 3</i>	40 mm	
<i>A</i>		149
<i>B</i>		122
<i>PILAR 4</i>	60 mm	
<i>A</i>		127
<i>B</i>		121

Tabla 66. Temperatura alcanzada a los 60'

Y finalmente, para 30 minutos, el recubrimiento que se aconseja es el de 30 mm,

<i>LOSA</i>	<i>Recubrimiento</i>	<i>temperatura (°C)</i>
<i>Nivel 1 (+ inferior)</i>	30	100
<i>Nivel 2</i>	50	62
<i>Nivel 3</i>	70	36
<i>Nivel 4</i>	90	25
<i>PILAR 1</i>	20 mm	
<i>A</i>		124
<i>B</i>		128
<i>PILAR 2</i>	80 mm	
<i>A</i>		51
<i>B</i>		33
<i>PILAR 3</i>	40 mm	
<i>A</i>		91
<i>B</i>		81
<i>PILAR 4</i>	60 mm	
<i>A</i>		90
<i>B</i>		53

Tabla 67. Temperatura alcanzada a los 30'

Representando la relación entre el tiempo de exposición y el recubrimiento aconsejado en los apartados anteriores, que se resume en la tabla 68, la cual se ha considerado correcta tanto para la losa como para los pilares, se ha obtenido la figura 157, deduciendo mediante una interpolación polinómica de grado 2, la ecuación que nos relaciona dichas variables (Ec. 73), obteniendo el valor del recubrimiento necesario y suficiente para obtener una resistencia a fuego de 120 minutos, tiempo estimado como correcto para los elementos estructurales portantes, de 120 mm.

<i>Tiempo (min.)</i>	<i>Recubrimiento (mm)</i>
30	30
60	50
90	80
120	

Tabla 68. Evolución tiempo - recubrimiento

$$y = 0.0056 \cdot x^2 + 0.1667 \cdot x + 20 \quad (73)$$

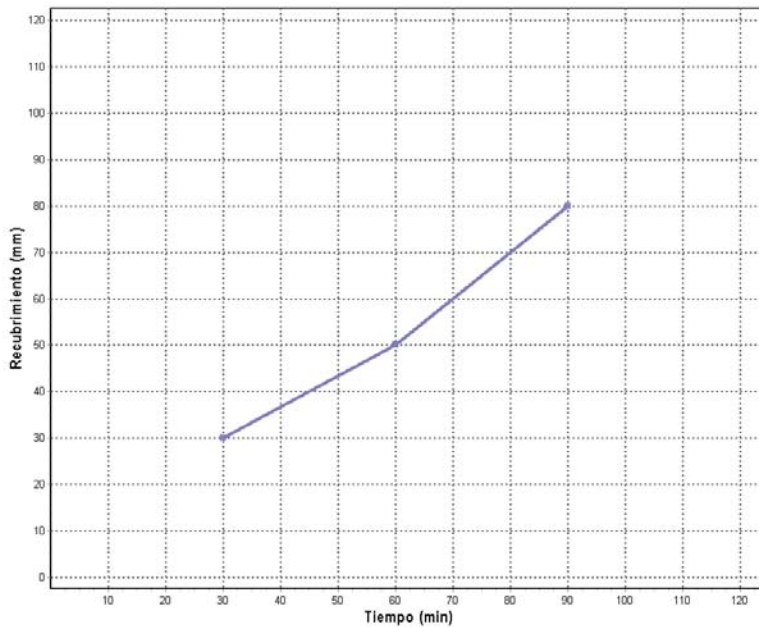


Figura 157. Evolución tiempo – recubrimiento

7 CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS

A lo largo de la tesis presentamos una diversidad de temas necesarios de abordar para propiciar el uso del refuerzo de GFRP en estructuras de hormigón armado. Algunos de ellos se han tratado con mayor profundidad, como por ejemplo, la caracterización constitutiva mecánica de los redondos RTHp, como solución para las sollicitaciones de compresión y fuego que han sido enunciadas, aunque algunos otros se han visto más superficialmente de lo que hubieramos deseado para el diseño de elementos de hormigón armado con redondos GFRP frente alguna sollicitación determinada. Sin embargo, del conjunto de aspectos, conceptos y ejemplos definidos y ensayados hasta ahora, nos han permitido obtener diferentes conclusiones fruto de la investigación llevada a cabo.

Este trabajo se ha realizado, como ya hemos indicado reiteradas veces, buscando en todo momento caracterizar el comportamiento de los redondos de fibra de vidrio como armadura de elementos de hormigón, bajo cargas de compresión y fuego, independientemente entre si, mediante dos vertientes: la primera mediante una caracterización experimental y la segunda, por medio de modelos analíticos.

Experimentalmente se han llevado a cabo los ensayos necesarios y suficientes para obtener dicha caracterización, tanto a nivel del redondo de fibra de vidrio en si mismo como a nivel de armadura interna del hormigón armado, frente a los dos estados de carga de estudio.

El modelo de diseño realizado agrupa tanto las directrices y preceptos que marca la norma española de hormigón EHE-08, como las internacionales con respecto a los GFRP, modificándolas con los coeficientes correctores dados por las características propias del refuerzo.

Por ello, el trabajo presentado en esta Tesis Doctoral está basado tanto en los resultados analíticos como en los experimentales y la interacción entre ellos.

7.1. CONCLUSIONES.

7.1.1 Comportamiento mecánico como armadura del hormigón.

Con respecto al primer objetivo de obtener una respuesta óptima de los redondos de GFRP ante esfuerzos de compresión, la investigación cubre la predicción de las propiedades técnicas las barras GFRP y el comportamiento de los elementos de hormigón armado con redondos de GFRP, sometidos a diferentes estados de carga. También comprueba la conveniencia de usar las ecuaciones de diseño de la norma española EHE-08, existentes para los Estados Límites Últimos y los de Servicio, y sugiere las modificaciones necesarias de dichas ecuaciones a fin de explicar la diferencia existente entre las propiedades del acero y de las barras GFRP.

Basándose en los resultados de esta investigación, podemos concluir lo siguiente:

1. Los redondos de GFRP ensayados, propiedad industrial de RTHp, presentan un correcto comportamiento frente a cargas de compresión, y aunque se puede optimizar tanto sus características como los ensayos que las determinan, debido a la poca participación que su módulo de Elasticidad con respecto al hormigón le confiere, se cree que el estudio y análisis realizado es suficiente para poder utilizarlos como armadura de compresión en elementos de hormigón armado.
2. En la caracterización de dichos redondos tanto a tracción como a compresión, se ha demostrado que tanto la capacidad resistente como el módulo de elasticidad son función del diámetro de la barra, aumentando conforme disminuye el diámetro. Sin embargo, la configuración interna propia de los redondos (filástica) hace que dicha variación sea pequeña, por lo que para la posterior investigación y análisis desarrollado, se ha trabajado con un valor medio tomado de los característicos propios para cada diámetro, hecho que por otra parte protege a los armados, sobretodo a compresión, de rotura frágil debidas a la fluencia estática en los mismos (creep).

En contra de lo indicado en el estado del arte, el módulo de elasticidad de los redondos con el zunchado superficial por medio de los tejidos es superior trabajando a compresión que a tracción.

3. La capacidad de los elementos de hormigón armado con redondos de GFRP puede ser estimada usando la teoría de los Estados Límites, al igual que con los elementos armados tradicionalmente con acero. El modelo analítico desarrollado como parte de esta investigación, se basa en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, con una predicción de la capacidad resistente bastante exacta, a cualquier nivel de carga, de los elementos de hormigón armado con barras de GFRP
4. Como los redondos de GFRP tienen un bajo módulo de elasticidad ($E_{GFR}/E_{acero} \approx 5$), los Estados Límites de Servicio son determinantes en el diseño de los elementos de hormigón armado con este material. Las ecuaciones de la EHE-08 tomadas en este estudio, que están desarrolladas para el armado del elemento con acero, minimizan la deformación de los elementos de hormigón armados con redondos de fibra de vidrio, siendo una conclusión nuestra que deben ser modificadas, adoptando los valores indicados tras los resultados experimentales obtenidos. Este hecho también ha sido revisado en la última versión de la norma ACI 440.1R del 2006.
5. Para evitar la posibilidad de una ruptura frágil del redondo de fibra de vidrio, en el modelo analítico se estima la armadura mínima necesaria para los elementos de hormigón armado con GFRP. La exactitud del modelo ha sido comprobada comparando la deformación calculada teóricamente con la experimental, dando una correlación excelente entre valores obtenidos.
6. Los redondos de GFRP son capaces de transmitir esfuerzos cortantes. Sin embargo, como su módulo de elasticidad es bajo, la deformación y por consiguiente, el ancho de fisura ante la puesta en carga, como es de suponer, es más grande que la que presentan los elementos armados con acero. Por ello, y tras los resultados obtenidos en el laboratorio, se han realizado modificaciones en las ecuaciones de diseño de la EHE-08, de forma que la capacidad a cortante estimada por las ecuaciones modificadas este acorde al valor medido experimentalmente, aunque consideramos que no es necesario la disminución de resistencia en los cercos por el hecho de la gran curvatura que hay que realizar en el doblado, existiendo otras posibilidades que se abordan en la actualidad (armazones en 3D) donde no es necesario el doblado de los cercos, evitando la concentración de tensiones.

7. La obtención de las características de tracción por medio del ensayo de flexión, da lugar a un modelo experimental alternativo para su caracterización, donde la simplicidad del montaje necesario y los resultados que hemos obtenido a lo largo de este trabajo, parece indicar que su utilización puede ser ventajosa comparada con los métodos indicados en la normativa existente en la actualidad.

En función de los ensayos realizados sobre los redondos RTHp, podemos concluir que este método es un nuevo y adecuado enfoque para poder realizar el control en obra sin un coste excesivo. En los resultados obtenidos hasta el día de hoy, la dispersión máxima entre este tipo de ensayo y el normalizado a tracción no es superior al 20%, quedando siempre del lado de la seguridad, en caso de no cumplir los valores indicados se debería proceder al ensayo normalizado.

7.1.2 Resistencia a fuego

Con respecto al segundo objetivo de obtener la resistencia a fuego de un elemento portante de hormigón armado con redondos de GFRP, la investigación realizada conlleva a las siguientes conclusiones:

- Su comportamiento a fuego, dentro de lo que ha sido posible ensayar, es válido para utilizar los redondos RTHp como armadura en elementos portantes, ya que es bastante similar al del acero, siendo los recubrimientos del hormigón del mismo orden que los empleados en el armado convencional, y la mínima pérdida de resistencia que aparece en los redondos después de un incendio, queda dentro de los parámetros aceptados por los coeficientes de seguridad de los materiales, ya que en ningún caso se ha llegado a una pérdida del 5% del valor característico.
- Su poca participación, comparada con el acero, al trabajar como armadura de elementos a compresión, conlleva que la reducción de resistencia debida a la elevación de temperaturas, la cual hemos considerado admisible a 120°C, sea válida al no superar el 50% de pérdida de resistencia que presentan las resinas a dicha temperatura. El material considerado pasaría a trabajar en vez de 600 MPa a 300 MPa como resistencia admisible, siendo la

tensión máxima a soportar en elementos a flexión compuesta, por compatibilidad de deformaciones, del orden 147MPa.

7.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

El trabajo desarrollado abre nuevas perspectivas de estudio. Todos los temas tratados no están cerrados, quedando aspectos por explorar. En consecuencia, se plantean nuevas líneas de investigación.

En el contexto del comportamiento de los redondos de fibra de vidrio como armadura en elementos de hormigón:

1. Optimizar tanto las características del zunchado como de los ensayos que se empleen para su determinación en los redondos de fibra de vidrio para su uso como armadura, sobretodo lo relacionado a su comportamiento a compresión.
2. Desarrollar exhaustivamente el método experimental de la obtención de la resistencia a tracción mediante el ensayo de flexión, hasta llegar a obtener unas directrices o reglas que acoten su uso y sean aplicables a todo tipo de redondos de GFRP.
3. Controlar la fisuración y las deformaciones de los elementos de hormigón armado con GFRP, mediante nuevas configuraciones de la armadura (armadura de piel, armadura de compresión en forma de cajón,...) que aumenten la cabeza de compresión de la viga, variando así la posición de la fibra neutra y las tensiones de trabajo de cada uno de los materiales.
4. Desarrollar los parámetros definidos en la normativa española EHE-08, adecuándolos a las características intrínsecas de redondo de GFRP, modificando las ecuaciones de diseño y de análisis de elementos de hormigón armado necesarias.

En el contexto del cálculo de la resistencia a fuego de elementos de hormigón armado con GFRP:

5. Caracterizar el comportamiento del armado de GFRP en elementos de hormigón llevando a cabo ensayos bajo carga y fuego simultáneamente.

6. llevar a cabo ensayos que contemplen las disposiciones de las armaduras, tamaño de las secciones y el recubrimiento necesario para evitar *spalling*, y conseguir mejor comportamiento del hormigón frente al fuego.

8 BIBLIOGRAFIA

- [1] Abbasi, A.; Hogg, P.; (2005) *"A model for predicting the properties of constituents of a glass fibre rebar reinforced concrete beam at elevated temperatures simulating a fire test"*. Scienc@direct. Composites Part B: engineering 36, pp 384-393.
- [2] Abbasi, A.; Hogg, P.; (2005) *"Fire testing of concrete beams with fibre reinforced plastic rebar"*. Scienc@direct. Composites Part A: applied science and manufacturing 37, pp 1142-1150.
- [3] ACI 216R-01 (2001) *"Guide for determining the fire endurance of concrete elements"*. ACI Committee 216, American Concrete Institute, USA.
- [4] ACI 318-08 (2008) *"Building code requirements for structural concrete"*. ACI Committee 318, American Concrete Institute, USA.
- [5] ACI 440R-96 (1996) *"State-of-the-Art report on fiber reinforced plastic reinforcement for concrete structures"*. ACI Committee 440, American Concrete Institute, USA.
- [6] ACI 440.1R-01 (2001) *"Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars"*. ACI Committee 440, American Concrete Institute, USA.
- [7] ACI 440.1R-03 (2003) *"Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars"*. ACI Committee 440, American Concrete Institute, USA.
- [8] ACI 440.1R-06 (2006) *"Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars"*. ACI Committee 440, American Concrete Institute, USA.
- [9] ACI 440.3R-04 (2004) *"Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers for reinforcing or strengthening Concrete Structures"*. ACI Committee 440, American Concrete Institute, USA.
- [10] Aiello, M.A.; Ombres, L. (2000) *"Load-deflection analysis of FRP reinforced concrete flexural members"*. ASCE. Journal of Composites for Construction 4 (4), pp 164-171.
- [11] Aiello, M.A.; Ombres, L. (2000) *"Cracking analysis of FRP-reinforced concrete flexural members"*. Mechanics of Composite Materials, v. 36, nº 5, pp. 645-654.

- [12] Aiello, M.A.; Ombres, L. (2000) *"A general method for deflections evaluation of fiber reinforced polymer (FRP) reinforced concrete members"*. <http://www.quakewrap.com/>.
- [13] Alsayed, S.H. (1998) *"Flexural behaviour of concrete beams reinforced with GFRP bars"*. Elsevier. Cement and Concrete Composites 20, pp 1-11.
- [14] Anderberg, Y (1997) *"Spalling phenomena of HPC and OC"*. NIST Workshop on fire performance of high strength concrete. Gaithersburg, Suecia.
- [15] Arteaga, A.; López, C.; (2009) *"Informe nº 19.596-I. Ensayos de tracción, compresión y adherencia de redondos de materiales compuestos para su uso en hormigón"*. Instituto de ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja" (IETcc), Madrid, España.
- [16] Ashour, A.F (2006) *"Flexural and shear capacities of concrete beams reinforced with GFRP bars"*. Elsevier. Construction and Building Materials Journal 20, pp 1005-1015.
- [17] Ashour, A.F.; Habeeb, M.N (2008) *"Flexural behaviour of continuous GFRP reinforced concrete beams"*. ASCE. Journal of Composites for Construction 12 (2), pp 115-124.
- [18] Aslanova, M.S. (1985) *"Glass fiber"*. Handbook of composites vol. 4.1 – Strong Fibers. Elsevier. Amsterdam, pp. 3-60.
- [19] ASCE (1992) *"Manuals and Reports on Engineering Practice No. 78"*. Structural Fire Protection. American Society of Civil Engineers.
- [20] ASTM E 119-05a (2005) *"Standard test methods for fire tests of building construction and materials"*. ASTM International.
- [21] ASTM D3916-08 (2008) *"Standard test method for tensile properties of pultruded glass-fiber reinforced plastic rod"*. ASTM International.
- [22] Baena, M; Torres, LL.; Turon, A.; Barris, C. (2008) *"Estudio de la adherencia entre armaduras de materiales compuestos de matriz polimérica (FRP) y hormigón"*. Hormigón y Acero, v. 59 nº 250, pp. 67-75.

- [23] Baena, M; Torres, LL.; Turon, A.; Barris, C.; Catalan, A. (2009) *"An experimental study of the flexural behaviour of GFRP RC beams and comparison with prediction models"*. Elsevier. Composites Structures 91, pp. 286-295.
- [24] Bakht, G.A, et al (2000) *"Canadian bridge design code provisions for fiber-reinforced structures"*. Journal Composites for Construction 4(1), pp. 3-15.
- [25] Bakis, C.E. (1993) *"FRP reinforcement: materials and manufacturing. Fiber-Reinforced-Plastic (FRP) Reinforcement for concrete structures. Properties and applications"*. Elsevier Science Publishers, pp. 13-58.
- [26] Bakis, C.E.; Nanni, A.; Terosky, J.A.; Koehler, S.W. (2001) *"Self-monitoring, pseudo-ductile, hybrid FRP reinforcement rods for concrete applications"*. Composites Science Technology 61(6), pp. 815-823.
- [27] Balendran, R.V.; Rana, T.M.; Maqsood, T.; Tang, W.C. (2002) *"Application of FRP bars as reinforcement in civil engineering structures"*. Structural Survey v.20 n° 2, pp 62-72.
- [28] Bank, L.C. (2006) *"Composites for Construction: Structural design with FRP materials"*. Ed. John Wiley & Sons, Inc.
- [29] Bank, L.C.; Ozel, M. (1999) *"Shear failure concrete beams reinforced with 3-D fiber reinforced plastic grids"*. Proc. 4th Int. Symposium, Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures. American Concrete Institute, pp. 145-156.
- [30] Bank, L.C.; Bakis, C.E.; Brown, V.L.; Cosenza, E.; Davalos, J.F.; Lesko, J.J.; Machida, A.; Rizkalla, S.H.; Triantafillou, T.C. (2002) *"Fiber-reinforced polymer composites for construction – State-of-the-Art Review"*. Journal of Composites for Construction v.6, n° 2, pp. 73-87.
- [31] Benmokrane, B. et al. (2000) *"Use of fibre reinforced polymer reinforcement integrated with fibre optic sensors for concrete bridge deck slab construction"*. Canadian Journal Civil Engineering 27(5), pp. 928-940.

- [32] Benmokrane, B.; Challal, O. (1993) *“Physical and mechanical performance of an innovative glass-fiber-reinforced plastic rod for concrete and grouted anchorages”*. Canadian Journal Civil Engineering v.20, pp 254-268.
- [33] Bisby, L.A. (2003) *“Fire behaviour of FRP reinforced or confined concrete”*. PhD Thesis, Department of Civil Engineering Queen’s University.
- [34] Bisby, L; Green, M; Kodur, V. (2005) *“Response to fire of concrete structures that incorporate FRP”*. Wiley InterScience. Prog. Struct. Engng. Mater. v.7 pp 136-149.
- [35] Bisby, L; Green, M; Kodur, V. (2007) *“Evaluating the fire endurance of concrete slabs reinforced with FRP bars: considerations for a holistic approach”*. ScienceDirect. Composites Part B: engineering 38, pp 547-558.
- [36] Bischoff, P.; Paixao, R. (2004) *“Tension stiffening and cracking of concrete reinforced with glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars”*. Canadian Journal Civil Engineering v.31, pp 579-588.
- [37] Blontrock, H.; Taerwe, L.; Matthys, S. (1999) *“Properties of fibre reinforced plastics at elevated temperatures with regard to fire resistance of reinforced concrete members”*. Proceedings 4th International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, pp. 43-54.
- [38] Bond, A.J.; Brooker, O.; Harris, A.J.; Harrison, T; Moss, R.M.; Narayanan, R.S.; Webster, R (2006) *“How to design concrete structures using Eurocode 2”*. The Concrete Centre.
- [39] Buchanan, A.H. (2001) *“Structural design for fire safety”*. UK. John Willy & sons, Ltd.
- [40] CAN/CSA S6-00 (2000) *“Canadian Highway Bridge Design Code”*. Canada Standards Association, Canada.
- [41] CAN/CSA S806-02 (2002) *“Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers”*. Canada Standards Association, Canada.
- [42] CEB-FIP MODEL CODE 1990. *“Design code”*. Ed. Thomas Telford.

- [43] Cedolin, L.; Cusatis, G.; Eccheli, S.; Roveda, M. (2006) *"Biaxial bending of concrete columns: an analytical solution"*. Studies and Researches v.26. <http://www.inti.gov.ar/cirsoc/>
- [44] CNR-DT 203/2006 (2006) *"Guide for the design and construction of concrete structures reinforced with fiber-reinforced polymer bars"*. National Research Council, Italy.
- [45] Comisión permanente del Hormigón (2002) *"Guía de aplicación de la instrucción de hormigón estructural: EDIFICACION"*. Comisión permanente del Hormigón, Madrid: Ministerio de Fomento.
- [46] CONFIBRECRETE (2000) *"Round robin tests: technical specifications on pullout and splitting tests"*. European Commission – Training and Mobility of Researchers – Network. (ERBFMRX – CT97 – 0135).
- [47] Corres, H.; Espinosa, E.; Fernandez, R.; Torroja, J.A. (1987) *"Prontuario informático del hormigón armado de acuerdo con la instrucción EH-82"*. Ed. Instituto Español del cemento y sus Aplicaciones (IECA).
- [48] Corres, H.; León, F.J.; Pastoriza, A.; Pérez, A. (2009) *"Hormigón armado y pretensado I"*. Apuntes. Universidad Politécnica de Madrid. www.he-upm.com
- [49] Cosenza, E.; Manfredi, G.; Realfonzo, R. (1997) *"Behaviour and modeling of bond of FRP rebars to concrete"*. Journal Composites Construction 1(2), pp. 40-51.
- [50] Cusson, R.; Xi, Y. (2003) *"The behavior of fiber-reinforced polymer reinforcement in low temperature environmental climates"*. Report No. CDOT-DTD-R-2003-4. University of Colorado. USA.
- [51] Davis, J.M.; Wang, Y.C.; Wong, P. (2004) *"Polymer composites in fire"*. Proceedings Advanced Polymer Composites for Structural Applications in Construction, UK, pp. 3-17.
- [52] Deitz, D.H.; Harik, I.E.; Gesund, H. (1999) *"One-way slabs reinforced with glass fiber reinforced polymer reinforcing bars"*. Proc. 4th Int. Symposium, Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures. American Concrete Institute, pp. 279-286.

- [53] Dolan, C.W. (1999) *"FRP prestressing in the USA"*. Concrete International v.21 (10), pp. 21-24.
- [54] Dudgeon, C.D. (1987) *"Polyester resins"*. Engineered materials handbook v.1 – Composites, pp 90-96.
- [55] Dwaikat, M.B.; Kodur, V.; (2008) *"A numerical approach for modelling the fire induced restraint effects in reinforced concrete beams"*. ScienceDirect. Fire Safety Journal 43, pp 291-307.
- [56] Ehasni, M.R. (1993) *"Glass-fiber reinforcing bars"*. Alternative materials for the reinforcement and prestressing of concrete, ed. J.L. Clarke, Blackie Academic and Professional, London, pp. 35-54.
- [57] EHE-08 (2008) *"Instrucción de hormigón estructural"*. Comisión permanente del hormigón, Madrid. Ministerio de Fomento.
- [58] El-Sayed, A.K.; El-Salakawy, E.F.; Benmokrane, B. (2005) *"Shear strength of concrete beams reinforced with FRP bars: Design method"*. 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-7).
- [59] Eswari, S.; Raghunath, P.N.; Suguna, K. (2008) *"Ductility performance of hybrid fibre reinforced concrete"*. American Journal of Applied Sciences 5 (9), pp 1257-1262.
- [60] EUROCODIGO 2 *"Proyectos de Estructuras de Hormigón"*. AENOR.
- [61] Fardis M.N.; Khalili, H. (1982) *"FRP-encased concrete as a structural material"*. Magazine of Concrete Research 34 (121), pp. 191-202.
- [62] Fardis M.N.; Khalili, H. (1981) *"Concrete encased in fibreglass-reinforced plastic"*. ACI Journal 78 (38) pp. 440-446.
- [63] Feeser, W.K.; Brown, V.L. (2005) *"Guide examples for design of concrete reinforced with FRP rebars"*. 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-7).

- [64] Freire, M.J. (2005) *"Análisis de las formulaciones sobre la resistencia a cortante del hormigón"*. Informes de la Construcción, v.57 nº 497, pp 13-28.
- [65] FIB Bulletin 40 *"FRP reinforcement in RC structures"*. Technical report. Fédération internationale du béton, Switzerland.
- [66] Fico, R. (2007), *"Limit states design of concrete structures reinforced with FRP bars"*. Thesis, Department of Materials and Structures, University of Naples Federico II, Italy.
- [67] Focacci, F.; Nanni, A.; Bakis, C.E. (2000) *"Local bond-slip relationship for FRP reinforcement in concrete"*. Journal Composites of Construction 4(1), pp. 24-31.
- [68] Fujisaki, T.; Nakatsuji, T.; Sugita, M. (1993) *"Research and development of grid shaped FRP reinforcement"*. ACI SP-138, pp. 177-192.
- [69] Fukuyama, H. (1999) *"FRP composites in Japan"*. Concrete International v.21 (10), pp. 29-32.
- [70] GangaRao, H.V.S.; Vijay, P.V. (1997) *"Design of concrete members with GFRP bars"*. Proc. 3rd Int. Symposium, Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, v.1, pp 143-150.
- [71] GangaRao, H.V.S.; Taly, N.; Vijay, P.V. (2007) *"Reinforced concrete design with FRP composites"*. Ed. CRC Press, Taylor & Francis Group.
- [72] GangaRao, H.V.S.; Faza, S.S. (1991) *"Bending and bond behaviour and design of concrete beams reinforced with fiber reinforced plastic rebars"*. Final Report to the Federal Highway Administration, West Virginia University, p. 159
- [73] Garcia Meseguer, A. (2001), *"Hormigón armado II: Cálculo en estados límite"*. Fundación Escuela de la Edificación, Madrid.
- [74] García, A.; Morán, F.; Arroyo, J.C. (2009) *"Jiménez Montoya. Hormigón Armado"*. 15^a Edición basada en la EHE-2008, ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo EC-2. Editorial Gustavo Gili. SA.

- [75] Grider, A.; Ramirez, J.A.; Yun, Y.M. (1999) *“Structural Concrete Design”*. Structural Engineering Handbook. Ed. Chen Wai-Fah CRC Press LLC.
- [76] Green, M.F.; Bénichou, N.; Kodur, V.K.R. (2007) *“Design guidelines for FIRE resistance of FRP-strengthened concrete structures”*. Eighth International Conference on FRP in Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-8), Patras, Greece, July 16-18, pp 1-10.
- [77] Harper, C.A. (1992) *“Handbook of plastics, plastomers and composites”*. 2nd Edición. McGraw-Hill.
- [78] Hao, Q.; Wang, Y.; Ou, J. (2008) *“Design recommendations for bond between GFRP/steel wire composite rebars and concrete”*. Elsevier. Engineering Structures Journal 30, pp. 3239-3246.
- [79] Harris, K.; Porter, M.; Busel, J. (2003) *“FRP materials and concrete research needs”*. Concrete Internacional 25(10), pp. 69-74.
- [80] Harmsen, T.E. (2002) *“Diseño de estructuras de concreto armado”*. Ed. Pontificia Universidad Católica de Perú.
- [81] ISIS (2001) *“Reinforcing concrete structures with fibre reinforced polymers. Design Manual n° 3”*. Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures, Canada.
- [82] ISIS (2006) *“Educational Module 1: Mechanics examples incorporating FRP Materials”*. Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures, Canada.
- [83] ISIS (2006) *“Educational Module 2: An introduction to FRP composites for construction”*. Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures, Canada.
- [84] ISIS (2006) *“Educational Module 3: An introduction to FRP-reinforced concrete”*. Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures, Canada.

- [85] Jimenez, P.; Garcia, A.; Moran, F. (2000) *"Hormigón armado. 14ª Edición basada en la EHE, ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo"*. Ed. Gustavo Gili, SA.
- [86] JSCE (1997) *"Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures using Continuous Fiber Reinforcing Materials"*. Research Committee on Continuous Fiber Reinforcing Materials, Japan Society of Civil Engineers, Japan.
- [87] Kalkan, I. (2010) *"Deflection prediction for reinforced concrete beams through different effective moment of inertia expressions"*. Int. J. Eng. Research & Development, v. 2, nº 1, pp. 72-80.
- [88] Karbhari, V.M (1998) *"Use of composites materials in civil infrastructure in Japan"*. WTEC Monograph. International Technology Research Institute.
- [89] Karbhari, V.M.; Chin, J.; Hunston, D.; Benmokrane, B.; Juska, T. (2003) *"Durability gap analysis for fiber-reinforced composites in civil infrastructure"*. Journal of Composites for Construction 7(3), pp. 238-247.
- [90] Kodur, V.; Baingo, D. (1998) *"Fire resistance of FRP reinforced concrete slabs"*. IRC Internal Report nº 758. National Research Council of Canada.
- [91] Kodur, V.; Bisby, L. (2005) *"Evaluation of fire endurance of concrete slabs reinforced with FRP bars"*. Journal of Structural Engineering 131(1), pp. 34-43.
- [92] Kodur, V.; Bisby, L.; Green, M.; (2006) *"Experimental evaluation of the fire behaviour of insulated fibre-reinforced-polymer-strengthened reinforced concrete columns"*. ScienceDirect. Fire Safety Journal 41, pp 547-557.
- [93] Larráin, A.; Yañez, F.; Verdugo, C. (2006) *"Manual de calculo de hormigón armado. Segunda Edición en base al código ACI 318-05"*. Ed. Carlos Rondon S.M. Chile.
- [94] López, L.; López, J.A.; Alcobendas, P.J.; Moreno, A.; Sierra, C. *"Prontuario de hormigón armado"*. www.ingenieriaRural.com
- [95] MacGinley, T.J.; Choo, B.S. (1990) *"Reinforced concrete. Design theory and examples"*. Spon Press Taylor & Francis Group.

- [96] Marí, AR.; Aguado, A.; Agulló, L.; Martínez, F.; Cobo, D. (1999) *"Hormigón armado y pretensado. Ejercicios. Adaptado a la instrucción EHE"*. Edicions UPC.
- [97] Masmoudi, R.; Thèriault, M.; Benmokrane, B. (1998) *"Flexural behaviour of concrete beams reinforced with deformed fiber reinforced plastic reinforcing rods"*. ACI Structural Journal 95(6), pp. 665-676.
- [98] Michaluk, C.R.; Rizkalla, S.; Tadros, G.; Benmokrane, B. (1998) *"Flexural behaviour of one-way concrete slabs reinforced by fiber reinforced plastic reinforcements"*. ACI Structural Journal 95(3), pp. 353-364.
- [99] Mizutani, J. *"Ultra-light ground anchors using Aramid FRP"*. FRP International v.2(4), p.5.
- [100] Monti, G.; Alessandri, S. (2005) *"Design equations for FRP-strengthening of columns"*. 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-7).
- [101] Mufti, A.; Onofrei, M.; Benmokrane, B.; Banthia, N.; Boulfiza, M.; Newhook, J.; Bakht, B.; Tadros, G.; Brett, P. (2005) *"Durability of GFRP reinforced concrete in field structures"*. 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-7).
- [102] Muruts, M.; Nad, L. (1998) *"Laminated glass fiber reinforced plastic (GFRP) bars in concrete structures"*. 2nd Int. PhD Symposium in Civil Engineering, Budapest.
- [103] Nanni, A. (1993) *"Flexural behavior and design of RC members using FRP reinforcement"*. ASCE. Journal of Structural Engineering v.119 n° 11.
- [104] Nanni, A. (1993) (ed.) *"Fiber-Reinforced-Plastic (GFRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and applications"*. Elsevier Science. Developments in Civil Engineering v.42, p.450.
- [105] Nanni, A. (2003) *"North American design guidelines for concrete reinforcement and strengthening using FRP: principles, applications and unresolved issues"*. Elsevier. Construction and Building Materials Journal v.17, pp 439-446.

- [106] Nanni, A.; Dolan, C.W. (1993) (eds.) *"Fiber-reinforced-plastic reinforcement for concrete structures, International Symposium"*. American Concrete Institute (ACI), SP-138, p.177.
- [107] Nanni, A.; Kocaoz, S.; Samaranayake, V.A. (2005) *"Tensile characterization of glass FRP bars"*. Elsevier. Composites Part B: Engineering 36, pp 127-134.
- [108] Nanni, A; Balaguru, P.; Giancaspro, J. (2009) *"FRP composites for reinforced and prestressed concrete structures"*. Ed. Taylor & Francis.
- [109] Nawy, E. (2008) *"Chapter 22: Fiber-Reinforced Composites. -- Concrete construction engineering. Handbook 2nd Edition"*. Ed. CRC Press Taylor & Francis Group.
- [110] Nawy, E. G.; Neuwerth, G.E. (1971) *"Behaviour of fiber glass reinforced concrete beams"*. Journal Structural Division ASCE, pp. 2203-2215.
- [111] Nawy, E. G.; Neuwerth, G.E. (1977) *"Fiberglass reinforced concrete slabs and beams"*. Journal Structural Division ASCE, pp. 421-440.
- [112] Neale, K.W.; Labossière, P. (1992) (eds.) *"Advanced composite materials on bridges and structures"*. 1st Int. Conf. Sherbrooke, Québec, Canadian Society for Civil Engineering, p.700.
- [113] NEFCOM Corporation (1998) *"Technical leaflet 3: Fire resistance of concrete slabs reinforced by NEFMAC"*. NEFCOM Corporation.
- [114] Ozel, M. (2002) *"Behavior of concrete beams reinforced with 3-D fiber reinforced plastic grids"*. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin - Madison, USA
- [115] Pajón, J. *"Hormigón y materiales compuestos. Bloque III: Cálculo"*. Apuntes.
- [116] Pakalnis, R.; Peterson, D.A.; Mah, G.P. (1994) *"Glass fiber cable bolts – An alternative"*. CIM Bulletin v.87 (976), pp. 53-57.
- [117] Pleiman, L.G. (1987) *"Tension and bond pull-out tests of deformed fiber-glass rods"*. Final Report, Vega Technolitics.

- [118] Rasheed, H.; Nayal, R.; Melhem, H. (2004) *"Response prediction of concrete beams reinforced with FRP bars"*. Elsevier. Composite Structures 65, pp 193-204.
- [119] Razaqpur, A.G.; Mostofinejad, D. (1999) *"Experimental study of shear behaviour of continuous beams reinforced with carbon fiber reinforced polymer"*. Proc. 4th Int. Symposium, Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures. American Concrete Institute, pp. 169-178.
- [120] Razaqpur, A.G.; Svecová, D.; Cheung, M.S. (2000) *"Rational method for calculating deflection of fiber-reinforced polymer reinforced beams"*. ACI Structural Journal, v. 97 n° 1, pp 175-184.
- [121] Rodriguez, L.F. (1990) *"Curso de hormigón armado según la EH-88"*. Servicio de Publicaciones del Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.
- [122] Rovira, J.A. (2010) *"Barra a base de polímero Barra a base de polímeros reforzados con fibras para el armado del hormigón"*. Patente n° ES 2 235 011.
- [123] Rovira, J.A. (2009) *"Modelo teórico de secciones de hormigón armadas con redondos GFRP"*. Universidad Politecnica de Valencia.
- [124] Saadamanesh, H.; Ehsani, M.R. (1991) *"Fiber composites bars for reinforced concrete constructions"*. Journal Composites of Materials 25, pp.188-203.
- [125] Saafi, M. (2002) *"Effect of FIRE on FRP reinforced concrete members"*. Elsevier. Composite Structures 58, pp 11-20.
- [126] Saafi, M.; Toutanji, H.; (2000) *"Flexural behavior of concrete beams reinforced with glass fiber-reinforced polymer (GFRP) bars"*. ACI Structural Journal, v. 97 n° 5, pp 712-719.
- [127] Saikia, B; Kumar, P; Thomas, J; Rao, K.S.; Ramaswamy, A. (2006), *"Strength and serviceability performance of beams reinforced with GFRP bars in flexure"*. Elsevier, Construction and Building Materials Journal v.21, pp 1709-1719.

- [128] Sakashita, M. (1997) *"Deflection of continuous fiber reinforced concrete beams subjected to loaded heating"*. Proceedings Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Volume 2, pp. 51-58.
- [129] Saliba Al-Sunna, R. (2006), *"Deflection behaviour of FRP reinforced concrete flexural members"*. Thesis, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, UK.
- [130] Serrano, M.A. (2002) *"Diseño de elementos de hormigón armado. Problemas resueltos de acuerdo con la EHE"*. Ed. Bellisco, Ediciones Técnicas y Científicas.
- [131] Shehata, E.; Morphy, R.; Rizkalla, S. (2000) *"Fiber reinforced polymer shear reinforcement for concrete members: Behaviour and design guidelines"*. Canadian Journal Civil Engineering 27(5), pp. 859-872.
- [132] Sierra, J.J. (2007) *"Diseño de un horno para ensayos de la Resistencia al fuego de materiales de construcción"*. EUETI, Univesitat Politècnica de Catalunya.
- [133] Somboonsong, W.; Ko, F.K.; Harris, H.G. (1998) *"Ductile hybrid fiber reinforced plastic reinforcing bar for concrete structures: Design methodology"*. ACI Materials Journal 95(6), pp. 655-666.
- [134] Sooriyaarachchi, H.; Pilakoutas, K.; Byars, E. (2005) *"Tension stiffening behaviour of GFRP-reinforced concrete"*. 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-7).
- [135] Taerwe, L.R.; Matthys, S. (1999) *"FRP for concrete structures"*. Concrete International v.21 (10), pp. 33-36.
- [136] Taerwe, L.R.; Matthys, S. (2000) *"Concrete slabs reinforced with FRP grids. I: One-way bending"*. Journal Composites of Construction v.4 (3), pp. 145-153.
- [137] Tanano, H.; Masuda, Y; Tomosawa, F. (1999) *"Characteristics and performance evaluation methods of continuous fibre bars – state of the art studies on fire properties and durability of continuous fibre reinforced concrete in Japan"*. Proceedings 4th International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, pp. 523-531.

- [138] Tihouart, B; Benmokrane, B; Gao, D. (1998) *“Investigation of bond in concrete member with fibre reinforced polymer (FRP) bars”*. Elsevier, Construction and Building Materials Journal v.12, pp 453-462.
- [139] Toutanji, H.; Deng, Y. (2003) *“Deflection and crack-width prediction of concrete beams reinforced with glass FRP rods”*. Elsevier. Construction and Building Materials Journal 17, pp. 69-74.
- [140] Trejo, D.; Aguiñiga, F.; Yuan, R.L.; James, R.W.; Keating, P.B. (2003) *“Characterization of design parameters for fiber reinforced polymer composite reinforced concrete systems”*. Technical Report. Texas Department of Transportation. USA.
- [141] UNE-EN ISO 178:2001. *“Plásticos. Determinación de las propiedades de flexión”*.
- [142] UNE-EN ISO 527-1:1996. *“Plásticos. Determinación de las propiedades en tracción. Parte 1: principios generales”*.
- [143] UNE-EN ISO 527-4:1997. *“Plásticos. Determinación de las propiedades en tracción. Parte 4: condiciones de ensayo para plásticos compuestos isotrópicos y orto trópicos reforzados con fibras”*.
- [144] UNE-EN ISO 527-5:1997. *“Plásticos. Determinación de las propiedades en tracción. Parte 5: condiciones de ensayo para plásticos compuestos unidireccionales reforzados con fibras”*.
- [145] UNE-EN ISO 604:2003. *“Plásticos. Determinación de las propiedades en compresión”*.
- [146] UNE-EN 1363-1:2000. *“Ensayos de resistencia al fuego. Parte 1: Requisitos generales”*.
- [147] UNE-EN 1363-2:2000. *“Ensayos de resistencia al fuego. Parte 2: Procedimientos alternativos y adicionales”*.
- [148] UNE-EN 1363-3:2000. *“Ensayos de resistencia al fuego de los elementos portantes. Parte 3: Vigas”*.

- [149] UNE-EN 1363-4:2000. *“Ensayos de resistencia al fuego de los elementos portantes. Parte 4: Pilares”*.
- [150] UNE-EN 1766:2000. *“Hormigones de referencia para ensayos. Métodos de ensayo”*.
- [151] UNE ISO 5893:2002. *“Testing machines for rubbers and plastics. Part 1: Tensile, flexure and compression types”*.
- [152] UNE 10002-1:2001. *“Materiales metálicos. Ensayos de tracción. Parte 1. Método de ensayo a temperatura ambiente”*.
- [153] UNE-EN 10080:2006. *“Acero para el armado del hormigón. Acero soldable para armaduras de hormigón armado. Generalidades. (anexo d)”*.
- [154] UNE-EN 13501-1:2007+A1:2009. *“Clasificación en función del comportamiento frente al fuego de los productos de construcción y elementos para la edificación. Parte 2: Clasificación a partir de los datos obtenidos de los ensayos de resistencia al fuego”*.
- [155] UNE-EN 13501-2:2007+A1:2009. *“Clasificación en función del comportamiento frente al fuego de los productos de construcción y elementos para la edificación. Parte 2: Clasificación a partir de los datos obtenidos de los ensayos de resistencia al fuego excluidas las instalaciones de ventilación”*.
- [156] UNE-EN 13706:2003. *“Materiales compuestos de plástico reforzado. Especificaciones para perfiles pultruidos”*.
- [157] UNE-EN 13706-1:2003. *“Materiales compuestos de plástico reforzado. Especificaciones para perfiles pultruidos. Parte 1: designación”*.
- [158] UNE-EN 13706-2:2003. *“Materiales compuestos de plástico reforzado. Especificaciones para perfiles pultruidos. Parte 2: métodos de ensayo y requisitos generales”*.
- [159] UNE-EN 13706-3:2003. *“Materiales compuestos de plástico reforzado. Especificaciones para perfiles pultruidos. Parte 3: requisitos específicos”*.

- [160] UNE-EN 14651:2007+A1:2008. *"Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación de la resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual)"*.
- [161] UNE-EN ISO 15630:2003. *"Aceros para el armado y el pretensado del hormigón. Métodos de ensayo. Parte 1. (ensayo de fatiga)"*.
- [162] UNE-EN ISO 53417:2001. *"Maquinaria para plásticos y cauchos. Descripción de las máquinas para ensayos de tracción, flexión y compresión de plásticos y caucho con velocidad de desplazamiento constante"*.
- [163] UNE 66040:2003. *"Interpretación estadística de los resultados de un ensayo"*.
- [164] Villodre, J. (2000) *"Ejercicios prácticos de hormigón armado. Introducción a las normas EH-91 y EHE"*. Publicaciones de la Universidad de Alicante.
- [165] Wang, Y.C.; Kodur, V. (2005) *"Variation of strength and stiffness of fibre reinforced polymer reinforcing bars with temperature"*. Elsevier. Cement & Concrete Composites 27, pp 864-874.
- [166] Wang, Y.C.; Wong, P.M.; Kodur, V. (2003) *"Mechanical properties of fibre reinforced polymer reinforcing bars at elevated temperatures"*. Proceedings, ASCE/SFPE Conference on Designing Structures for Fire. Society of fire protection engineers.
- [167] Wang, H.; Belardi, A. (2005) *"Flexural behaviour of fiber-reinforced-concrete beams reinforced with FRP rebars"*. 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-7).
- [168] Wegian, F.M.; Abdalla, H.A. (2005) *"Shear capacity of concrete beams reinforced with fiber reinforced polymers"*. Elsevier. Composite Structures 71, pp. 130-138.
- [169] Zhou, Z.; Ou, J.P.; Wang, B (2003) "Smart FRP-OFGB bars and their application in reinforced concrete beams". Proceedings of 1st International Conference on Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure, 13-15, Nov, Tokyo, Japan: 861-866, Available from www.tricombj.com

9 ANEXO I

El Anexo I consiste en un disco compacto que contiene la versión actual (Noviembre 2010) del programa de diseño, cálculo y comprobación de secciones de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio “RTHp Armado”.