Universidad Politécnica de Madrid

**Escuela Técnica Superior de Ingenieros de
Camino, Canales y Puertos**

**“Influencia de las condiciones de ejecución en la
resistencia de anclajes de fibra de
carbono para refuerzos en estructuras de hormigón”.**

Tesis Doctoral

Paula Villanueva Llauro
Arquitecto

Madrid, 2017

Paula Villanueva Llauro

Madrid, 2017

ISBN: 978-84-617-8555-1

Departamento de Ingeniería Civil - Construcción

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

**“Influencia de las condiciones de ejecución en la
resistencia de anclajes de fibra de
carbono para refuerzos en estructuras de hormigón”**

Tesis Doctoral

por

Paula Villanueva Llauradó

Arquitecto

Directores de Tesis:

Jaime Fernández Gómez

Francisco José González Ramos

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales
y Puertos

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales
y Puertos

Madrid, 2017

POLITÉCNICA

Tesis Doctoral

“Influencia de las condiciones de ejecución en la resistencia de anclajes de fibra de carbono para refuerzos en estructuras de hormigón”

Tribunal nombrado por el Magnífico y Excelentísimo Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, el día de de 2017.

Presidente:

Vocal:

Vocal:

Vocal:

Secretario:

Suplente:

Suplente:

Realizado el acto de defensa y lectura de la Tesis el día..... de de 2017 en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la U.P.M.

Calificación:.....

EL PRESIDENTE

LOS VOCALES

EL SECRETARIO

A mis padres

Agradecimientos

En primer lugar quiero expresar un profundo y sincero agradecimiento a mis directores Jaime Fernández Gómez y Francisco José González Ramos por darme la oportunidad de realizar esta tesis doctoral. Quiero agradecer sus valiosas aportaciones durante el desarrollo de la investigación, así como el excelente trato, la ayuda y dedicación que me han brindado en todo momento.

Indudablemente esta tesis doctoral no habría sido posible sin la ayuda de SIKA S.A.U. y la Cátedra de Edificación y Prefabricación de la E.T.S.I de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. El apoyo de la empresa Betazul S.A. ha sido igualmente imprescindible para la monitorización y realización de los ensayos. Deseo también agradecer al departamento de Ingeniería Civil “Construcción”, y a la Comisión de Doctorado, por su asesoramiento para la culminación de esta tesis.

Quiero agradecer especialmente la inestimable colaboración durante la realización del trabajo experimental del equipo de SIKA S.A.U, y especialmente a los demostradores de su escuela sin los cuales no se habrían podido realizar los ensayos.

A la cátedra y al cuerpo docente de Edificación y Prefabricación de la E.T.S.I de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid quiero agradecerles el apoyo que me han brindado durante estos años. También a mis compañeros de máster y de doctorado, por compartir sus experiencias y guiarme durante este proceso.

Un agradecimiento muy especial al centro de innovación en materiales de la University of Bath y a su equipo docente e investigador, por su cálida acogida y por ayudarme a desarrollar la parte analítica de la tesis. Particularmente a Tim Ibell, por su dedicación y guía durante mi estancia; a Saverio Spadea, quien me brindó muy buenos consejos; a Antony Darby y a Mark Everden, por facilitarme la integración en un grupo de trabajo.

A mi familia, a mis tíos y primos, a mis amigos y compañeros, que han escuchado pacientemente cada avance y retroceso durante la investigación y que han estado dispuestos a leer borradores y discutir formas de presentar los gráficos, de hacer esquemas, y de seleccionar información.

En recuerdo de mi tío Ángel, que con su ejemplo me animó a comenzar la actividad investigadora.

A mis padres, que se han volcado conmigo y me han acompañado siempre, que me han mostrado su apoyo y cariño durante los años de estudios e investigación y me han permitido, finalmente, alcanzar esta meta.

A Álvaro, por aguantar mis altibajos durante el desarrollo de la tesis, por apoyarme cada día, por cuidarme, por darme la fuerza para terminar este trabajo. Gracias por estar ahí.

Resumen

Los materiales compuestos con fibra en matriz polimérica (FRP) son muy utilizados actualmente para actuaciones de refuerzo y rehabilitación de estructuras de hormigón armado y de fábrica, tanto de obra civil como de edificación. Entre las ventajas de estos materiales destacan su alta resistencia a tracción, alta relación resistencia/peso y buenas propiedades durables. En estructuras de hormigón se pueden emplear para refuerzo de elementos a compresión por confinamiento, y de elementos a flexión y cortante tales como vigas y losas.

Las técnicas de refuerzo con FRP se clasifican atendiendo a la disposición del refuerzo, que puede ser exterior adherida a la superficie del elemento a reforzar o bien parcialmente embebida en rozas lineales. La elección de la técnica de refuerzo más apropiada a cada proyecto dependerá del estado de conservación del material de soporte, de la accesibilidad para la reparación y de la importancia de la integración visual de la actuación, entre otros factores. Los refuerzos exteriores son más frecuentes por su mayor facilidad de instalación y porque requieren una menor alteración del soporte. Además, pueden hacerse de forma superficial mejorando la integridad del elemento reforzado.

La eficacia de los refuerzos de FRP, especialmente de los sistemas aplicados exteriormente, está limitada por el fallo prematuro por despegue. Este fallo de adherencia, relacionado con las tensiones en la interfaz, lleva a no aprovechar la resistencia del material.

En las normas y guías de diseño que existen para refuerzos de hormigón con FRP se considera la limitación debida al fallo por despegue. Dicha limitación se expresa en términos de deformación máxima o de resistencia máxima de adherencia calculada en función de la longitud adherida. La longitud adherida juega un papel fundamental en la transferencia de tensiones en la interfaz refuerzo-soporte; en la literatura hay consenso respecto a la existencia de una longitud efectiva de transferencia de tensiones, más allá de la cual no se incrementa la resistencia aunque se aumente la longitud adherida. El desaprovechamiento del FRP derivado del despegue prematuro, y la imposibilidad en ocasiones de disponer la longitud adherida necesaria para conseguir la máxima adherencia, ha llevado al desarrollo de sistemas de anclaje. En la última década se han desarrollado diversos sistemas de anclaje para FRP para evitar, o retrasar, el despegue del refuerzo. Como en el caso de los propios refuerzos, se distingue entre sistemas de anclaje externos y embebidos.

Los anclajes externos más comunes son los que funcionan mediante un incremento de la superficie de adherencia, bien mediante la prolongación del refuerzo hasta otro elemento con superior resistencia a tracción, o bien mediante un sistema de parches bidireccionales. Los anclajes embebidos pueden tener un funcionamiento de anclaje mecánico o aprovechar una técnica de refuerzo parcialmente embebida para aumentar la superficie de adherencia. Los anclajes de tipo mecánico se basaron inicialmente en el refuerzo con pletinas metálicas, empleando pernos y placas; estos sistemas tienen el inconveniente de una menor durabilidad, al incluir elementos metálicos. Como alternativa a los anclajes metálicos aparecieron anclajes realizados con las mismas fibras que el refuerzo, a los que habitualmente se conoce como anclajes de FRP.

Los anclajes de FRP no presentan incompatibilidad con el soporte ni con el refuerzo, y tienen buena durabilidad. Consisten en fibras unidireccionales dispuestas en una sección cilíndrica; el anclaje consta de un tramo que se embebe en resina y se introduce en una perforación realizada previamente en el soporte, y en un tramo libre que se expande en forma de abanico y se adhiere al refuerzo, con la misma resina usada como adhesivo del mismo al soporte.

La eficacia de los anclajes de FRP ha sido demostrada en numerosas campañas experimentales, logrando retrasar el despegue o incluso cambiando el modo de fallo; las guías existentes para diseño de refuerzos de FRP apuntan a la mejora que puede conseguirse con estos sistemas de anclaje, pero hay un gran desconocimiento de los parámetros implicados en su comportamiento que ha limitado su uso hasta la fecha. Los estudios publicados sobre anclajes de FRP son de tres tipos: resistencia a arrancamiento del anclaje, resistencia a corte de refuerzos anclados a probetas de hormigón y resistencia de refuerzos anclados en vigas y losas. Los ensayos a arrancamiento han permitido identificar algunas variables que afectan a la resistencia y modo de fallo de los anclajes, pero partiendo de una sollicitación que rara vez se da en los anclajes de FRP en condiciones reales; los ensayos a corte de refuerzos anclados tratan de reproducir la situación tensional más común para los anclajes, pero no permiten aislar las variables del propio anclaje de las de su interacción con el refuerzo.

En el presente trabajo se presentan dos campañas experimentales. La primera consistió en 64 ensayos a corte de cordones de fibra de carbono embebidos en hormigón; en la segunda se ensayaron a corte refuerzos adheridos y anclados en probetas de hormigón. Estas dos fases se realizaron consecutivamente, para poder emplear los resultados de los cordones aislados en el diseño de los anclajes de la segunda fase.

El objetivo de la primera fase de ensayos fue aislar e interpretar los parámetros que afectan al comportamiento de los anclajes, para poder proponer un diseño optimizado de los anclajes de FRP. Se estudiaron variables geométricas y de ejecución. Las variables geométricas consideradas fueron: profundidad de introducción, diámetro de la perforación e inclinación de la perforación respecto a la carga; las variables de ejecución incluyeron la técnica de fabricación e introducción del anclaje y la herramienta utilizada para el tratamiento del filo de la perforación. Los resultados de esta primera fase permitieron identificar las variables con mayor influencia en la resistencia de los anclajes de FRP: la profundidad, el tratamiento del filo de la perforación y el ángulo de la perforación.

Las dos últimas variables están íntimamente relacionadas ya que ambas afectan a la concentración de tensiones en el tramo de doblado del anclaje. Del análisis de las variables de la primera fase experimental se decidió que una configuración bastante optimizada para un anclaje de 10 mm de diámetro consiste en una perforación a 135°, con un diámetro de 20 mm y una profundidad de 100 mm. Todos los anclajes de la segunda campaña se realizaron conforme a estos parámetros de diseño.

La segunda fase de la investigación se centró en dos aspectos: la posición relativa del anclaje respecto al refuerzo y la incorporación de anclajes múltiples. Se ensayaron tres disposiciones del tramo libre del anclaje: bajo el refuerzo, con las fibras embebidas en rozas radiales de poca profundidad, entre dos capas de refuerzo y sobre el refuerzo. Esta campaña reveló que la posición relativa de anclaje y refuerzo afecta a la resistencia máxima y al modo de fallo del refuerzo. Los mejores resultados se obtuvieron para anclajes embebidos entre dos capas de refuerzo. Tanto los anclajes sobre el refuerzo como entre capas de refuerzo consiguieron evitar el despegue del refuerzo, mientras que los anclajes por debajo del refuerzo incrementaron la carga máxima respecto a los refuerzos adheridos, pero no cambiaron el modo de fallo. La configuración de los anclajes múltiples se hizo a partir de los resultados anteriores, de modo que todos los anclajes múltiples se instalaron entre dos capas de refuerzo. No se apreció ninguna mejora en términos de resistencia entre los anclajes únicos y múltiples, pero se observó una mayor rigidez en las probetas con anclajes múltiples, fruto de la mayor sección de fibras, que pudo provocar el fallo prematuro en el tramo más débil del refuerzo.

Los resultados obtenidos se compararon con la base existente de anclajes de FRP a tracción pura y de refuerzos anclados a corte. Se ha elaborado un modelo analítico para el diseño de refuerzos con este tipo de anclajes. Se pretende que el modelo propuesto sirva de base para futuras investigaciones, precisándose una calibración del mismo con resultados experimentales de las variables menos documentadas hasta la fecha.

Abstract

Fibre reinforced polymers (FRP) are widely used nowadays to upgrade and retrofit concrete and masonry structures, both of buildings and civil works. Among the advantages of these materials, the most remarkable are their high tensile strength, high strength-to-weight ratio and their durable properties. In existing concrete members, FRP reinforcements are mainly employed to increase the load-bearing capacity of compressed elements and the bending and shear capacity of beams and slabs.

The reinforcing techniques with FRP can be classified according to the reinforcement's position; this leads to two different categories: externally bonded (EB) and near surface mounted (NSM) reinforcements. Each technique should be chosen depending on the supports quality and current state, the ease of application to the original member and heritage conservation aspects, among other factors. Externally bonded reinforcements are more frequent as a consequence of their relatively easy application and because they hardly alter the support; additionally, they can cover larger surfaces enhancing the integrity of the reinforced structure.

The efficiency of FRP reinforcements, and specially the one of externally bonded reinforcements, is limited by the premature delamination from the substrate. This failure mode, which is related to the interface stresses, hinders the optimal utilization of the composite materials' strength.

Existing codes and guidelines provide equations to estimate or directly to prevent debonding, by means of limitation of the maximum strain or by calculating the maximum bond strength, which is a function of the bonded length. The bonded length has been identified as a key factor in transferring the stresses in the FRP-to-support interface; this has led to the definition of the effective bond length, the bonded length beyond which the stress transfer cannot be increased for a given substrate and reinforcement.

The underuse of the FRP due to premature debonding, and the fact that in many cases the available bond length is lower than the effective one, has resulted in the development of anchorage systems. These systems were originated with the aim of delaying or preventing debonding. As in the case of reinforcements, anchorage technologies are usually divided into external and embedded.

External anchorage techniques generally imply an increase in the adherent surface, with bidirectional patches or extending the bonded length up to a stronger adjacent member. Embedded techniques can work as mechanical anchors or as a hybrid EB-NSM system. Mechanical anchors were initially made of steel; these systems can compromise the durability of the reinforced system. Anchors made of the same fibres as the reinforcements, commonly referred to as FRP spike anchors, emerged as an alternative to metal anchors.

Spike anchors are characterised by their compatibility with both supports and reinforcements, and their durability. The anchors consist of unidirectional fibres from sheets or bundles, in the form of cylinders; they have a dowel region which is embedded in a hole in the support, and a free end where fibres are opened in a fan and which is adhered to the reinforcement. The efficiency of spike FRP anchors to delay debonding or even to change the failure mode of the anchored joints has been proved in a number of experimental works, and existing guidelines for structural retrofitting with FRP regard them as a promising way of enhancing the performance of externally bonded applications.

However, there is a huge lack of knowledge concerning the parameters that affect the spike anchor's performance and, as a result, their widespread use is hindered to date. Literature on spike anchors can be classified, attending to the test methods and elements, as: pull-out strength of anchors, shear strength of anchored joints and bending or shear strength of beams and slabs with anchored reinforcements.

Pull-out tests on isolated anchors let researchers identify some of the parameters affecting their strength and failure mode. Nevertheless, the test method does not represent the most common stress pattern of spike anchors. Single and double shear tests on anchored joints aim to reproduce a more usual stress pattern, and arguably the worst one as it is marked by the reduction of strength due to bending; the problem with this kind of test is that it does not allow isolating the parameters of the anchors from those of the interaction between the anchor and the reinforcement.

In this thesis two experimental campaigns are presented. The first one involved 64 single-shear tests on isolated carbon fibre ropes embedded in concrete. In the second one, single-shear tests were conducted on FRP anchored joints. The two campaigns were carried out sequentially, with the aim of using the results and conclusions from the tests on isolated anchors to optimise the design of the anchored reinforcements.

The main goal of the first experimental campaign was to isolate and analyse the parameters controlling the anchor's performance; in order to do so, geometrical and installation parameters were studied. The geometrical parameters included embedded length, hole diameter and dowel angle, defined as the angle with which the anchor is inserted in the concrete in relation to the main stress; installation parameters comprised manufacturing and introduction technique as well as different tools to smooth the hole edge to reduce stress concentration in the bending region.

The results from the tests on isolated anchors allowed determining which parameters influenced the most the anchor's performance; three parameters were identified: the embedment length, the smoothing of the hole edge and the dowel angle. The last two of them are closely related as both of them affect the stress concentration due to bending. From the analysis of the three abovementioned parameters, it was established that an enough optimised design for a spike anchor of a 10 mm diameter could comprise: a 135° dowel angle, with a diameter of 20 mm and an embedment length of 100 mm. All the anchored joints of the second campaign were designed according to these considerations.

The second phase of the investigation was focused on two aspects: the position of the anchor fan with respect to the reinforcement, and the installation of multiple anchors. Three different position of the anchor fan were compared: under the reinforcement, with the fibres embedded in radial grooves into the concrete; between two plies of the reinforcement; and bonded onto the plate. The results revealed that the relative position of the anchor fan and the reinforcement has influence on the maximum load and on the failure mode of anchored joints. Best results were obtained for anchor fans inserted between two plies of reinforcement. Both fan anchors bonded onto the plate and inserted between plies were able to prevent debonding, whereas the anchor fan embedded in grooves increased the debonding load but could not change the failure mode.

The configuration of multiple anchors was made according to the previous results, with the anchor fans between plies of the reinforcement. No enhancement in terms of strength was observed in comparison to the tests with one anchor. It was concluded that the the increased stiffness of the plates with multiple anchors could provoke the premature failure in tension in the weakest region of the reinforcement, hindering the optimum use of the anchors.

The results of the two experimental campaigns were compared to the available data from literature. A database was constructed and employed to optimise a design model for spike anchors and anchor joints. The author's wish is that the proposed model may be used as a starting point for future research.

Índice

Agradecimientos	IX
Resumen	XI
Abstract	XV
Índice de figuras	XXV
Índice de tablas	XXX
Notación	XXXI
Capítulo 1. Introducción	1
1.1.- Justificación de la tesis doctoral.....	1
1.2.- Objetivos	3
1.3.- Organización de la tesis	4
Capítulo 2. Estado actual del conocimiento	7
2.1.- Introducción.....	7
2.2.- Materiales compuestos para la construcción	8
2.2.1.- Definición	8
2.2.2.- Constituyentes	9
2.2.2.1.- Fibras	9
2.2.2.2.- Matriz	12
2.2.2.3.- Adhesivo	13
2.2.3.- Fabricación	13
2.3.- Técnicas de refuerzo de estructuras con FRP	15
2.3.1.- Refuerzos externos.....	15
2.3.2.- Refuerzos parcialmente embebidos	17

2.4.- Refuerzo de elementos estructurales con FRP	18
2.4.1.- Refuerzos a compresión.....	18
2.4.2.- Refuerzos a flexión	19
2.4.2.1.- <i>Modos de fallo de refuerzos a flexión</i>	20
2.4.3.- Refuerzos a cortante	23
2.5.- Mecanismo adherente de refuerzos de FRP	24
2.5.1.- Longitud efectiva de adherencia.....	25
2.5.2.- Distribución de deformaciones en el ancho de lámina	26
2.5.3.- Métodos de ensayo de adherencia.....	27
2.5.4.- Modelos de adherencia para hormigón	29
2.5.5.- Influencia de la preparación del soporte.....	32
2.6.- Normativa existente para refuerzos de FRP	33
2.6.1.- Boletín fib-14 (2001)	34
2.6.2.- ACI 440.2R (2008).....	36
2.6.3.- Technical Report TR55 (2012)	38
2.6.4.- CNR-DT 200 (2013).....	40
2.7.- Otros materiales compuestos para refuerzo	42
2.8.- Sistemas de anclaje para refuerzo estructural con materiales compuestos FRP y TRM.....	44
2.8.1.- Comportamiento de refuerzos anclados.....	44
2.8.2.- Clasificación de sistemas de anclaje	46
2.8.2.1.- <i>Sistemas de anclaje en superficie</i>	47
2.8.2.2.- <i>Sistemas de anclaje embebidos</i>	50
2.8.2.3.- <i>Sistemas mixtos superficiales y embebidos</i>	54
2.8.3.- Evaluación de los sistemas de anclaje para refuerzos superficiales de FRP	58
2.9.- Anclajes de FRP	60
2.9.1.- Mecanismo de transferencia de tensiones de los anclajes de FRP ...	64
2.9.2.- Investigaciones sobre anclajes de FRP.....	66
2.9.2.1.- <i>Campañas de arrancamiento de anclajes</i>	66
2.9.2.2.- <i>Campañas de ensayos de corte con refuerzos de FRP</i> <i>anclados</i>	70
2.9.2.3.- <i>Campañas experimentales de vigas y losas a flexión</i>	93

2.9.2.4.- <i>Uso de anclajes de FRP en el refuerzo de distintos elementos constructivos</i>	95
---	----

Capítulo 3. Plan experimental y resultados de cordones de fibra de carbono aislados	103
3.1.- Introducción.....	103
3.2.- Descripción de la campaña experimental	104
3.2.1.- Parámetros estudiados	104
3.2.1.1.- <i>Variables geométricas</i>	105
3.2.1.2.- <i>Variables de ejecución</i>	118
3.2.2.- Materiales empleados.....	111
3.2.3.- Preparación del ensayo e instrumentación.....	112
3.3.- Resultados de la campaña experimental	114
3.3.1.- Modos de fallo.	114
3.3.2.- Resumen de resultados.	116
3.3.3.- Influencia de variables en la resistencia	118
3.3.3.1.- <i>Profundidad embebida y método de instalación</i>	118
3.3.3.2.- <i>Ángulo de inserción</i>	119
3.3.3.3.- <i>Tratamiento del filo de la perforación</i>	121
3.3.3.4.- <i>Díámetro de la perforación</i>	122
3.3.4.- Respuesta tensión-deslizamiento	123
3.3.5.- Influencia de las variables en el modo de fallo	131
3.4.- Análisis de los datos experimentales mediante regresión lineal múltiple	132
3.4.1.- Análisis de resultados con regresión lineal múltiple.	132
3.4.2.- Análisis mediante regresión lineal múltiple con reagrupación de variables.....	137
3.5.- Análisis de los datos experimentales mediante diagramas de posición y dispersión	143

Capítulo 4. Plan experimental y resultados de tejidos de fibra de carbono anclados	147
4.1.- Introducción.....	147
4.2.- Descripción de la campaña experimental	148
4.2.1.- Parámetros estudiados.....	148

4.2.2.- Materiales empleados.....	152
4.2.3.- Instalación de refuerzos y anclajes.....	155
4.2.4.- Ensayo e instrumentación.	157
4.3.- Resultados de la campaña experimental	159
4.3.1.- Modos de fallo	159
4.3.2.- Resumen de resultados	164
4.3.3.- Análisis de resultados de refuerzos adheridos y anclados en términos de resistencia	165
4.3.3.1.- Resistencia de la serie control	165
4.3.3.2.- Influencia de la posición relativa del tramo libre del anclaje con respecto a las capas de tejido	167
4.3.3.3.- Influencia de anclajes múltiples	168
4.3.4.- Análisis de curvas carga-desplazamiento	170
4.3.4.1.- Curvas carga-desplazamiento de la serie control y de la serie con un único anclaje	170
4.3.4.2.- Respuesta genérica de refuerzos anclados.....	173
4.3.4.3.- Curvas carga-desplazamiento de la serie de anclajes múltiples.....	175

Capítulo 5. Modelo analítico para estimar la contribución de los anclajes de FRP a la resistencia de refuerzos adheridos	177
5.1.- Introducción.....	177
5.2.- Esquema de validación del modelo de diseño y los ensayos para sistemas de anclaje	178
5.3.- Comportamiento de cordones aislados.....	181
5.4.- Elaboración del modelo de cálculo para la carga unitaria del anclaje	182
5.4.1.- Forma general del modelo	182
5.4.2.- Elaboración de la base de datos de conectores aislados.....	186
5.4.3.- Resistencia a tracción del anclaje	188
5.4.4.- Comportamiento adherente	189
5.4.5.- Resistencia por doblado	196
5.4.6.- Validación del modelo con la base de datos	204
5.4.6.1.- Evaluación de la idoneidad del modelo propuesto con respecto a formulaciones alternativas	208

5.4.6.2.- Capacidad predictiva del modelo para distintas variables	211
5.5.- Relación entre la resistencia unitaria del anclaje y la mejora en refuerzos anclados	217
5.5.1.- Aprovechamiento de anclajes múltiples	227
5.6.- Recomendaciones para el diseño de refuerzos con anclajes de FRP	230
5.6.1.- Recomendaciones para diseño de láminas ancladas	235
5.7.- Relación entre el modelo de cálculo y los resultados de la segunda campana experimental	238
5.8.- Ejemplos de diseño de refuerzos adheridos y estimación de la contribución de anclajes	242
5.8.1.- Ejemplo de viga biapoyada.....	243
Capítulo 6. Conclusiones y futuras líneas de investigación	249
6.1.- Introducción.....	249
6.2.- Conclusiones de la campana experimental de cordones ensayados a corte	250
6.2.1.- Conclusiones de las variables estudiadas	250
6.2.1.1.- Modo de fallo	250
6.2.1.2.- Resistencia	251
6.2.1.3.- Relación carga-desplazamiento.....	252
6.2.2.- Representatividad del ensayo para las variables estudiadas	253
6.3.- Conclusiones de la campana experimental de refuerzos anclados	254
6.3.1.- Conclusiones de las variables estudiadas	254
6.3.1.1.- Modo de fallo	254
6.3.1.2.- Resistencia	255
6.3.1.3.- Relación carga-desplazamiento.....	255
6.3.2.- Representatividad del ensayo para las variables estudiadas	256
6.4.- Conclusiones del modelo analítico.....	257
6.4.1.- Conclusiones de la resistencia unitaria de anclajes	258
6.4.1.1.- Modo de fallo. Tramos del modelo.....	258
6.4.1.2.- Selección de parámetros	258
6.4.1.3.- Niveles de ajuste.....	259
6.4.2.- Conclusiones de la aplicación a refuerzos anclados	260
6.5.- Futuras líneas de investigación.....	261

Capítulo 7. Concluding remarks and future works	263
7.1.- Introduction	263
7.2.- Remarks from the single-shear test son isolated anchors	264
7.2.1.- Influence of the studied parameters	264
7.2.1.1.- <i>Failure mode</i>	264
7.2.1.2.- <i>Maximum load</i>	265
7.2.1.3.- <i>Load-slip response</i>	266
7.2.2.- Suitability of the test method for isolated anchors	267
7.3.- Remarks from the single-shear test son anchored joints	268
7.3.1.- Influence of the studied parameters	268
7.3.1.1.- <i>Failure mode</i>	268
7.2.1.2.- <i>Maximum load</i>	269
7.3.1.3.- <i>Load-slip response</i>	269
7.3.2.- Suitability of the test method for anchored joints	270
7.4.- Conclusions of the analytical model	271
7.4.1.- Design of the anchorage device	272
7.4.1.1.- <i>Failure modes and model general form</i>	272
7.4.1.2.- <i>Selection of parameters</i>	272
7.4.1.3.- <i>Model fitting</i>	273
7.4.2.- Applicability of the model to anchored joints.....	274
7.5.- Future works	275
 Bibliografía.....	 277
 Anexos	 291

Índice de figuras

Fig. 2.1- Diagrama tensión deformación de los materiales FRP	8
Fig. 2.2- Productos laminados y pultrusionados de FRP	14
Fig. 2.3- Sistemas de refuerzo exterior	16
Fig. 2.4- Sistemas de refuerzo parcialmente embebido	17
Fig. 2.5- Refuerzo de elementos a flexión con FRP	19
Fig. 2.6- Modos de fallo de refuerzos de FRP en elementos a flexión	21
Fig. 2.7- Modos de fallo asociados al despegue de refuerzos a flexión	22
Fig. 2.8- Viga reforzada a flexión y cortante	23
Fig. 2.9- Distribución de tensiones en la interfaz FRP-hormigón (Fuente: Subramaniam et al., 2007)	14
Fig. 2.10- Deformaciones en la sección de un refuerzo adherido en la zona de transferencia de tensiones (Fuente: Subremaniam et al., 2007)	27
Fig. 2.11- Métodos de ensayo de tensiones tangenciales y mixtas	29
Fig. 2.12- Aproximación tensión-deslizamiento y energía de fractura (adaptado de Yuan y Wu, 1999)	30
Fig. 2.13- Diagrama del incremento de tensiones de tracción máximo entre fisuras consecutivas (Fuente: Niedemeier, 2000)	35
Fig. 2.14- Recomendaciones para evitar el despegue en el extremo de refuerzos multicapa (Fuente: ACI 440.2R-08	37
Fig. 2.15- Localización de los modos de fallo (Fuente: TR55, 2012)	38
Fig. 2.16- Refuerzos con fibras en matriz cementosa	42
Fig. 2.17- Sistemas de refuerzo superficiales y embebidos	46
Fig. 2.18- Anclaje mediante prolongación del refuerzo	48
Fig. 2.19- Anclaje tipo parche	49
Fig. 2.20- Anclaje por encamisado en U	50
Fig. 2.21- Anclaje con conectores metálicos	51
Fig. 2.22- Anclaje mediante mordazas	52
Fig. 2.23- Anclaje en cuña	52
Fig. 2.24- Anclajes en $\sqcap$ (Fuente: Mostafa y Razaqpur, 2013)	53
Fig. 2.25- Anclaje para refuerzos de TRM (Fuente: Koutas et al., 2013)	54
Fig. 2.26- Disposiciones de barra embebida según la posición del refuerzo	55
Fig. 2.27- Sistema de anclaje mixto con llave de cortante	56
Fig. 2.28- Llaves de cortante embebidas en el arranque de arcos de fábrica	57
Fig. 2.29- Anclaje de FRP	60
Fig. 2.30- Técnicas de fabricación de anclajes de FRP	62
Fig. 2.31- Cordones de GFRP y de CFRP (Fuentes: Baggio, 2013 y El-Saikaly et al., 2014)	63
Fig. 2.32- Distribución de tensiones en los anclajes a 90° y 180°	64
Fig. 2.33- Comportamiento genérico de láminas adheridas y ancladas (Modificado a partir de Zhang et al., 2012)	65

Fig. 2.34- Modos de fallo de anclajes a tracción (Fuente: Kim y Smith, 2009)	66
Fig. 2.35- Estudio paramétrico del arrancamiento (Fuente: Kim y Smith, 2010).....	69
Fig. 2.36- Disposiciones de anclajes de FRP en vigas en T (Fuente: Koutas y Triantafyllou, 2013)	73
Fig. 2.37- Longitud y ángulo de expansión del abanico de anclaje.....	75
Fig. 2.38- Distribución de deformaciones en el frente de anclaje para refuerzos con un anclaje (Fuente: Niemitz, 2008, probeta B-W-2-5-4)	76
Fig. 2.39- Distribución de deformaciones en el frente de anclaje para refuerzos con dos anclajes (Fuente: Niemitz, 2008, probeta B-X-2-5-4)	76
Fig. 2.40- Anclajes con abanico único y doble (<i>bow-tie</i>)	77
Fig. 2.41- Ajuste de la expresión de Niemitz (2008) a las campañas de refuerzos anclados de la literatura	82
Fig. 2.42- Respuesta carga-deslizamiento de anclajes flexibles y rígidos (Fuente: Zhang y Smith, 2012)	87
Fig. 2.43- Sistema de anclaje mixto con parche sobre abanico de expansión (Fuente: Quinn, 2009)	88
Fig. 2.44- Anclajes con el abanico entre dos capas de refuerzo.....	88
Fig. 2.45- Esquemas de distribución de anclajes de FRP.....	90
Fig. 2.46-Viga de canto con anclajes de FRP (Fuente: Baggio, 2013, viga PC-100G-1100-A)....	94
Fig. 2.47- Uso de anclajes de FRP para pilares apantallados (Fuente: Kim et al., 2008).....	96
Fig. 2.48- Uso de anclajes de FRP (Fuente: Masuo et al., 2001)	97
Fig. 2.49- Soluciones para refuerzo de nudos en pórticos de hormigón	98
Fig. 2.50- Anclaje conector de viga a soporte (Fuente: Orton et al., 2008)	99
Fig. 2.51- Distintas disposiciones de anclajes de FRP para vigas en T	100
Fig. 2.42- Losa ensayada a punzonamiento con anclajes pasantes de FRP (Fuente: Meisami et al., 2015)	101
Fig. 3.1- Broca avellanadora	107
Fig. 3.2- Proceso de avellanado con broca y con sierra radial	108
Fig. 3.3- Filo avellanado con broca, con sierra radial y no avellanado	108
Fig. 3.4- Anclaje endurecido y para instalación en fresco	109
Fig. 3.5- Impregnación e inserción en fresco de los cordones	110
Fig. 3.6- Instalación de las sufrideras en el extremo de los cordones	112
Fig. 3.7- Maquinaria de ensayo e instrumentación	113
Fig. 3.8- Modos de fallo observados en la campaña experimental	116
Fig. 3.9- Influencia del método de instalación y longitud de la perforación.....	118
Fig. 3.10- Influencia de la inclinación de la perforación	120
Fig. 3.11- Influencia de la técnica de avellanado	121
Fig. 3.12- Influencia del diámetro de la perforación	122
Fig. 3.13- Curvas tensión-desplazamiento de conectores con una profundidad de perforación de 50 mm.....	123

Fig. 3.14- Curvas tensión-desplazamiento de conectores con una profundidad de perforación de 75 mm.....	124
Fig. 3.15- Curvas tensión-desplazamiento de conectores con una profundidad de perforación de 100 mm	125
Fig. 3.16- Curvas tensión-desplazamiento de conectores con una profundidad de perforación de 125 mm	126
Fig. 3.17- Curvas tensión-desplazamiento de conectores con la perforación inclinada a 120° ..	127
Fig. 3.18- Curvas tensión-desplazamiento de conectores con la perforación inclinada a 135° ..	128
Fig. 3.19- Curvas tensión-desplazamiento de conectores con perforaciones de 100 mm de profundidad y diámetros de 16 mm y 20 mm, con sierra radial	129
Fig. 3.20- Curvas tensión-desplazamiento de conectores con perforaciones de 100 mm de profundidad y diámetros de 16 mm y 20 mm, sin avellanar	130
Fig. 3.21- Distribución de modos de fallo por avellanado y ángulo de inserción	131
Fig. 3.22- Variación de $f_{m\acute{a}x}/f_u$ con el avellanado, según el modelo estadístico	136
Fig. 3.23- Radios de doblado en los conectores para perforaciones de distintos diámetros sin tratamiento del filo	138
Fig. 3.24- Radios de doblado en los conectores para perforaciones avellanadas con sierra radial y con broca	139
Fig. 3.25- Radios de doblado en los conectores para perforaciones inclinadas	139
Fig. 3.26- Barras de posición y dispersión según profundidad y construcción	144
Fig. 3.27- Barras de posición y dispersión pro profundidad y radio de doblado	145
Fig. 4.1- Serie de posiciones relativas de anclaje y refuerzo	150
Fig. 4.2- Serie de múltiples anclajes	151
Fig. 4.3- Corte del tejido y señalización del tramo de doblado.....	154
Fig. 4.4- Instalación de anclaje embebido en rozas radiales	155
Fig. 4.5- Secuencia de instalación de conectores entre capas de refuerzo	157
Fig. 4.6- Maquinaria de ensayo e instrumentación	158
Fig. 4.7- Fallo por despegue en probeta control y probeta de la serie R	159
Fig. 4.8- Esquema de propagación del despegue en la serie O	161
Fig. 4.9- Despegue del extremo no cargado del refuerzo	161
Fig. 4.10- Fallo por rotura del anclaje en el tramo de doblado	162
Fig. 4.11- Rotura del tramo de doblado del refuerzo.....	163
Fig. 4.12- Resultados de la serie control y predicciones de resistencia.....	166
Fig. 4.14- Curvas carga-desplazamiento de refuerzos adheridos.....	171
Fig. 4.15- Curvas carga-desplazamiento de refuerzos con abanicos de expansión del anclaje sobre el tejido	171
Fig. 4.16- Curvas carga-desplazamiento de refuerzos con tramo libre del anclaje embebido en rozas radiales en el soporte	172
Fig. 4.17- Curvas carga-desplazamiento de refuerzos con abanico de expansión del anclaje entre capas de tejido	172

Fig. 4.18- Comparación de la respuesta carga-desplazamiento según el modelo de Zhang et al. (2012) y los resultados de la campaña experimental	174
Fig. 4.19- Curvas carga-desplazamiento de refuerzos con dos anclajes dispuestos longitudinalmente (en dos filas).....	175
Fig. 4.20- Curvas carga-desplazamiento de refuerzos con dos anclajes dispuestos en una fila	176
Fig. 5.1- Esquema general de validación de anclajes	180
Fig. 5.2- Modos de fallo en anclajes de FRP sometidos a corte	184
Fig. 5.3- Forma general del modelo para conectores aislados	185
Fig. 5.4- Ángulo de doblado y longitud embebida para ensayos de arrancamiento por tracción directa y corte	186
Fig. 5.5- Ensayos publicados de arrancamiento de conectores de FRP agrupados según el modo de fallo	190
Fig. 5.6- Carga máxima versus predicción de resistencia a fallo por arrancamiento para $\tau_u = 15$ MPa	194
Fig. 5.7- Carga máxima vs predicción de resistencia a fallo por arrancamiento para $\tau_u = 9.5$ MPa con $f'_c \geq 20$ MPa y $\tau_u = 4.62$ MPa con $f'_c < 20$ MPa.....	195
Fig. 5.8- Ensayos para la resistencia de doblado en refuerzos internos (Fuente: Ahmed et al., 2008)	199
Fig. 5.9- Parámetros geométricos que afectan al aplastamiento de fibras por acodamiento (Fuente: Lee et al., 2014)	202
Fig. 5.10- Resultados experimentales de la base de datos versus predicciones del modelo básico sin ajustar	206
Fig. 5.11- Resultados experimentales de la base de datos versus predicciones del modelo de ajuste por mínimos cuadrados	207
Fig. 5.12- Resultados experimentales de la base de datos versus predicciones del modelo de diseño	207
Fig. 5.13- Evolución de la resistencia para $r_b \cdot \alpha / (\frac{\pi}{2}) = 2.5$	212
Fig. 5.14- Resistencias de doblado para $h_{emb} = 100$ mm	213
Fig. 5.15- Capacidad predictiva del modelo de cálculo para arrancamiento, con $f'_c \geq 20$ MPa	215
Fig. 5.16- Capacidad predictiva del modelo de cálculo para arrancamiento, con $f'_c < 20$ MPa	216
Fig. 5.17- Variación de la longitud adherida tras el anclaje.....	221
Fig. 5.18- Variación de la resistencia por doblado en función del producto del ratio de doblado por el ángulo ($r_b \cdot \alpha / (\frac{\pi}{2})$)	232
Fig. 5.19- Variación de la resistencia por adherencia y doblado en función de la longitud embebida h_{emb}	233
Fig. 5.20- Variación de la resistencia por adherencia y doblado en función de d_0/d_a	234
Fig. 5.21- Situaciones constructivas en las que no puede disponerse tramo adherido tras la línea de anclajes	236
Fig. 5.22- Ejemplo a reforzar de viga biapoyada.....	244

Fig. 5.23- Dimensionado de refuerzo adherido en centro de vano en ejemplo de viga biapoyada	245
Fig. 5.24- Propuesta de anclajes para viga biapoyada	248
Fig. A.1- Ejecución de perforaciones a 135° y a 120°	293
Fig. A.2- Proceso de control de profundidad de la perforación	294
Fig. A.3- Herramientas de avellanado	295
Fig. A.4- Fresado	296
Fig. B.1- Probetas 1 a 4 de la primera campaña experimental	297
Fig. B.2- Probetas 5 a 8 de la primera campaña experimental	298
Fig. B.3- Probetas 9 a 12 de la primera campaña experimental	299
Fig. B.4- Probetas 13 a 16 de la primera campaña experimental	300
Fig. C.1- Manómetro conectado a la prensa para la toma de datos	301
Fig. C.2- Centralita y ordenador conectados al manómetro y al extensómetro durante la realización de los ensayos	303
Fig. C.3- Ordenador para monitorización de la prensa	304
Fig. H.1- Estimación de fallo por rotura de cono conforme a Kim y Smith (2010)	337

Índice de tablas

Tabla 2.1- Propiedades e idoneidad de fibras para FRP	11
Tabla 2.2- Modelos predictivos de longitud efectiva y resistencia de adherencia.....	31
Tabla 3.1- Variables estudiadas de cordones aislados	104
Tabla 3.2- Propiedades mecánicas de los cordones	111
Tabla 3.3- Resultados de la campaña experimental de cordones aislados	117
Tabla 3.4- ANOVA de los modelos resultantes del análisis de regresión lineal.....	134
Tabla 3.5- Resumen de los modelos resultantes de selección por eliminación	134
Tabla 3.6- Parámetros estimados del análisis de regresión lineal	135
Tabla 3.7- Radio de doblado de anclajes de la primera campaña experimental	140
Tabla 3.8- ANOVA de los modelos resultantes del análisis de regresión lineal.....	141
Tabla 3.9- Resumen de los modelos resultantes de selección por eliminación	141
Tabla 3.10- Parámetros estimados del análisis de regresión lineal	142
Tabla 4.1- Variables estudiadas de refuerzos anclados	152
Tabla 4.2- Propiedades físicas y mecánicas del tejido de refuerzo	153
Tabla 4.3- Resultados de la campaña experimental de refuerzos anclados.....	164
Tabla 4.4- Estimación de la longitud efectiva para los refuerzos ensayados.....	165
Tabla 5.1- Base de datos de ensayos de conectores aislados sometidos a arrancamiento por tracción directa.....	187
Tabla 5.2- Valores de tensión de adherencia de los modelos existentes	192
Tabla 5.3- Valores de tensión de adherencia de la bibliografía	192
Tabla 5.4- Ratio de doblado de los anclajes de la primera campaña experimental.....	198
Tabla 5.5- Parámetros de ajuste y valores estadísticos de los distintos modelos para predicción de fallo por doblado	205
Tabla 5.6- Parámetros de ajuste y valores estadísticos correspondientes a formulaciones alternativas para el fallo por acodalamiento	209
Tabla 5.7- Resultados de la base de datos para refuerzos con un anclaje	219
Tabla 5.8- Resultados de la base de datos para refuerzos con distinta longitud adherida tras el anclaje	222
Tabla 5.9- Resultados de la base de datos para refuerzos de distinto ancho con un único anclaje....	224
Tabla 5.10- Resultados de la base de datos para refuerzos con dos anclajes en una fila (alineados transversalmente).....	219
Tabla F.1- Refuerzos con dos filas de anclajes	334
Tabla G.1- Longitud adherida y carga máxima de las probetas control de la base de datos de refuerzos anclados frente a valores teóricos.....	336
Tabla I.1- Ensayos de vigas T y de canto con refuerzos laterales anclados	338
Tabla I.2- Ensayos de vigas planas con refuerzo y anclajes de FRP	339
Tabla I.3- Refuerzo de losas con conectores pasantes	339
Tabla J.1- Sistemas de anclaje externos	340
Tabla J.2- Sistemas de anclaje embebidos.....	341

Notación

Mayúsculas romanas

A_{fib}	Área total de fibras en la sección del anclaje
A_{FRP}	Sección del material compuesto de refuerzo
A_{mat}	Área de resina en la sección del anclaje
E_{FRP}	Módulo elástico del refuerzo
F_s	Coefficiente de minoración de resistencia de anclajes de FRP
G_f	Energía de fractura, área bajo la curva tensión-deslizamiento
N_{cc}	Carga máxima a tracción de anclajes de FRP en fallo de cono de hormigón
N_{cb}	Carga máxima a tracción de anclajes de FRP en fallo adherente o combinado
N_{ar}	Carga máxima a tracción de anclajes de FRP por rotura del anclaje
P_{anc}	Carga de rotura nominal de anclajes de FRP
P_{db}	Carga de despegue de refuerzos adheridos de FRP
P_{dob}	Carga nominal de anclajes de FRP frente a fallo por doblado
$P_{m\acute{a}x}$	Carga máxima frente a despegue de refuerzos anclados de FRP
P_{mix}	Carga nominal de anclajes de FRP frente a fallo mixto o adherente
P_{ult}	Carga de rotura a tracción de anclajes de FRP
R_a	Radio del anclaje
R_{dob}	Radio de doblado

Minúsculas romanas

b_{FRP}	Ancho del refuerzo de FRP
b	Ancho del soporte
d_a	Diámetro de anclaje
d_o	Diámetro de perforación
f_{cbd}	Resistencia de diseño de adherencia de la interfaz FRP-soporte
f_{cm}	Valor medio de la resistencia a compresión del soporte
f_{ctk}	Resistencia a tracción característica del hormigón
f_{ctm}	Valor medio de la resistencia a tracción del soporte
f'_c	Resistencia a compresión característica del hormigón
f_{fib}	Resistencia nominal a tracción del tejido de FRP
f_{FRP}	Resistencia nominal a tracción del material compuesto FRP

f_{mat}	Resistencia nominal a tracción de la resina
h_{eff}	Longitud embebida efectiva
h_{emb}	Longitud embebida de anclajes de FRP, profundidad de perforación
l_{ab}	Longitud del tramo libre de expansión de anclajes de FRP
l_b	Longitud adherida del refuerzo de FRP
l_e	Longitud efectiva de adherencia de refuerzos de FRP
$l_{ecargado}$	Distancia de los anclajes de FRP al extremo cargado
l_{elibre}	Distancia de los anclajes de FRP al extremo libre
r_b	Ratio de doblado, igual al radio de doblado dividido entre el diámetro de anclaje
t_{FRP}	Espesor del refuerzo exterior de FRP
t_{fib}	Espesor del tejido de FRP
w_{fib}	Ancho del tejido de FRP

Minúsculas griegas

α	Ángulo de doblado de anclajes de FRP
β	Ángulo del abanico de expansión de anclajes de FRP
γ	Factor de corrección, de minoración de resistencia
σ_{fd}	Tensión en el refuerzo de FRP entre dos fisuras consecutivas
τ_b	Tensión tangencial media entre dos secciones en la interfaz FRP-soporte
τ_u	Tensión tangencial media en la interfaz resina-soporte en perforaciones

Capítulo 1

Introducción

1.1 Justificación de la tesis doctoral

En las últimas décadas se ha incrementado la concienciación en relación a la importancia de la rehabilitación y mantenimiento del patrimonio construido. Los avances en la ingeniería de materiales han llevado a la generalización de los materiales compuestos con fibras y matrices poliméricas (FRP), inicialmente limitados a los sectores aeronáutico e industrial, a su uso en la construcción. En este ámbito, los materiales compuestos fueron acogidos como una alternativa interesante a los recrecidos de hormigón y pletinas metálicas; entre las ventajas que se señalaron para la adopción de las nuevas tecnologías de refuerzo se encuentran la buena durabilidad de estos materiales, su bajo peso y elevada relación resistencia peso que los hacen idóneos para refuerzos anti sismo, y su flexibilidad de utilización.

La adopción de los materiales compuestos FRP para el refuerzo de estructuras de hormigón armado ha llevado a la aparición a nivel internacional de diversas normas de diseño de este tipo de refuerzos, que suelen incluir sistemas de refuerzo adherido exteriormente a la superficie del soporte y parcialmente embebidos en el mismo.

Las normativas existentes indican sin embargo una importante limitación para el aprovechamiento del material de refuerzo, como consecuencia del fallo prematuro por despegue. Dicho fallo de adherencia ha motivado numerosas investigaciones, y en la actualidad disponemos de modelos numéricos y calibrados empíricamente para el cálculo de la resistencia máxima del mecanismo adherente, en función de la longitud adherida; se ha identificado, además, una longitud adherida efectiva más allá de la cual no se incrementa la resistencia.

En muchos casos, la resistencia aportada por la adherencia al soporte sigue sin ser suficiente para un uso efectivo de las propiedades de los FRP. Por este motivo, los investigadores han desarrollado sistemas de anclaje que permitan evitar o paliar el fallo por despegue. Los refuerzos adheridos exteriormente, por ser los más utilizados, son objeto de las principales investigaciones de sistemas de anclaje. Entre los sistemas de anclaje para refuerzos de FRP destacan los denominados anclajes de FRP, que se caracterizan por estar fabricados con la misma fibra que el refuerzo con lo que garantizan una máxima compatibilidad con el mismo y con el soporte. Si bien estos anclajes han sido estudiados durante una década, a día de hoy no existen guías de diseño, y su uso en las normativas de refuerzos de FRP se limita a una sugerencia debiendo estar avalado en proyecto por pruebas empíricas.

La falta de directrices para el diseño de refuerzos anclados se debe al desconocimiento de las variables que intervienen en la resistencia de los anclajes aislados; tampoco se han estudiado suficientemente los mecanismos de interacción del anclaje con el refuerzo, por lo que no se puede estimar con precisión en qué medida un refuerzo anclado incrementa su resistencia respecto a un refuerzo simplemente adherido. La necesidad de identificar los parámetros que afectan al comportamiento de los anclajes de FRP ha motivado esta tesis. Se desea aportar un modelo que sirva de base para el diseño de refuerzos anclados, persiguiendo un mayor aprovechamiento de la resistencia del material compuesto.

1.2 Objetivos

El principal objetivo de esta tesis doctoral es estudiar las variables que intervienen en la resistencia y modo de fallo de los anclajes de FRP. Se pretende también analizar la influencia de la instalación de anclajes en el comportamiento del refuerzo anclado, en términos tanto de resistencia como de modo de fallo y de relación carga-desplazamiento.

Este objetivo principal ha llevado a distinguir dos fases experimentales. En la primera se ha estudiado el comportamiento de cordones de fibra de carbono embebidos en hormigón, y en la segunda se han ensayado refuerzos con distintas configuraciones de anclajes de FRP:

-La primera fase se ha centrado en evaluar las diferencias en el comportamiento de los anclajes de FRP en función de variables geométricas y de ejecución. Los parámetros geométricos considerados son: diámetro, profundidad de la perforación e inclinación de la perforación respecto a la carga; las variables de ejecución incluyen la técnica de fabricación e inserción de los anclajes y el tratamiento del filo de la perforación. Los resultados de la primera campaña se han analizado mediante regresión lineal múltiple con objeto de evaluar la importancia de las distintas variables estudiadas, lo que ha permitido discriminar las de menor relevancia en la carga unitaria de los conectores.

-La segunda fase ha tenido como objetivo optimizar la configuración del anclaje para lograr una mejor interacción y transferencia de tensiones del refuerzo. Para ello se han comparado distintas posiciones relativas de anclaje y refuerzo, incluyendo: refuerzo bajo el abanico de expansión, abanico entre dos capas de refuerzo y fibras del anclaje bajo el refuerzo. Adicionalmente se han ensayado configuraciones de anclajes múltiples dispuestos transversal y longitudinalmente. Para el diseño del tramo embebido de los anclajes se ha partido de los resultados obtenidos en la primera campaña experimental.

Los resultados de las campañas experimentales han permitido identificar las variables con mayor influencia en la eficacia de los anclajes. Se ha propuesto un modelo de diseño de conectores de FRP, con base a los resultados obtenidos y a los estudios presentes en la literatura, para lo cual se ha elaborado una base de datos incluyendo anclajes ensayados a arrancamiento por tracción directa y los ensayos de la primera campaña experimental. El modelo analítico tiene un interés práctico ingenieril; se ha partido de modelos existentes de arrancamiento y de refuerzos internos con barras de FRP en hormigón; el modelo tiene un carácter eminentemente práctico, por lo que se ha simplificado en la medida de lo posible a partir de la calibración, considerando márgenes de seguridad aceptables para el diseño.

Una última parte se ha destinado a la extensión del modelo a refuerzos anclados, teniendo en cuenta la contribución de los anclajes y la resistencia de adherencia del laminado. Para esto se ha elaborado una segunda base de datos de refuerzos anclados. El modelo extendido se ha aplicado a la segunda fase experimental de esta investigación, así como a un ejemplo teórico de refuerzo, para estimar el aprovechamiento del FRP a que puede dar lugar la inclusión de anclajes.

Con todos los elementos señalados, se pretende fomentar futuros estudios para un mejor ajuste del modelo de cálculo propuesto, con vistas al uso de anclajes en proyectos reales de refuerzo de estructuras con FRP.

1.3 Organización de la tesis

La tesis se ha estructurado en 6 capítulos principales, un capítulo adicional que refleja las conclusiones y futuras líneas de investigación en inglés y 10 anexos. En el presente Capítulo 1 se han presentado la motivación y objetivos de este trabajo. El contenido de los capítulos restantes describe sucintamente a continuación:

-Capítulo 2. *Estado actual del conocimiento*. Se presentan los conceptos generales de los refuerzos con materiales compuestos, la normativa actual de cálculo y los fundamentos de los sistemas de anclaje para estos refuerzos.

-Capítulo 3. *Plan experimental y resultados de cordones de fibra de carbono aislados*. En este capítulo se define el plan de trabajo de la primera fase experimental, incluyendo las variables estudiadas, construcción de probetas e instalación de los cordones, ensayo e instrumentación. A continuación se exponen los resultados obtenidos, y se ofrecen los valores estadísticos y la discusión de dichos resultados.

-Capítulo 4. *Plan experimental y resultados de refuerzos anclados*. Se presenta la segunda fase experimental. Se definen las variables estudiadas, la metodología de instalación de refuerzo y anclajes y la instrumentación y realización de los ensayos. Los resultados son expuestos y analizados conforme a los parámetros estudiados en el capítulo 3 y en función de las aportaciones de la literatura existente.

-Capítulo 5. *Modelo analítico para el diseño de anclajes de FRP*. A partir de los resultados obtenidos en las dos campañas experimentales, y de los datos existentes en la literatura, se propone un modelo de cálculo para anclajes, y de estimación del incremento de resistencia en refuerzos anclados respecto a refuerzos simplemente adheridos. Dicho modelo se ha aplicado además a los resultados de la segunda campaña experimental. Por último, se incluyen dos ejemplos de cálculo de vigas reforzadas exteriormente, calculadas conforme a la actual norma inglesa; se proponen soluciones de anclaje para mejorar la deficiente adherencia de estos refuerzos, aplicando el modelo propuesto.

-Capítulos 6 y 7. Conclusiones y futuras líneas de investigación (en castellano e inglés). Se ofrecen las conclusiones extraídas de las campañas experimentales y el modelo propuesto, a partir de los objetivos de la investigación. Se plantean cuestiones que pueden ser de interés para futuras líneas de investigación.

-Anexo A. Se detalla el proceso de ejecución de las perforaciones y avellanados seguido en las campañas experimentales, incidiendo en el control de los parámetros estudiados para reducir en lo posible la dispersión.

-Anexo B. En este anexo se muestra de forma esquemática el replanteo de probetas de la primera campaña experimental, necesario para evitar la influencia de unos anclajes en otros en caso de fallo del soporte o mixto.

-Anexo C. Recoge imágenes y fichas técnicas de los equipos utilizados en el ensayo y registro de datos.

-Anexo D. En este anexo se incorporan las fichas técnicas de las resinas, tejidos y cordones de fibra de carbono empleados.

-Anexo E. En este anexo se incorporan las fichas técnicas de las resinas, tejidos y cordones de fibra de carbono empleados.

-Anexo F. Este anexo incluye la base de datos de refuerzos anclados con dos filas de anclajes y con dos anclajes dispuestos longitudinalmente.

-Anexo G. Siguiendo uno de los modelos de mejor aceptación (el de Chen y Teng, 2001), se han evaluado las probetas control de la base de datos de refuerzos anclados empleada para el desarrollo del modelo analítico.

-Anexo H. Como parte de la justificación de las hipótesis adoptadas en el modelo propuesto, se incluye en este anexo el ajuste de modelos de estimación de la resistencia del cono de hormigón a la base de datos.

-Anexo I. Se incluyen los resultados de la bibliografía del uso de anclajes de FRP en elementos constructivos a flexión (vigas y losas).

-Anexo J. Presenta los resultados de refuerzos de FRP anclados con sistemas superficiales y embebidos distintos a los anclajes de FRP.

Capítulo 2

Estado actual del conocimiento

2.1 Introducción

Los materiales compuestos son cada vez más empleados en ingeniería civil y edificación. Sus aplicaciones van desde el refuerzo de estructuras existentes de hormigón armado, fábrica, madera y acero hasta la construcción de estructuras completas de pasarelas y pabellones; recientemente también se han incorporado como sistemas de refuerzo interno siendo una alternativa a la armadura de acero para hormigón.

Algunas propiedades de estos materiales tales como su alta relación resistencia/peso, su flexibilidad de uso y su durabilidad han motivado el creciente número de aplicaciones para refuerzo estructural en elementos a compresión, a flexión y a cortante. Sin embargo, existen condicionantes que siguen limitando su uso y que son objeto de investigación actualmente; entre estos condicionantes cabe destacar el mecanismo de adherencia al soporte y las conexiones constructivas a distintos elementos, que frecuentemente impiden un máximo aprovechamiento de la resistencia del material de refuerzo.

2.2 Materiales compuestos para la construcción

2.2.1 Definición

El término material compuesto hace referencia a los materiales con dos fases, fibra y matriz, que trabajan conjunta y solidariamente. Los FRP (*fibre reinforced polymers*) son materiales compuestos en los que la fibra proporciona la rigidez y resistencia necesarias para usos estructurales mientras que la matriz es una fase continua que aporta la configuración geométrica y permite la transmisión de esfuerzos entre fibras. Las propiedades mecánicas del compuesto son intermedias entre las de fibra y matriz, como puede apreciarse en la Figura 2.1, dependen principalmente de la fracción volumétrica de fibras.

Figura 2.1. Diagrama tensión deformación de los materiales FRP

Los FRP tienen un comportamiento elástico y lineal hasta rotura, con una deformación última del orden del 1,1% al 2,3%. Por tratarse de materiales anisótropos su resistencia es muy superior en la dirección de las fibras que en la transversal; esto ha llevado a la comercialización de tejidos bidireccionales y al uso de láminas superpuestas con distinta orientación de las fibras, para evitar el fallo cuando se prevén esfuerzos en distintas direcciones.

2.2.2 Constituyentes

Como se ha indicado, las propiedades mecánicas de los FRP dependen principalmente de la fibra empleada y de su cuantía. Por su parte, la matriz polimérica, además de configurar la geometría del material y de transferir las tensiones entre las fibras, puede emplearse al mismo tiempo como adhesivo al soporte. En este apartado se presentan los materiales más comunes en la fabricación de los FRP.

2.2.2.1 Fibras

Las fibras más empleadas para la fabricación de FRP son la fibra de carbono, fibra de vidrio y de aramida, dando lugar a nombres específicos de los materiales compuestos (CFRP, GFRP, AFRP). En los últimos años se ha incorporado la fibra de basalto (BFRP), por poseer buenas propiedades mecánicas y un coste no muy elevado. También es posible utilizar fibras de nueva generación e incluso fibras naturales. Esto da lugar a un gran abanico de materiales compuestos con propiedades muy diversas, que se pueden adaptar a las condiciones específicas de los proyectos de rehabilitación de estructuras con distintos materiales de soporte y distintas solicitaciones.

Carbono (CFRP). Es la fibra de mayor coste, pero también la de mayor ratio resistencia/peso; sus buenas propiedades mecánicas y durables hacen que sea la fibra más utilizada para refuerzos exteriores de estructuras de hormigón armado. Existen fibras producidas específicamente con alto módulo elástico o con alta resistencia, aunque ambas propiedades son elevadas en todas las fibras de carbono. De las fibras usadas para compuestos de FRP son las que presentan una menor fluencia y un mejor comportamiento a fatiga, lo que las hace apropiadas para elementos en los que la durabilidad sea relevante bien por dificultad de reposición de refuerzo o bien por exigencia de vida útil. Las fibras de carbono se forman con cristales similares a los del grafito, a partir de láminas de átomos de carbono apiladas con un contenido en carbono de un 80-95%.

Vidrio (GFRP). Tiene un bajo módulo elástico, siendo más adecuada para el refuerzo de estructuras bastante deformables como las fábricas de ladrillo o mampostería, y en menor medida para hormigón. Los compuestos de GFRP son sustancialmente más baratos que los de fibra de carbono o aramida; su principal limitación es su mala durabilidad. La fibra de vidrio es esencialmente sílice en estructura tetraédrica (SiO_4); pueden incluirse adiciones de aluminio u otros iones metálicos para modificar algunas de sus propiedades, dando lugar a los vidrios E, S y C. Estas formulaciones de fibra de vidrio tienen distintas propiedades, tratando de paliar su baja resistencia a la corrosión química (C), a altas temperaturas (S) y su vulnerabilidad al ataque por álcalis (AR).

Aramida (AFRP). Se trata de una fibra orgánica a partir de poliamidas aromáticas. Se introdujo en 1971, popularizándose gracias a su mejor resistencia al fuego y a altas temperaturas por no conducir el calor a la matriz. También se emplea para trabajos en los que se requiera resistencia a impacto. Su uso estructural es limitado por su baja resistencia a flexión, así como por su sensibilidad a los cambios de temperaturas y a los rayos UV.

Basalto (BFRP). En los últimos años se ha erigido como una alternativa al CFRP. Las fibras de basalto presentan un módulo elástico similar a la fibra de vidrio, pero con mayor resistencia a compresión y buen comportamiento frente al ataque por álcalis; su estabilidad térmica y resistencia a altas temperaturas es superior a la de la fibra de vidrio. El proceso de fabricación de las fibras de basalto es por hilado de roca fundida a temperaturas comprendidas entre los 1330° y los 1770° ; la tecnología para hilado se ha perfeccionado recientemente permitiendo unos costes de producción intermedios entre los de la fibra de vidrio y la de carbono. Esto junto con sus propiedades ha motivado un considerable desarrollo, especialmente en aplicaciones de refuerzo de muros de fábrica.

Junto con estas cuatro fibras, las más comunes en FRP, cabe comentar brevemente las propiedades de las fibras naturales, y la posibilidad de usar fibras de nueva generación con propiedades mecánicas prácticamente “a la carta”.

Las fibras naturales han sido tradicionalmente un recurso económico para la obtención de resistencias medias a tracción. Su principal problema ha sido de durabilidad, contrarrestada por su fácil renovación y bajo coste. Con respecto al uso de fibras naturales en FRP, Codispoti et al. (2013) han estudiado las propiedades mecánicas de diversas fibras incluyendo sisal, yute, cáñamo y lino; sus estudios concluyen la viabilidad del uso de estas fibras para refuerzo de estructuras con estados tensionales no muy elevados, como suele ser el caso de las fábricas. Junto con la degradación por agresión ambiental, los FRP de fibras naturales presentan una menor interacción fibra-matriz que otros compuestos.

Las fibras de nueva generación permiten la fabricación de fibras con muy elevada resistencia a tracción a igual módulo elástico que la fibra de carbono. Destaca el PBO (Poliparafenil benzobisoxazol), empleado hasta la fecha para matrices inorgánicas y no para FRP; Loreto et al. (2013) destacan de esta fibra su resistencia a altas temperaturas y su buena interacción fibras-matriz-soporte.

A modo de resumen se presentan en la Tabla 2.1 los principales criterios de selección que pueden aplicarse en función de las propiedades de las distintas fibras que pueden emplearse en materiales compuestos FRP. En este caso, considerando refuerzos de estructuras de hormigón armado, se han penalizado los módulos elásticos bajos (recomendables para estructuras deformables de fábrica de ladrillo o de madera, entre otras).

Tabla 2.1. Propiedades e idoneidad de fibras para FRP

Tipo de fibra	Tracción	Módulo elástico	Fuego	Durabilidad	Fatiga	Impacto	Coste
CARBONO							
VIDRIO							
ARAMIDA							
BASALTO							
NATURAL							
PBO							
<div> idóneo recomendable aceptable poco recomendable </div>							

2.2.2.2 Matriz

Las matrices de los materiales compuestos pueden ser poliméricas, inorgánicas de base cemento, metálicas o cerámicas. En los FRP, la matriz suele ser una resina polimérica; además de configurar la geometría del material compuesto y la transferencia de tensiones, previene el pandeo longitudinal de las fibras a compresión y las protege de agresiones ambientales.

El término resina hace referencia a los polímeros en su forma de aplicación, en estado líquido. La resina pasa a ser plástico cuando toma su forma definitiva endurecida, aunque muchas veces se designa como plástico solo a los materiales sintéticos y no a los procedentes de polímeros naturales. Las resinas poliméricas empleadas en FRP son básicamente de dos tipos: termoplásticas y termoestables; las primeras son sólidas a temperatura ambiente, se ablandan a altas temperaturas y endurecen con refrigeración; las resinas termoestables se presentan por lo general en estado líquido y endurecen al mezclarse con un catalizador en presencia o no de calor, en un proceso de “curado” de la resina.

Las resinas termoestables son las que suelen emplearse para la fabricación y aplicación de los FRP. Las más frecuentes son las de poliéster no saturada, viniléster, epoxi, poliamida, fenólica y cianoacrilato. La resina por excelencia para los FRP es la epoxi, por su resistencia a la humedad y a las agresiones químicas; está disponible en presentaciones bicomponente líquidas o en gel a temperatura ambiente. Una vez mezclados los dos componentes de las resinas termoestables empieza el tiempo de curado, el cual es típicamente de siete días; hay que tener en cuenta que el tiempo en que la resina es trabajable es muy inferior, variando desde 15 minutos hasta 24 horas.

La temperatura de transición vítrea de la resina epoxi es muy baja, haciendo que sus propiedades se vean deterioradas a partir de 60°C. Esto hace que los compuestos FRP deban protegerse si se aplican en superficies a la intemperie que puedan estar soleadas varias horas, y limita el tiempo de exposición al fuego de estos refuerzos.

2.2.2.3 Adhesivo

La función de los adhesivos en las uniones de refuerzos estructurales al soporte, ya sean refuerzos de FRP o de otro tipo, es garantizar una adecuada adhesión del material de refuerzo a la superficie del soporte. La unión debe tener una suficiente resistencia tangencial para resistir los esfuerzos rasantes fruto de la transmisión de tensiones en la interfaz refuerzo-soporte. El adhesivo debe tener, por tanto, una elevada capacidad de adhesión tanto al soporte como al refuerzo, y características reológicas y durables que lo hagan compatible con el sistema estructural reforzado.

Al igual que las matrices de los FRP, los adhesivos pueden dividirse en termoestables y termoplásticos. Tanto en aplicaciones húmedas, en las que adhesivo y matriz se conforman simultáneamente, como en productos prefabricados aplicados con adhesivo, el material más común es la resina epoxi bicomponente; alternatively, pueden emplearse adhesivos de poliéster, de viniléster o de poliuretano, aunque en relación a los epoxi estos tienen menor estabilidad dimensional y su capacidad de adherencia se ve más afectada por agresiones ambientales y por la humedad.

2.2.3 Fabricación

La presentación de los productos comerciales de FRP está relacionada con su colocación, y puede ser de dos formas: prefabricada (*precured*) o en forma de tejido o trenzado de fibras. Los segundos no se convierten en materiales compuestos hasta su colocación en obra, momento en que se aplica la matriz.

En el caso de los composites prefabricados, el FRP sale de fábrica con una determinada sección y una relación fibras/matriz fija. Los perfiles pueden fabricarse con técnicas de pultrusión y de laminación, dando lugar a múltiples formatos que incluyen láminas, tiras de distintos anchos, pletinas, barras y piezas angulares rígidas.

Los productos FRP laminados y pultrusionados suelen tener una distribución unidireccional de fibras, con fracciones volumétricas de fibras comprendidas entre el 40% y el 70% de la sección. El adhesivo se aplica en el momento de la puesta en obra, debiendo ser compatible con la matriz. En la figura 2.2 se muestran algunos de los productos prefabricados de FRP disponibles.

Figura 2.2. Productos laminados y pultrusionados de FRP

Los tejidos (unidireccionales o bidireccionales) y cordones de fibra están disponibles en varias medidas y se caracterizan por ser suministrados en estado flexible, sin la matriz; en este caso la matriz funciona al mismo tiempo como adhesivo, y se aplica en el momento de la colocación del refuerzo. Al depender de la mano de obra de instalación, el espesor del refuerzo es más difícil de determinar que en los laminados, por lo que las propiedades del fabricante se expresan en términos del tejido y no del refuerzo.

En la ejecución de refuerzos con tejidos y cordones de fibras suele distinguirse entre dos procesos de aplicación: húmedo y preimpregnado. En el primero se impregna el soporte y posteriormente se aplica el tejido con ayuda de rodillos o espátulas para evitar la formación de burbujas; para asegurar una correcta impregnación se termina con otra capa de resina; una ventaja esencial de los sistemas húmedos es que permiten aplicar refuerzos a soportes irregulares, doblando el tejido. En los sistemas de aplicación preimpregnados se impregna el refuerzo con resina, se adhiere al soporte, y se cura in-situ; el resultado son laminados de pequeño espesor (en torno a 0,15 mm) con resina parcialmente polimerizada antes de su instalación.

Es habitual en la vía de aplicación preimpregnada que se requiera refrigeración para un correcto curado, y en elementos reforzados inferiormente puede precisarse también un sistema de sujeción temporal para evitar la deslaminación durante el endurecimiento de la resina.

2.3 Técnicas de refuerzo de estructuras con FRP

Los refuerzos pueden clasificarse en función de la fabricación del material de refuerzo, como se ha indicado en la sección anterior, o bien atendiendo al sistema de colocación del refuerzo en el soporte. Puede distinguirse entre los refuerzos adheridos exteriormente a la superficie del soporte y los parcialmente embebidos en el mismo.

2.3.1 Refuerzos externos

Las técnicas de colocación de estos refuerzos se conocen como adheridas exteriormente (*externally-bonded, EB*) o como aplicadas superficialmente (*surface mounted, SM*). Los refuerzos externos pueden realizarse con tejidos o con laminados y tiras prefabricadas. La figura 2.3 muestra sistemas de refuerzo exterior con tejidos y con laminados.

Figura 2.3. Sistemas de refuerzo exterior

Este tipo de refuerzo es el más habitual, entre otras razones porque requiere una menor alteración del soporte. Al tratarse de un sistema superficial, permite mejorar la integridad del elemento reforzado, y su reparación y sustitución es relativamente sencilla en caso de deterioro (debido a un incendio, por vandalismo, etc.). El material de refuerzo se adhiere al soporte mediante un adhesivo, en el caso de los productos preconformados, o bien por vía húmeda.

Los refuerzos exteriores son los empleados para el confinamiento de elementos estructurales y para refuerzos bidireccionales o superficiales. En el caso de las aplicaciones por vía húmeda, pueden adaptarse a soportes irregulares o con cambios de plano, como es el caso de los pilares, de los encuentros viga-pilar y de las vigas de canto. Alternativamente, pueden emplearse pultrusionados angulares para uniones de elementos o para abrazar esquinas, pero precisan de una mayor regularidad y planeidad de las caras del soporte.

2.3.2 Refuerzos parcialmente embebidos

Los sistemas de refuerzo parcialmente embebidos (*NSM*) se instalan en rozas lineales en el soporte, quedando enrasados con la superficie del mismo. Los sistemas embebidos emplean por lo general barras y tiras pultrusionadas. La figura 2.4 muestra refuerzos parcialmente embebidos para distintos elementos constructivos.

Figura 2.4. Sistemas de refuerzo parcialmente embebido

Los sistemas parcialmente embebidos son recomendables en proyectos en los que se desea ocultar el refuerzo. Su carácter discontinuo hace que no afecten a las condiciones de humedad y temperatura del soporte; del mismo modo permiten un dimensionamiento más estricto, ya que se puede ajustar la distancia entre barras según la cuantía de refuerzo necesaria en distintos puntos. Como aspecto negativo destaca que requieren eliminar una mayor cantidad de material de soporte, por lo que deben emplearse con precaución en construcciones de valor patrimonial en las que impere el criterio de reversibilidad.

2.4 Refuerzo de elementos estructurales con FRP

El FRP tiene unas propiedades que lo hacen especialmente indicado para el refuerzo de elementos a flexotracción. Sin embargo, puede ser utilizado también para el refuerzo de elementos a compresión por confinamiento, y de elementos a cortante. En función del tipo de elemento a reforzar y de la geometría del mismo son más recomendables sistemas prefabricados o técnicas de aplicación por vía húmeda de tejidos flexibles.

2.4.1 Refuerzos a compresión

El confinamiento de pilares de hormigón es uno de los usos más conocidos de los refuerzos exteriores de FRP, en sustitución de los refuerzos tradicionales con encamisados de acero o recrecidos de hormigón. Las primeras aplicaciones significativas datan de la década de 1980 en zonas sísmicas, con el objetivo de incrementar la ductilidad de las estructuras (De Diego et al., 2015).

El refuerzo de pilares por confinamiento consiste en disponer fibras envolviendo al pilar, siendo la dirección de las fibras perpendicular al eje del pilar. Cuando el pilar se somete a compresión, tiende a expandirse lateralmente quedando dicha expansión limitada por el FRP y provocando un estado de tensiones triaxial. El nivel de confinamiento conseguido depende de varios factores, entre los que destaca la forma del pilar; las investigaciones al respecto respaldan la hipótesis de que el confinamiento es más eficaz en pilares de sección circular, mientras que se ve muy limitado en pilares apantallado.

En la literatura existen diversos modelos para evaluar la eficacia del refuerzo frente a cargas axiales por confinamiento. Además, este tipo de refuerzos se incluye en las principales normativas de refuerzo de FRP.

2.4.2 Refuerzos a flexión

Los elementos estructurales sometidos a flexión pueden ser reforzados eficazmente con FRP, tanto con refuerzos externos como con barras o tiras parcialmente embebidas. Los materiales compuestos empezaron a usarse en la década de 1990 como alternativa a las chapas metálicas adheridas a vigas y losas, y han sido cada vez más empleados desde ese momento. Entre las ventajas más destacables están el bajo peso que se aporta a la estructura y la facilidad y flexibilidad de instalación. Junto con el refuerzo de estructuras de hormigón, el FRP se ha incorporado como sistema para refuerzo de vigas de madera y de paños de fábrica ante acciones perpendiculares a su plano.

Para los refuerzos a flexión suelen emplearse pletinas, tiras y barras prefabricadas, instaladas en la parte inferior del elemento estructural. También son habituales los refuerzos conformados in situ en U, que abrazan el elemento proporcionando una mayor superficie de adherencia al refuerzo. Todos estos sistemas funcionan aprovechando la resistencia a tracción de la fibra; por lo general el hormigón queda enteramente comprimido, y la tracción es soportada por el refuerzo. La Figura 2.5 presenta de forma esquemática las configuraciones más comunes de refuerzo a flexión con FRP.

Figura 2.5. Refuerzo de elementos a flexión con FRP

2.4.2.1 Modos de fallo de refuerzos a flexión

La efectividad de los refuerzos a flexión depende de la transferencia de tensiones en la interfaz refuerzo-soporte. La degradación de la resistencia en la interfaz ha sido identificada por la comunidad investigadora como la forma más frecuente de fallo de este tipo de refuerzos de FRP. Son menos habituales los fallos a compresión del soporte y a tracción del refuerzo, aunque pueden darse de forma puntual como consecuencia de una concentración de tensiones.

Dentro del fallo de la interfaz, se distingue entre fallo cohesivo producido en el soporte o en la interfaz adhesivo-soporte y fallo entre el adhesivo y el refuerzo. El fallo del adhesivo es infrecuente y se relaciona con una degradación del material por altas temperaturas o bien por una deficiente instalación.

El fallo cohesivo es el que prevalece en los refuerzos adheridos de FRP impidiendo aprovechar la máxima resistencia a tracción del material de refuerzo. Este tipo de fallo se caracteriza por el desprendimiento de una capa superficial del soporte, generalmente de escasos milímetros; esto es motivado por la menor resistencia a tracción del soporte comparada con la del adhesivo. En elementos en los que hay una plano débil, el fallo cohesivo suele iniciarse en dicho plano; un caso muy común en vigas reforzadas a flexión es el desprendimiento del recubrimiento de la armadura.

Aunando los criterios empleados por distintos autores (Teng et al., 2001; Díaz Heredia, 2006; Willis et al., 2009) y por las guías y reglamentos existentes (boletín fib-14, 2001, ACI440.2R, 2008, TR55, 2012, CNR-DT200, 2013), se ha desarrollado el siguiente esquema los modos de fallo de refuerzos a flexión (Figura 2.6).

Figura 2.6. Modos de fallo de refuerzos de FRP en elementos a flexión

Según se aprecia en la Figura 2.6, los fallos de adherencia que conllevan el despegue de tipo cohesivo del refuerzo, a los que en este texto se hará referencia como fallos por despegue, pueden clasificarse a su vez en función del punto u origen de la deslaminación. De esta forma se puede distinguir entre:

-Despegue originado en la zona de anclaje en los extremos del refuerzo. Este modo de fallo es crítico para todo tipo de soportes y aplicaciones, ya que se propaga hasta la total deslaminación del refuerzo. Puede deberse a una longitud adherida insuficiente para que se desarrolle el mecanismo adherente, o a un esfuerzo rasante excesivo para la resistencia a tracción del soporte.

-Despegue iniciado por la fisuración del soporte. La fisuración en el centro de vano de las vigas a flexión puede provocar un despegue de tipo cohesivo en la línea de la armadura inferior o bien iniciado en las fisuras a cortante en el extremo de la viga. A partir de la línea de fisuración la longitud adherida es menor, dándose un despegue progresivo del refuerzo.

El fallo a partir de una fisura de flexión (*inter-crack debonding*, *IC debonding*) ha sido objeto de numerosos estudios hasta la fecha. El proceso de despegue se resume como: fisuración del soporte en el punto de máximo momento flector; concentración de tensiones en la interfaz refuerzo-soporte en los puntos de fisuración; inicio del despegue cuando se alcanza la resistencia de adherencia en el entorno de las fisuras; propagación del despegue hasta el extremo del refuerzo, perdiéndose por completo la contribución del FRP a la resistencia del elemento.

-*Despegue inducido por desplazamientos*. Es un concepto recogido por Willis et al. (2009) a partir del despegue por fisuras de cortante. En este caso, lo que provoca la deslaminación es el deslizamiento horizontal o vertical entre bordes de fisuras, resultando en una tensión de doblado en el refuerzo y en un esfuerzo rasante. Este modo de fallo puede darse en los casos en que la viga no dispone de armadura de cortante, o su cuantía es insuficiente.

La figura 2.7 muestra los puntos de origen del despegue en vigas:

Figura 2.7. Modos de fallo asociados al despegue de refuerzos a flexión: a) despegue cohesivo en la zona de anclaje; b) despegue iniciado en fisura de cortante; c) despegue entre fisuras de flexión

2.4.3 Refuerzos a cortante

Los refuerzos a cortante pueden realizarse individualmente o, más frecuentemente, junto con refuerzos a flexión. Los elementos que suelen reforzarse exteriormente a cortante son vigas de canto de sección rectangular y vigas en T, de hormigón, aunque también es posible reforzar muros de fábrica y vigas de madera.

La configuración geométrica de los refuerzos exteriores de FRP a cortante puede ser de tres tipos: envoltura completa de la sección, en forma de U o disposición en las caras laterales. Normalmente no se puede disponer una envoltura completa de una estructura construida, siendo la solución más habitual el encamisado en U. Análogamente al caso de los refuerzos a flexión, el fallo de este tipo de refuerzos suele darse por despegue del refuerzo desprendiendo una capa superficial de soporte. Uno de los principios de funcionamiento de los encamisados es evitar los desplazamientos del borde de fisuras de cortante, limitando la deformación de la viga.

En la figura 2.8 se muestra un esquema de sistemas de refuerzo conjunto a flexión y cortante.

Figura 2.8. Viga reforzada a flexión y cortante

Los refuerzos simultáneos frente a flexión y cortante pueden responder a distintas necesidades: retrasar la fisuración a cortante evitando así el inicio del despegue del refuerzo en ese punto, evitar el fallo del soporte a cortante al incrementarse su resistencia a flexión y su sollicitación, y procurar algún tipo de anclaje o rigidización del refuerzo en el extremo. En los casos en que se consigue evitar el fallo cohesivo de la interfaz, el fallo originado en el soporte suele deberse a una insuficiente resistencia a cortante, ya que esta no se ve beneficiada por el refuerzo inferior. En la nueva distribución de esfuerzos en la viga reforzada, pueden aparecer esfuerzos a cortante superiores a los de proyecto, por lo que este tipo de refuerzos simultáneos es muy recomendable.

Es también interesante el uso del refuerzo a cortante como medio para prevenir el despegue del laminado de elementos sometidos a flexión como sollicitación principal, siendo el origen de uno de los sistemas de anclaje discutidos en el apartado 2.8 de este documento.

2.5 Mecanismo adherente de refuerzos de FRP

Como se ha indicado previamente al describir los sistemas de refuerzo a flexión y cortante, el comportamiento de la interfaz refuerzo-soporte es esencial en la respuesta de los elementos estructurales reforzados con FRP tanto externamente como con sistemas parcialmente embebidos.

Particularmente, los sistemas de refuerzo exterior ven notablemente mermada la carga máxima del elemento reforzado como consecuencia de la degradación de la adherencia en la interfaz y el despegue prematuro del refuerzo. Reconociéndose este modo de fallo como el más habitual en los refuerzos exteriores de FRP, la comunidad científica ha desarrollado métodos de ensayo y modelos de cálculo tanto numéricos como empíricos para pronosticar la resistencia de la interfaz.

Las normativas actuales también tienen en cuenta este modo de fallo, y limitan considerablemente el aprovechamiento del refuerzo. Existen principalmente dos métodos para restringir la tensión de trabajo del FRP previniendo el fallo por despegue: limitar la deformación máxima, o estimar la resistencia de adherencia en la interfaz FRP-soporte.

2.5.1 Longitud efectiva de adherencia

El mecanismo adherente depende de la resistencia a tracción del soporte, de las propiedades mecánicas del refuerzo y, fundamentalmente, de la longitud adherida. Se define como longitud efectiva de adherencia, o longitud efectiva de transferencia de tensiones (*effective bond length, EBL*), aquella longitud en la cual se desarrollan las deformaciones y tensiones “pico” en el FRP, al aplicar la carga. Partiendo de esta definición, se establece que las longitudes adheridas superiores a la efectiva no se traducen en un incremento de la resistencia a despegue, aunque sí pueden favorecer una mayor ductilidad del sistema.

En una campaña experimental con refuerzos adheridos, Subramaniam et al. (2007) ilustran la existencia de una zona efectiva de transferencia de tensiones (*Stress transfer zone, STZ*) que diferencia los refuerzos de FRP de las armaduras internas del hormigón. Más allá de la longitud efectiva se observa que las tensiones son prácticamente nulas.

La zona efectiva de transferencia de tensiones se establece para la carga crítica y se desplaza a lo largo del refuerzo a medida que crece el deslizamiento global con un perfil constante; cuando la longitud adherida en el extremo no cargado es inferior a la efectiva, la distribución tensional se hace más compleja y se precipita el fallo por despegue. La figura 2.9 muestra la distribución de tensiones en la interfaz, señalando el inicio y el final de la zona de transferencia de tensiones (*STZ*) desde el extremo cargado (donde se ha dado ya el despegue) hasta el extremo libre del refuerzo, en el cual los refuerzos rasantes son prácticamente nulos.

Figura 2.9. Distribución de tensiones en la interfaz FRP-hormigón. (Fuente: Subramaniam et al., 2007)

Desde el punto de vista analítico, la hipótesis de que la deformación elástica del soporte es despreciable implica que las tensiones tangenciales se distribuyen con tendencia asintótica a lo largo del refuerzo, sin alcanzar un valor nulo. Esto obliga a definir un valor a partir del cual las tensiones pueden considerarse despreciables. Muchos modelos definen la longitud efectiva (*EBL*) como el punto en que se ha alcanzado la mayor parte de la resistencia de adherencia proporcionada por un refuerzo teóricamente “infinito”, siendo un valor habitual de este límite el 97% (Franco y Roger-Carfagni, 2013).

2.5.2 Distribución de deformaciones en el ancho de lámina

A nivel seccional, la distribución de las tensiones y de las deformaciones sigue un esquema prácticamente simétrico. Dentro de la zona de transferencia de tensiones, las distintas posiciones longitudinales soportan distintos niveles de deformación, pero en todos es posible identificar un pico de deformaciones uniformes en el centro de la lámina.

En la figura 2.10, extraída de Subramaniam et al. (2007), se representa la distribución de deformaciones en el ancho de lámina (señalado como b_1) y también fuera de los márgenes del refuerzo. El hecho de que las deformaciones no se anulen por completo en el extremo de la lámina ha motivado la inclusión en muchos modelos de un coeficiente teniendo en cuenta la dimensión relativa del ancho del refuerzo en el soporte, es decir, $b_1 = b_{FRP}/b_c$, ya que se precisa que el soporte sea más ancho que el refuerzo para un máximo aprovechamiento del mecanismo adherente.

Figura 2.10. Deformaciones en la sección de un refuerzo de FRP adherido en la zona de transferencia de tensiones. (Fuente: Subramaniam et al., 2007)

2.5.3 Métodos de ensayo de adherencia

El comportamiento de la interfaz FRP-soporte puede estudiarse experimentalmente mediante ensayos de tensiones normales, ensayos de corte y ensayos tipo viga. Los ensayos de tensiones normales permiten evaluar la resistencia del adhesivo, pero suelen ser insuficientes para la caracterización de la adherencia en los estados tensionales de servicio de los elementos reforzados.

En ensayo de tensiones normales *pull-off* es el único ensayo normalizado hasta la fecha, conforme a la norma ASTM D7522. Este ensayo permite garantizar el fallo de tipo cohesivo para una suficiente resistencia del adhesivo. Con carácter general, los adhesivos comerciales están sujetos a esta norma para la certificación de sus prestaciones, debiendo indicarse en la ficha técnica cuántos días de curado son necesarios para que el ensayo *pull-off* dé lugar al fallo en el soporte y no en el adhesivo.

Los ensayos de corte representan el estado tensional pésimo en cuanto a esfuerzos rasantes en la interfaz FRP-soporte. Puede distinguirse a su vez entre ensayos de corte simple y doble. Una clasificación exhaustiva en función de la restricción de la probeta y tipo de sollicitación se recoge en Chen y Teng (2001) y Yao et al. (2005). A partir de los resultados de Chen y Teng (2001) validando la robustez de los ensayos de corte simple, estos han pasado a ser los más empleados por su sencillez de realización.

Con respecto a los ensayos tipo viga y modificados, permiten una mejor evaluación de las condiciones de fisuración del soporte, aunque pueden presentar problemas relacionados con el factor de escala. Este tipo de ensayos, sobre todo si se hace a escala real del elemento estructural, permite evaluar no solo la resistencia a despegue del refuerzo sino también la resistencia global de la viga y el modo de fallo. Los ensayos tipo viga son interesantes, principalmente, para evaluar si el bloque comprimido y la resistencia a cortante del elemento son suficientes para el nivel de refuerzo introducido.

Actualmente los métodos de cálculo para refuerzos adheridos incluyen verificaciones del soporte para evitar no solo el fallo por despegue sino también el aplastamiento puntual del soporte y el fallo a cortante. Cabe destacar que un buen diseño del FRP (y especialmente con el uso de sistemas de anclaje que mejoren la resistencia a despegue en la interfaz) lleva a resistencias a flexión superiores a las de cortante. En estos casos, que precisan de refuerzos simultáneos a flexión y cortante, es recomendable la verificación con ensayos tipo viga y modificados, junto con el cálculo de las distintas configuraciones de carga.

En la figura 2.11 se recogen las principales configuraciones de ensayos de corte, ensayos tipo viga y modificados.

Figura 2.11. Métodos de ensayo de tensiones tangenciales y mixtas

2.5.4 Modelos de adherencia para hormigón

La relevancia del fallo por despegue, sea a raíz de una degradación de la adherencia (por reducción de la longitud adherida en soportes fisurados o por el desplazamiento entre bordes de fisuras) o bien porque el mecanismo adherente es insuficiente para transferir las tensiones de la interfaz, ha llevado a la comunidad científica a desarrollar numerosos modelos de cálculo para estimar la resistencia máxima de las uniones adheridas, en función de la longitud adherida.

La mayoría de los modelos incluyen también expresiones para calcular la longitud efectiva de transferencia de tensiones. De esta forma puede estimarse la resistencia máxima de adherencia, mientras que para longitudes adheridas inferiores a la efectiva se incluyen coeficientes de minoración.

Con carácter general, los modelos sobre el comportamiento de refuerzos de FRP adheridos pueden dividirse en: modelos empíricos basados en la regresión de resultados experimentales (Maeda et al. ,1997), modelos basados en mecánica de la fractura (Holzenkämpfer, 1994)(Lu et al. 2005), y propuestas de diseño de carácter ingenieril, en las que se aceptan hipótesis para simplificar el cálculo (Chen y Teng, 2001)(Mancusi y Ascione, 2012).

La mayoría de los modelos consideran parámetros como la resistencia del soporte (a compresión o a tracción), la rigidez y la geometría del refuerzo. Los modelos parten generalmente de aproximaciones bilineales de la relación tensión-deslizamiento. En la figura 2.12 se resumen las aproximaciones más frecuentes:

Figura 2.12. Aproximación tensión-deslizamiento y energía de fractura
(adaptado de Yuan y Wu, 1999)

Los modelos desarrollados por diversos autores han servido de base a los métodos de cálculos de las guías de diseño existentes. La tabla 2.2 recoge los principales modelos para evaluación de la resistencia máxima de adherencia y de la longitud efectiva, así como la resistencia conseguida en refuerzos con una longitud adherida inferior a la máxima.

Tabla 2.2. Modelos predictivos de longitud efectiva y resistencia de adherencia

Referencia	Carga máxima de adherencia (N)	Longitud efectiva (mm)
Holzenkämpfer (1994)	$N_{fa} = \alpha \cdot \beta_{FRP} \cdot \beta_L \cdot b_{FRP} \cdot L_e \sqrt{f'_c}$	
Täljsten (1994)	$P_u = \sqrt{\frac{2 \cdot E_{FRP} \cdot t_{FRP} \cdot G_f}{1 + \alpha_t}} \cdot b$ $\alpha_t = E_{FRP} \cdot t_{FRP} / E_c \cdot t_c$	
Neubauer y Rostásy (1997)	$N_{fa} = \alpha \cdot \beta_w \cdot \beta_L \cdot b_{FRP} \cdot l_{be} \sqrt{f'_c}$ $\beta_w = \sqrt{1.125 \cdot \frac{2 - b_{FRP}/b}{1 + b_{FRP}/b}}$ $\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{si } l_b \geq l_{be} \\ \frac{l_b}{l_{be}} \cdot \left(2 - \frac{l_b}{l_{be}}\right) & \text{si } l_e < l_{be} \end{cases}$	$l_e = \sqrt{\frac{E_{FRP} \cdot t_{FRP}}{2 \cdot f_{ctm}}}$
Niedermeier (2000), según aparece en fib-14 (2001)	$P_{max} = b_p \cdot l_{b,max} \cdot \frac{0.23}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{E_{FRP} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}}{t_{FRP}}}$ $P = \frac{l_b}{l_{b,max}} \cdot \left(2 - \frac{l_b}{l_{b,max}}\right) \cdot P_{max} \quad \text{si } L \geq L_e$	$l_e = 1.44 \sqrt{\frac{E_{FRP} \cdot t_{FRP}}{\sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}}}$
Chen y Teng (2001)	$P_u = 0.427 \cdot \beta_p \cdot \beta_L \cdot b_{FRP} \cdot L_e \cdot \sqrt{f'_c}$ $\beta_p = \sqrt{\frac{2 - b_{FRP}/b}{1 + b_{FRP}/b}}$ $\beta_p = \begin{cases} 1 & \text{si } L \geq L_e \\ \text{seno}\left(\frac{\pi \cdot L}{2 \cdot L_e}\right) & \text{si } L < L_e \end{cases}$	$L_e = \sqrt{\frac{E_{FRP} \cdot t_{FRP}}{\sqrt{f'_c}}}$
Lu X. Z. Et al. (2005)	$P_u = \beta_L \cdot b_{FRP} \cdot \sqrt{2 \cdot E_{FRP} \cdot t_{FRP} \cdot G_f}$ $\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{si } L \geq L_e \\ \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot L}{2 \cdot L_e}\right) & \text{si } L < L_e \end{cases}$	$L_e = a + \frac{1}{2 \cdot \lambda_1} \ln \frac{\lambda_1 + \lambda_2 \cdot tg(\lambda_2 \cdot a)}{\lambda_1 - \lambda_2 \cdot tg(\lambda_2 \cdot a)}$ $\lambda_1 = \sqrt{\frac{\tau_{max}}{s_0 \cdot E_f \cdot t_f}} ; \lambda_2 = \sqrt{\frac{\tau_{max}}{(s_f - s_0) \cdot E_f \cdot t_f}}$ $a = \frac{1}{\lambda_2} \arcsen \left[0.99 \cdot \sqrt{\frac{s_f - s_0}{s_f}} \right]$
Franco y Royer- Carfagni (2014)	$K_{II,load} = \lim_{\xi \rightarrow c} (\xi) \sqrt{2 \cdot \pi (\xi - c)} = 0$ $b_s \cdot G_f = \frac{K_{II}^2}{2 \cdot E_{FRP} \cdot b_{FRP}}$	

2.5.5 Influencia de la preparación del soporte

La superficie del soporte debe prepararse para conseguir una rugosidad suficiente para el desarrollo de la máxima capacidad adherente de la interfaz soporte-refuerzo. Con escasas excepciones, se asume que la preparación del soporte tiene una influencia significativa en el mecanismo adherente de los laminados de FRP aplicados exteriormente (Sayed-Ahmed et al. 2009)(Chajes, 1996). Existen diversas técnicas de preparación de soportes de hormigón, que pretenden conseguir un incremento de la fricción pero sin provocar diferencias importantes en el espesor del adhesivo.

Tanto el boletín fib-14 (2001) como la ACI 440.2R-08 (2008) incluyen recomendaciones con respecto a la preparación del soporte en aplicaciones en las que la adherencia es crítica (flexión y cortante), e indican que para alcanzar los niveles de carga de diseño es esencial una correcta preparación. Con carácter general, debe garantizarse que la superficie está libre de elementos sueltos poco resistentes, polvo y de sustancias que puedan deteriorar la adherencia o reaccionar con el adhesivo. Para conseguir este objetivo deben eliminarse los restos de recubrimientos, pinturas, desencofrante o grasa de la superficie.

La preparación puede realizarse con sustancias abrasivas, fresado, chorro de agua o de arena; posteriormente deben eliminarse las partículas sueltas con chorro de aire y, si esto es necesario, mediante aspiración. Las recomendaciones de la ACI 440.2R-08 (2008) dan lugar a un perfil de rugosidad CDP 3, de acuerdo con el ICRI 310.1R (2008) e ICRI 330.2 (2016). Las tolerancias en cuanto a irregularidades de planeidad quedan limitadas a 1 mm o las especificaciones del fabricante de FRP, de forma alternativa. De forma adicional, se limita la humedad del soporte conforme a los parámetros especificados en la ACI 503.4 (2003), con objeto de no interferir en la adecuada adhesión del laminado ni en el curado de la resina.

2.6 Normativa existente para refuerzos de FRP

Se considera que el estado actual en términos de códigos y recomendaciones de diseño es importante, ya que ayuda a establecer cuáles son los conocimientos de mayor aceptación y los que realmente pueden llevarse a la práctica en proyectos, en este caso, de rehabilitación. Cabe destacar que, si bien varias de las guías existentes incluyen la posibilidad de disponer mecanismos de anclajes para los refuerzos adheridos, en general se remite a la realización de ensayos particulares al caso para la justificación en el proyecto; esto da una imagen de la falta de consenso y conocimientos suficientemente fundamentados en el ámbito de los sistemas de anclaje para FRP.

En los últimos años han aparecido bastantes normas y guías de diseño para refuerzos exteriores y parcialmente embebidos de FRP. Las primeras en publicarse fueron el boletín 14 de la federación internacional del hormigón (fib 2001) y la ACI 440-2R (2008). La guía inglesa TR55, con una versión de 2012, y la italiana CNR-DT 200, actualizada en 2013, incorporan avances de investigaciones recientes. Estas cuatro guías son las que se desarrollan de manera sucinta en esta sección.

Junto con estos códigos y guías, los cuales son habitualmente citados en la literatura y sirven de referencia en proyectos reales de rehabilitación, existen otros códigos locales como son a nivel europeo CUR-91 (Holanda, 1991), DAfStb Heft 591 (Alemania, 2012) y SIA 166 (Suiza, 2004), y a nivel internacional el código canadiense CSA S806-12 (2012) y las recomendaciones y guías recogidas por la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles (JSCE, Japón, 2001).

En el momento de publicación de esta tesis está programada la inclusión en 2020 de los refuerzos de FRP en los eurocódigos, lo cual supondrá presumiblemente una mayor unidad al menos a nivel europeo al tiempo que aportará un marco normativo en los países que no cuentan con guías de diseño actualmente, como es el caso de España.

2.6.1 Boletín fib-14 (2001)

Se trata del primer código para el diseño y cálculo de refuerzos de FRP; la falta de una base de datos consistente en el momento de su redacción limita considerablemente el ajuste de sus modelos de adherencia. Para el cálculo se precisa la comprobación del estado límite último y del estado límite de servicio del elemento reforzado, partiendo de las cargas actuantes y del estado de la estructura original (por lo general, el hormigón se considerará fisurado).

Con respecto al refuerzo de elementos trabajando a flexión, el boletín incluye métodos de comprobación del fallo por despegue originado en fisuras de cortante, y del despegue entre fisuras o en el extremo (tramo de anclaje) del laminado. Dado que la aplicación de los anclajes objeto de estudio en la presente investigación tratan de mejorar el comportamiento de los refuerzos de FRP ante este último tipo de fallo, se presentan a continuación las consideraciones del boletín fib-14 para el mismo.

Pese a las limitaciones propias del momento en que fue redactado, el boletín fib-14 es interesante ya que incluye tres posibles enfoques para tratar el fallo por despegue en el extremo del laminado: limitación de la deformación última a tracción del refuerzo, cálculo del máximo incremento de tensión a tracción que se puede transferir entre fisuras y limitación de la tensión tangencial media en la interfaz refuerzo-soporte.

Con respecto a la limitación de deformaciones, se da en un rango entre 0.65 y 0.85%. En el propio texto se indica que este tipo de aproximación puede resultar excesivamente conservador en ciertos casos, ya que el nivel de deformación al cual se inicia el despegue varía considerablemente en función de las propiedades del laminado y del soporte, el patrón de cargas, la distancia entre fisuras, etc.

Para la aproximación del máximo incremento de tensiones entre fisuras consecutivas el boletín fib-14 toma como referencia la propuesta de Niedermeier (2000). El cálculo según este enfoque consta de tres pasos:

1. Determinación del espaciamiento entre fisuras más desfavorable
2. Determinación de la carga a tracción del laminado entre dos fisuras consecutivas
3. Determinación del máximo incremento de tensiones posible en el laminado entre fisuras consecutivas

La limitación puede resumirse mediante la expresión:

$$\Delta\sigma_{fd} \leq \max \Delta\sigma_{fd}$$

En el documento se detalla todo el proceso que debe seguir el diseñador. En lo relativo a la resistencia a despegue en sí, es el tercer paso del método de cálculo el que resulta de interés para su comparación con otros modelos de predicción de la resistencia de adherencia; las expresiones para estimar la resistencia de adherencia y la longitud efectiva son tomadas del modelo de Niedermeier (2000) presentado en el apartado 2.5.4. La formulación da lugar a un diagrama de interacción como el mostrado en la Figura 2.13:

Figura 2.13. Diagrama del incremento de tensiones de tracción máximo entre fisuras consecutivas (Fuente: Niedemeier, 2000)

La tercera aproximación al problema es la de la verificación de la tensión tangencial media en la interfaz refuerzo-soporte; este enfoque ha sido considerado poco seguro, ya que solo depende de la resistencia del hormigón presentando poca capacidad de discriminación (López González, 2012). La expresión del valor medio de la tensión tangencial en la interfaz entre dos secciones que distan Δx y están sometidas a los momentos M_d y $(M_d + \Delta M_d)$, respectivamente, es de la forma:

$$\tau_b = \frac{\Delta N_{fb}}{b_f \cdot \Delta x}$$

A su vez ese valor no debe exceder la resistencia de adherencia de la interfaz, que según esta misma aproximación es igual a:

$$f_{cbd} = 1.8 \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

Como se ha señalado previamente, esta aproximación puede quedar del lado de la inseguridad por no incluir entre sus variables la resistencia del refuerzo, ni las dimensiones del refuerzo y del soporte.

2.6.2 ACI 440.2R-08

La versión más reciente de la guía americana para refuerzos de estructuras de hormigón con FRP distingue entre el despegue entre fisuras y el del extremo del refuerzo. Para el despegue entre fisuras presenta un modelo sencillo que sigue el enfoque de la limitación de la deformación del refuerzo en función del espesor y módulo elástico del refuerzo, y de la resistencia del soporte.

Para el caso de despegue progresivo desde el extremo del laminado, la ACI 440.2R-08 es la única guía que hace alusión directa a sistemas de anclaje, en este caso al anclaje interno con barra embebida que será desarrollado con más detalle en el apartado 2.8. También incluyen la posibilidad de aunar refuerzo a flexión y cortante con encamisado en U.

Específicamente, la guía recomienda la inclusión de un refuerzo transversal siempre que la tensión en la interfaz supere $2/3$ de la resistencia a cortante del soporte. Como alternativa, se aportan buenas prácticas de disposición constructiva para vigas que incluyen:

Para vigas simplemente apoyadas, los refuerzos de una capa deben contar con una longitud de anclaje a partir del punto en que el momento flector es igual al de fisuración; la longitud de anclaje la longitud efectiva de transferencia de tensiones del modelo de Teng et al. (2001). En el caso de refuerzos de varias capas, los puntos de terminación de las mismas deben quedar solapados al menos 150 mm, según se indica en la figura 2.14.

Para vigas continuas, los refuerzos de una capa deben prolongarse al menos 150 mm respecto al punto de momento nulo. Para refuerzos multicapas, deben realizarse solapamientos análogos a los de las viga simplemente apoyadas, como se presenta en la figura 2.14.

Figura 2.14. Recomendaciones para evitar el despegue en el extremo de refuerzos multicapa (Fuente: ACI 440.2R-08)

2.6.3 Technical Report TR55 (2012)

La guía inglesa para el refuerzo de estructuras de hormigón con FRP TR55 (2012) incluye la mayoría de conceptos comunes a las guías europeas existentes en términos de modos de fallo y predicción de la carga de despegue.

Fruto del estado actual del conocimiento, la guía incorpora un completo sistema de localización de modos de fallo, debiéndose comprobar cada sección para el diseño de un refuerzo adherido; en la figura 2.15 se presenta el esquema de regiones en las que puede iniciarse el fallo por despegue.

Figura 2.15. Localización de los modos de fallo (Fuente: TR55, 2012)

La TR55 incorpora también, en la línea del boletín 14 de la fib (2001) pero con un mayor desarrollo, coeficientes de minoración para los FRP en función de la fibra empleada y también del sistema de fabricación y aplicación del refuerzo. En función de estos coeficientes limita la deformación máxima en el laminado, para evitar el fallo frágil por rotura de laminado, pero presta especial atención a la limitación de las tensiones en la interfaz, relacionadas con el módulo elástico de la fibra y con el estado tensional. Es de especial interés la distinción realizada entre el gradiente de tensiones en la zona de armadura plastificada y fuera de la zona de armadura plastificada. Para el cálculo del refuerzo debe comprobarse que no se produce el fallo en las distintas secciones consideradas.

Con vistas a la aplicación de sistemas de anclaje que mejoren el comportamiento del refuerzo, el modo de fallo que suele ser determinante es el anclaje en los extremos del refuerzo (identificado como F en la guía). Para estas zonas, el cálculo de la longitud efectiva de transferencia de tensiones y de la fuerza máxima del adherencia se realizan a partir del modelo de Neubauer y Rostasy (1997) siguiendo las expresiones que se exponen a continuación.

Los valores de resistencia máxima de adherencia y longitud requerida de anclaje se obtienen respectivamente mediante las ecuaciones (2.1) y (2.2):

$$T_{k,max} = 0.5 \cdot k_b \cdot b_f \cdot \sqrt{E_{fd} \cdot t_f \cdot f_{ctk}} \quad (\text{N}) \quad (2.1)$$

$$l_{t,max} = 0.7 \cdot \sqrt{E_{fd} \cdot t_f / f_{ctk}} \quad (\text{mm}) \quad (2.2)$$

con:

$$k_b = 1.06 \cdot \sqrt{[(2 - b_f/b)/(1 + b_f/400)]} \geq 1 \quad (2.3)$$

siendo b_f el ancho del refuerzo (en mm), b el ancho del elemento a reforzar o el espaciamiento entre laminados (en mm), t_f el espesor del refuerzo (en mm), E_{fd} el módulo elástico del refuerzo (en MPa) y f_{ctk} la resistencia a tracción característica del hormigón (en MPa).

Análogamente a otras guías y modelos, en el caso de longitudes de anclaje inferiores a la efectiva la resistencia máxima de adherencia se obtiene como un porcentaje de la máxima, conforme a (2.4).

$$T_k = (T_{k,max} \cdot l_t / l_{t,max}) \cdot (2 - l_t / l_{t,max}) \quad (N) \quad (2.4)$$

siendo l_t la longitud de anclaje disponible (en mm)

2.6.4 CNR-DT 200 (2013)

Italia es uno de los países europeos que más ha fomentado el uso del FRP, principalmente como consecuencia de su actividad sísmica y de su importante patrimonio construido. La guía italiana para el diseño de refuerzos de FRP, CNR-DT 200 (2013), incluye expresiones para el cálculo de la longitud de anclaje y la prevención del fallo por despegue basado en modelos de mecánica de la fractura, tanto para el caso de soportes de fábrica de ladrillo o mampostería como para estructuras de hormigón.

Según esta guía, en el caso de soportes de hormigón la longitud efectiva de transferencia de tensiones puede estimarse con la expresión:

$$l_{ed} = \min \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}}, 200 \right\} \quad (2.5)$$

donde:

E_f y t_f son, respectivamente, el módulo de elasticidad y espesor del refuerzo

Γ_{Fd} es la energía específica de fractura del soporte

$f_{bd} = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fd}}{s_u}$, con $s_u = 0.25 \text{ mm}$, valor último de deslizamiento en la interfaz

$\gamma_{Rd} = 1.25$ es un coeficiente de corrección

El valor de la energía específica de fractura puede calcularse con:

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}} \quad (2.6)$$

con f_{cm} y f_{ctm} como los valores medios de la resistencia a compresión y a tracción del soporte, ensayados in situ. A falta de datos experimentales, la resistencia media a tracción puede estimarse según la normativa vigente, en este caso el EC-2. FC es un factor de seguridad; k_b por su parte es el mismo coeficiente del modelo de Chen y Teng (2001) para corregir el ancho relativo del laminado respecto del soporte.

Si la longitud adherida es igual o superior a la efectiva, puede obtenerse la resistencia de adherencia mediante la expresión:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}} \quad (2.7)$$

Para longitudes adheridas l_b inferiores a la efectiva la tensión de adherencia debe minorarse conforme a:

$$f_{fdd,rid} = f_{fdd} \cdot \frac{l_b}{l_{ed}} \cdot \left(2 - \frac{l_b}{l_{ed}}\right) \quad (2.8)$$

Este cálculo de la resistencia de adherencia minorada conforme a la longitud adherida, siendo esta inferior a la efectiva, es análogo al de otros modelos, como se ha visto también en la TR55 (2012).

2.7 Otros materiales compuestos para refuerzo

Recientemente ha comenzado a desarrollarse un sistema de refuerzo con materiales compuestos alternativo a los de FRP. Este sistema, conocido como matrices cementosas reforzadas con fibras (*Fibre reinforced cementitious matrix, FRCM*) o morteros reforzados con fibras (*Textile reinforced mortars, TRM*) constituye una solución viable en intervenciones sobre estructura históricas de fábrica e incluso en estructuras de hormigón armado.

Los refuerzos con TRM emplean tejidos de fibras de vidrio, de carbono o con nuevos materiales como el PBO, poli(p-fenileno-2,6-benzobisoxazol), en configuración de malla abierta generalmente bidireccional; por emplear una matriz cementosa, la aplicación de estos refuerzos siempre se realiza por vía húmeda.

Las aplicaciones de los refuerzos con matriz de cemento son prácticamente las mismas de las de los refuerzos externos de FRP, aunque suelen caracterizarse por ocupar mayor superficie para lograr niveles de refuerzo suficientes; con esto se logra además mejorar la integridad de los elementos reforzados. La figura 2.16 representa distintas aplicaciones de TRM.

Figura 2.16. Refuerzos con fibras en matriz cementosa

Los sistemas TRM tratan de evitar algunas de las desventajas de los FRP, principalmente: pérdida de propiedades a alta temperatura, coste relativamente alto de las resinas, la no aplicabilidad de resina epoxi a soportes húmedos, escasa permeabilidad al vapor e incompatibilidad térmica con algunos soportes (Triantafillou et al. 2001).

En realidad, los refuerzos de TRM son una evolución de las reparaciones con revestimiento con malla de fibras, cuyo objetivo principal es mantener la integridad estructural en elementos poco solicitados. Estos refuerzos, al emplear unas fibras muy resistentes y en mayor cuantía, consiguen un mayor incremento de resistencia. Los estudios publicados en la última década apuntan a que con refuerzos de TRM se pueden alcanzar resistencias de un 50-80% de las conseguidas con FRP, tanto en refuerzos a compresión por confinamiento como en refuerzos a flexión. Sin embargo, las propiedades mecánicas de los TRM distan mucho de las de los materiales FRP, no siendo tan fuerte la interacción fibra-matriz ni presentando un comportamiento elástico y lineal hasta rotura.

Como en el caso de los FRP, los refuerzos de TRM precisan un modelo de predicción de la carga máxima en función de los modos de fallo esperables. Los estudios de la literatura indican que el fallo por adherencia en estos refuerzos no es análogo al de los composites con resina epoxi, sino que hay una mayor prevalencia del fallo en la interfaz fibras-matriz con la consiguiente degradación del comportamiento solidario del refuerzo.

Los últimos avances (Triantafillou ed. 2016) apuntan a que la interacción de los componentes puede mejorarse utilizando matrices “a la carta”, optimizadas en términos de adherencia con menores cantidades de cemento y adiciones puzolánicas, o incluso con un cierto contenido de polímeros.

2.8 Sistemas de anclaje para refuerzo estructural con materiales compuestos FRP y TRM

2.8.1 Comportamiento de refuerzos anclados

Los sistemas de anclaje para refuerzos de FRP empezaron a emplearse para retrasar en lo posible el fallo por deslaminación en elementos a flexión y cortante, consiguiendo un mejor aprovechamiento de la resistencia del material de refuerzo. Recientemente, las mismas tecnologías de anclaje han empezado a ensayarse en refuerzos con matriz cementosa. Dentro de este marco común pueden perseguirse dos objetivos, principalmente:

-Incrementar la capacidad de transferencia de la interfaz. Normalmente se precisará este tipo de anclajes cuando la longitud adherida sea inferior a la efectiva, o cuando las cargas de diseño superen la resistencia del mecanismo adherente.

-Aportar un mecanismo de transferencia de tensiones cuando no hay longitud de adherencia disponible. Este es el caso, por ejemplo, de las vigas en voladizo; en estos elementos el punto de máximo momento flector se encuentra en la conexión a un elemento perpendicular, por lo que no se podría prolongar el refuerzo externo adherido.

Una misma tecnología de refuerzo puede servir para distintos modos de trabajo de los anclajes y para situaciones híbridas.

A pesar de que los sistemas de anclaje pueden llevar a una optimización de los diseños de refuerzos superficiales de FRP, a día de hoy no están contemplados en ninguna normativa más allá que como recomendaciones constructivas, debiendo justificarse su uso en base a datos empíricos. Esto, si bien ha limitado considerablemente el uso de anclajes en proyectos de refuerzo, ha llevado a una profusa labor de investigación que a su vez ha permitido la aparición de numerosas tecnologías de anclaje.

Dada la falta de guías de diseño, Grelle y Sneed (2013) proponen una metodología para la evaluación y aceptación de sistemas de anclaje para FRP:

1. Realización de ensayos independientes del dispositivo de anclaje (ensayos de modo I) y análisis de resultados.
2. Diseño del refuerzo y del anclaje en función del sistema de aplicación y cuantía del refuerzo, acorde con los resultados anteriores.
3. Desarrollo de un test representativo del comportamiento del conjunto, según ubicación y cargas previstas en la estructura real. Ensayos del refuerzo anclado al soporte.
4. Comparación de los resultados obtenidos en 1 y 3. Si el paso 3 verifica lo obtenido en 1 y permite validar el diseño, el anclaje se considera apto para la aplicación práctica en el supuesto ensayado; en caso contrario, se precisa reformular el diseño y el ensayo del refuerzo anclado.

Esta estrategia de verificación permite adaptar las tecnologías de anclaje de refuerzos de FRP a múltiples situaciones constructivas. Es importante considerar que los resultados con distintos sistemas de anclaje, o con distintos productos de refuerzo, son difícilmente extrapolables hasta que se disponga de unas bases de datos suficientemente amplias.

La complejidad de interacción de los parámetros a considerar, junto con la cantidad de combinaciones de tipos de anclaje y de refuerzo, están entre las causas de la lenta inclusión en las guías de diseño de los sistemas de anclajes para FRP y TRM.

2.8.2 Clasificación de sistemas de anclaje

Los sistemas de anclajes para refuerzos de FRP pueden clasificarse de forma análoga a las propias tecnologías de refuerzo, distinguiéndose entre anclajes superficiales y embebidos; también pueden existir sistemas que aúnan las dos tecnologías. En todos los casos, la disponibilidad de superficie libre en los extremos del refuerzo y el modo de trabajo de los anclajes condicionan la idoneidad de los sistemas.

En la figura 2.17 se representan distintos sistemas de anclaje superficiales y embebidos para refuerzos de elementos estructurales.

Figura 2.17. Sistemas de refuerzo superficiales y embebidos

2.8.2.1 Sistemas de anclaje en superficie

Los anclajes superficiales se caracterizan porque requieren la disponibilidad de una superficie libre de soporte alrededor de los límites del refuerzo; en realidad, trabajan ampliando la superficie adherida pero siguen basándose en el mecanismo adherente. También pueden incrementar la rigidez del refuerzo en la zona de transferencia de tensiones.

Prolongación del refuerzo (overlap). Se basa en disponer, como mínimo, la longitud efectiva de transferencia de tensiones en los extremos del refuerzo. Su eficacia esta limitada al mecanismo adherente, por lo que no es un sistema de anclaje como tal; se ha incluido entre las técnicas de anclaje, sin embargo, porque suele emplearse para trasladar la adherencia del elemento reforzado a otro con una mayor resistencia a tracción (y por tanto con una mayor resistencia de adherencia). El sistema es recomendable cuando el soporte a reforzar es menos resistente, o está más deteriorado, que la estructura circundante. Es preferible que los elementos a los que se ancle el refuerzo estén en el mismo plano que el soporte. Como ejemplo de aplicación de este sistema de anclaje puede mencionarse el de los paños de fábrica en estructuras porticadas, en el que se puede depender de la adherencia al hormigón de vigas y pilares, sistema adherente que proporciona una mayor carga de deslaminación y está sujeto a menos incertidumbres que el de la fábrica de ladrillo.

El sistema de prolongación del refuerzo tiene una eficacia bastante limitada. Según Lunn y Rizkalla (2013), la eficacia de los refuerzos de FRP es más limitada en muros gruesos capaces de desarrollar efecto arco, y es en estos mismos casos donde la contribución del refuerzo puede incrementarse con un mayor traslado de tensiones al arco de hormigón, siendo mayor el nivel tensional.

La figura 2.18 representa esquemáticamente el anclaje por prolongación de refuerzo en paños de fabrica en pórticos de hormigón.

Figura 2.18. Anclaje mediante prolongación del refuerzo

Anclajes con parches (patch anchor). El sistema ha sido propuesto y desarrollado principalmente por Al-Mahaidi y Kalfat (2011, 2014). Por su forma de trabajo, es un sistema híbrido que incluye restricción a cortante. Implica un incremento de la sección y densidad de refuerzo en la zona de transferencia de tensiones, incrementando la resistencia a deslaminación.

El sistema consiste en cubrir la zona de anclaje con capas superpuestas de tejido unidireccionalmente o bidireccionalmente. Los parches con fibras bidireccionales consiguen una eficacia superior, habiéndose alcanzado hasta un 195% de la resistencia de refuerzos simplemente adheridos. La mejora se consigue mediante una redistribución de las tensiones en la interfaz refuerzo-soporte, pasándose de estar localizadas en el ancho de la lámina de refuerzo a distribuirse en un área entre tres y cuatro veces el ancho del refuerzo.

Las variables implicadas en el comportamiento de este tipo de anclajes incluyen: dirección de las fibras, tamaño del parche, espesor del refuerzo, ancho del refuerzo y resistencia del soporte (Al-Mahaidi y Kalfat 2014). La figura 2.19 representa un refuerzo anclado al soporte con un parche longitudinal, paralelo a la dirección principal del refuerzo, y un parche transversal para aportar cohesión y rigidez en la dirección más débil de las fibras.

Generalmente la limitación de este sistema de anclaje es la necesidad de superficie disponible en el soporte fuera de los límites del propio refuerzo, en el tramo de anclaje.

Figura 2.19. Anclaje tipo parche

Cabe mencionar, dado que el presente trabajo se centra en anclajes de FRP, que en Kalfat y Al-Mahaidi (2015) el sistema de parches se mejoró con la incorporación de anclajes de FRP embebidos. El sistema de anclaje resultante fue denominado sistema híbrido por los autores, y consiguió mejoras de entre un 30 y un 45% de las resistencias logradas sólo con los parches.

Encamisado en U (U-wrap). Este sistema tiene su origen en los refuerzos a cortante; al prevenir la fisuración por cortante, evita el fallo por despegue iniciado en la separación de los bordes de las fisuras de cortante. Se trata de un sistema bastante extendido para vigas de canto, mediante tiras unidireccionales o bidireccionales que abrazan el refuerzo inferior; las tiras de refuerzo aportan el confinamiento necesario para resistir las tensiones de deslaminación y propagación de fisuras (Kalfat y Smith, 2013).

El encamisado es eficaz para alturas totales y parciales del canto de la viga. Las disposiciones longitudinales deben adaptarse a la sollicitación del elemento. Al igual que la armadura interna de cortante, los encamisados inclinados logran mayores resistencias. La figura 2.20 representa el sistema de anclaje en U con tiras inclinadas.

Figura 2.20. Anclaje por encamisado en U

2.8.2.2 Sistemas de anclaje embebidos

Los anclajes embebidos implican por lo general una mayor alteración del soporte, pero tienen la ventaja de que son válidos cuando no hay superficie alrededor del soporte y suelen conllevar un mayor incremento de la carga máxima; además pueden llegar a cambiar el modo de fallo. Todos estos sistemas tienen su origen en los anclajes mecánicos con placas y pernos para estructuras metálicas.

Anclajes mecánicos con elementos metálicos. Pueden realizarse con placas, tubos o angulares dispuestos sobre el refuerzo y atornillados al soporte. Aportan un mecanismo resistente capaz de sustituir la adherencia del refuerzo, pudiendo evitar fallos prematuros por cortante y rasante. La disponibilidad en el mercado de una amplia gama de perfiles y tornillería metálica propició la aparición de estudios y propuestas de este tipo de anclajes. Un problema común a todos ellos es que puede ocasionar problemas de durabilidad y compatibilidad con el refuerzo o con el soporte.

Los primeros sistemas relacionados con fijaciones metálicas aparecieron para el anclaje en encuentros perpendiculares entre elementos (arranque de cimentación, encuentro de vigas en voladizo con pilares) y dentro de un mismo elemento, siendo el ejemplo más representativo el de las vigas en T. En la Figura 2.21 se recogen sistemas de angulares para encuentros entre elementos constructivos.

Figura 2.21. Anclaje con conectores metálicos

Otro tipo de anclaje metálico es el de mordazas. Este sistema, si bien ha demostrado su eficacia previniendo el despegue, precisa que la profundidad del soporte con respecto a la superficie reforzada sea reducida, y que pueda ser completamente traspasada; este sería el caso, por ejemplo, de vigas en T. La solución de anclaje por mordazas, además de los problemas de durabilidad asociados a todos los mecanismos metálicos, supone un coste elevado por lo que no está muy generalizada. La figura 2.22 presenta algunas alternativas constructivas para el uso de pasadores o mordazas con barras metálicas.

Figura 2.22. Anclaje mediante mordazas

Sistema de pernos modificados, o anclaje en cuña. Funciona a través de una placa intermedia, doblando el extremo del refuerzo para que la rodee. Una segunda placa se coloca sobre el tramo de doblado y se fija con pernos.

El sistema fue diseñado por Ortega et al. (2009) quienes no registraron su efectividad. La idea fue retomada y perfeccionada por Mofidi et al. (2011) con placas de aluminio en una campaña para vigas de hormigón en T, obteniendo un incremento notable de la resistencia a cortante. En la Figura 2.23 se muestra el esquema de instalación de un anclaje en cuña.

Figura 2.23. Anclaje en cuña

Anclajes mecánicos con FRP. Estos sistemas suponen una evolución de los anclajes con placas y tornillería metálica, tratando de reducir las incompatibilidades químicas y dimensionales y minimizando los problemas de durabilidad ocasionados por la inclusión de elementos metálicos. Se basan en la prefabricación de piezas especiales de FRP, capaces de sustituir a las placas y tornillería metálicas.

La primera contribución a este tipo de anclajes es la de los anclajes en Γ desarrollados por Mostafa y Razaqpur (2013), consistentes en una placa multicapa de FRP y dos patillas de la misma fibra, unidas en forma de U o de doble T. Los autores indican que el sistema evita por completo el despegue en las condiciones de su campaña experimental. La figura 2.24 presenta una imagen de los anclajes en Γ .

Figura 2.24. Anclajes en Γ . (Fuente: Mostafa y Razaqpur, 2013)

Junto con estos sistemas de anclaje rígido de FRP, pueden incluirse en los sistemas mecánicos los conectores fabricados con la misma fibra que los refuerzos. En estos sistemas se incluyen los anclajes de FRP, que por ser el objeto de la presente tesis doctoral se desarrollarán detenidamente en la sección 2.9, y los anclajes con cordones o tejidos para refuerzos TRM.

Los anclajes de tejido para refuerzos con matriz cementosa permiten una mayor ligazón con el mallazo de refuerzo, muy beneficiosa teniendo en cuenta la menor interacción de la matriz con las fibras en este tipo de refuerzos. Se caracterizan por tener un tramo embebido en el soporte y otro adherido al refuerzo; suelen construirse a partir de las mismas mallas abiertas empleadas para el refuerzo exterior. La Figura 2.25 presenta un anclaje con tejido para TRM.

Figura 2.25. Anclaje para refuerzos de TRM. (Fuente: Koutas et al., 2013)

2.8.2.3 Sistemas mixtos superficiales y embebidos

Dentro de los anclajes embebidos puede hacerse una clasificación más pormenorizada, distinguiendo entre los anclajes mecánicos y los que resultan de la combinación de técnicas de refuerzo superficiales y embebidas. Las técnicas de refuerzo NSM presentan la ventaja de tener una mayor superficie de contacto con el soporte, lo que incrementa su resistencia de adherencia. Dado que la capacidad de adhesión con la resina es muy superior a la de la interfaz con el soporte, pueden disponerse barras o tiras parcialmente embebidas que sirvan como anclaje de los refuerzos superficiales. Entre las ventajas de los sistemas de anclaje mixtos destacan la flexibilidad de diseño y la compatibilidad con refuerzo y soporte, tanto en términos de durabilidad como de deformaciones.

Barra embebida. Tiene su origen en los sistemas de encamisado en U; fue empleado por primera vez por Khalifa et al. (1999) existiendo numerosas publicaciones que contemplan su uso. Permite instalarse en disposiciones constructivas conflictivas, tales como encuentros entre planos perpendiculares, y fue el primer sistema que se propuso para anclar elementos cuando no hay longitud disponible para transferir las tensiones de la interfaz por adherencia

El anclaje con barras embebidas consiste en la realización de una roza en el extremo del soporte reforzado, o en un elemento adyacente más resistente. En dicha roza se introduce una barra de FRP, en torno a la cual se enrolla la lámina de refuerzo, fijándose mediante inyección de la roza con resina.

La flexibilidad de diseño de este sistema de anclaje ha llevado a su inclusión en las recomendaciones de la ACI 440-2R (2008), aunque sin especificar la carga máxima de diseño. En la figura 2.26 se presentan distintas soluciones constructivas de anclajes con barra embebida.

Figura 2.26. Disposiciones de barra embebida según la posición del refuerzo

Llaves de cortante. El sistema consiste en la ejecución de rozas en la dirección principal (longitudinal) del refuerzo; algunos textos se refieren a las

llaves de cortante transversales en el extremo del refuerzo como anclajes de extremo (*end anchor*). Las rozas se rellenan con resina epoxi, pudiéndose instalar una barra o tira embebida. En cualquier caso, se incrementa la superficie de adherencia y se da una mayor homogeneidad al soporte, siendo una solución eficaz cuando el soporte está muy deteriorado o tiene concentraciones de mortero con menor resistencia a tracción en determinados puntos. De igual forma las llaves de cortante son recomendables en soportes heterogéneos, como en el caso de muros de fábrica.

Choi et al. (2005) realizaron una investigación con llaves de cortante con barras NSM en ensayos tipo viga en soportes de hormigón. La conclusión más relevante es que las llaves de cortante contribuyen a un importante incremento de la ductilidad, incluso cuando su ubicación no es la óptima para elevar la carga máxima frente a despegue.

La figura 2.27 esquematiza posibles soluciones de anclaje con llaves de cortante, los cuales pueden realizarse con o sin barras NSM.

Figura 2.27. Sistema de anclaje mixto con llave de cortante.

Un ejemplo interesante con barras de cortante es el expuesto por Borri et al. (2002). Se propone la introducción de barras de FRP en los arranques de bóvedas de fábrica para refuerzo sísmico, prolongándose la barra embebida en un tramo desde la línea de imposta. Las barras se cubren con el refuerzo superficial en forma de tira flexible capaz de seguir la curvatura de los arcos. La barra así instalada trabaja a arrancamiento e incrementa la adherencia del sistema superficial. En la figura 2.28 se representa el sistema de llaves de cortante en arranques de bóvedas.

Figura 2.28. Llaves de cortante embebidas en el arranque de arcos de fábrica

Aunque los resultados de aplicaciones de refuerzo de FRP a bóvedas y arcos deben considerarse con precaución, dada la gran diferencia entre el modo de trabajo de estos elementos y el de los elementos estructurales de hormigón a flexión, el sistema resulta interesante para extrapolarlo a su uso en encuentros viga-pilar o arranques de cimentación.

2.8.3 Evaluación de los sistemas de anclaje para refuerzos superficiales de FRP

La idoneidad de los sistemas de anclaje depende de las condiciones del elemento a reforzar, tanto en cuanto a su estado tensional como a sus condicionantes mecánicos y geométricos, y de la posibilidad de anclarse fuera de los límites estrictos del propio elementos.

Hasta la fecha se han publicado pocos datos comparativos entre sistemas de anclaje. Cabe destacar las revisiones elaboradas por Kalfat et al. (2011) y por Grelle y Sneed (2013), las cuales recogen la mayoría de tecnologías disponibles; sin embargo, la variedad de parámetros que influyen en los resultados de las investigaciones recogidas en estas publicaciones dificulta enormemente la comparación de la eficacia de los sistemas.

Entre las comparativas hechas directamente en refuerzos en hormigón cabe destacar la investigación de Eshwar et al. (2008). Los autores estudiaron anclajes con barra embebida en el extremo del laminado y anclajes de GFRP; la principal conclusión de esta campaña es que la resistencia del refuerzo puede verse mejorada en ambos casos, en una cuantía que es función de las variables propias de cada uno de los sistemas de anclaje. Por tanto, puede deducirse que una adecuada comparativa entre sistemas precisa el conocimiento previo de los parámetros que permiten la optimización de dichos sistemas.

Ceroni y Pecce (2010) realizaron una comparativa de anclajes mediante barra embebida y anclajes de FRP, a los que añadieron anclajes con placa adherida en el extremo del refuerzo. A priori ninguno de los sistemas ensayados tenía el diseño óptimo, ya que la barra embebida se situó a cierta distancia del extremo, sin que el refuerzo la rodeara, mientras que el anclaje de FRP se insertó a cierta distancia del extremo del laminado cubriéndolo solo con el extremo del abanico de expansión. A pesar de esta falta de optimización de los diseños, tanto las probetas con barra embebida como las de anclaje de FRP presentaron una carga de despegue un 25% superior a las probetas control.

Lunn y Rizkalla (2013) compararon la eficacia de varios sistemas de anclaje en una campaña de paños de fábrica en estructura porticada de hormigón. Los ensayos de esta campaña experimental son un punto de partida interesante para la comparación de familias de sistemas de anclajes, aunque no tratan todos los parámetros de diseño. Los mejores resultados referidos por los autores fueron los correspondientes al sistema de placas de restricción de cortante dispuestos en la viga superior, con una carga última de un 72% de la carga máxima de la probeta control. Los anclajes de FRP y los sistemas de llaves de cortante lograron un incremento de un 32% y de un 44%, respectivamente.

En un artículo reciente, Kalfat y Al-Mahaidi (2016) compararon la eficacia de llaves de cortante dispuestas longitudinalmente y transversalmente al refuerzo con anclajes de FRP. Los resultados de la campaña experimental muestran un incremento medio de la resistencia de adherencia de un 137% para llaves de cortante longitudinales, de un 73% para llaves de cortante transversales y de un 90% para anclajes de FRP.

Dado que en general todos los sistemas en anclaje necesitan más estudio para poder obtener diseños optimizados de los mismos, no puede afirmarse que los datos disponibles de comparativas correspondan a la mejor configuración de los mismos, pero sí permiten dar una idea del orden de magnitud en el que los refuerzos anclados pueden ver incrementada su resistencia. La mayoría de los autores ha destacado precisamente que el nivel de mejora conseguido por los sistemas de anclaje depende en gran medida de la optimización de las variables de diseño propias de cada sistema.

2.9 Anclajes de FRP

Los anclajes de FRP, también conocidos como *spike anchors*, *fibre bolts* y *FRP dowels*, son un tipo de anclaje embebido mecánico para refuerzos superficiales. Consisten en un paquete de fibras unidireccionales, generalmente de carbono o de vidrio, usándose la misma fibra, generalmente, para el anclaje y el refuerzo. Entre las ventajas de este sistema de anclaje se incluyen su compatibilidad con el soporte y con el refuerzo, la flexibilidad de diseño e instalación que permite su uso en un gran número de elementos y situaciones constructivas, y una durabilidad comparable a la del propio refuerzo.

En los anclajes de FRP se distingue entre el tramo embebido (*anchor dowel*, *shaft region*), el cual se introduce en una perforación circular en el soporte, y el tramo libre, que típicamente se expande formando un abanico (*anchor fan*, *splay region*), y se adhiere al refuerzo. El abanico se abre en un ángulo tal que pueda transferir las tensiones de la interfaz refuerzo-soporte al tramo embebido del anclaje. En función del número de capas del refuerzo, y de si este es tejido o laminado, el abanico del anclaje puede instalarse sobre el refuerzo o entre capas del mismo.

La Figura 2.29 presenta de forma esquemática un anclaje de FRP durante su construcción e instalado en el soporte.

Figura 2.29. Anclaje de FRP

Los primeros anclajes de FRP fueron desarrollados por la Shimizu Corporation de Japón, apareciendo ideas sobre su posible aplicación en Kobayashi et al. (2001). Desde ese momento se han realizado numerosos estudios para refuerzos en vigas y losas de hormigón armado, para arranques de pilares y para refuerzos de muros. Los anclajes de FRP han sido señalados por la comunidad investigadora como una solución válida para retrasar, e incluso evitar el fallo por despegue. A pesar de haber mostrado su eficacia en distintos elementos, muchos de los parámetros que afectan al comportamiento de los anclajes de FRP no han sido aún suficientemente estudiados, lo que ha impedido la inclusión de este sistema en las guías de diseño y cálculo de refuerzos adheridos exteriormente.

Hasta la fecha, la mayoría de investigaciones sobre anclajes de FRP se han realizado con anclajes manufacturados por los propios autores a partir de tejidos de fibras. Los conectores contruidos a partir de tejido requieren la preparación del mismo incluyendo: eliminación de las fibras transversales, como mínimo en el tramo de expansión; enrollado de las fibras longitudinales para conseguir una sección circular o elíptica.

Con carácter general, y atendiendo a los sistemas de fabricación y aplicación de los refuerzos de FRP, puede distinguirse entre anclajes instalados en fresco o endurecidos (preimpregnados, o prefabricados). La diferencia principal entre ambos sistemas es el momento en que se impregna el tramo embebido de los anclajes, con respecto al momento de inserción.

Los distintos métodos de construcción de anclajes de FRP de la literatura se recogen en la figura 2.30.

	AUTOR	PROCESO DE FABRICACIÓN	ANCLAJE TERMINADO
ANCLAJES PREIMPREGNADOS	Özdemir (2005) (tipo 2)	<p>barra de acero barra de silicona $h_{anclaje}$</p> <p>Impregnación y enrollado en barra</p>	<p>barra de acero barra de silicona $h_{anclaje}$ fibras saturadas</p>
	Eshwar et al. (2005 y 2008)	<p>fibras saturadas $h_{anclaje}$ funda de plástico</p> <p>enrollado en seco, e impregnación</p>	<p>fibras secas $h_{anclaje}$ fibras saturadas interior hueco</p>
	Kim (2009)	<p>$h_{anclaje}$ fibras saturadas</p> <p>enrollado parcialmente impregnado</p>	<p>fibras secas $h_{anclaje}$ fibras saturadas interior rígido</p>
ANCLAJES SECOS, APLICACIÓN FRESCA	Ozbakkaloglu y Saatcioglu (2009)	<p>fibras secas</p> <p>enrollado en seco y doblado</p>	<p>sujeción fibras secas</p>
	Orton et al. (2008)	<p>tramo de tejido retirar fibras transversales</p> <p>tejido cortado, expansión de fibras</p>	<p>cable metálico tramo expansión tramo embebido</p>
	Niemitz (2008)	<p>fibras secas $h_{anclaje}$ bridas de plástico</p>	<p>tramo de expansión $h_{anclaje}$</p>
	Zhang y Smith (2011)	<p>fibras secas $h_{anclaje}$ atado con alambre</p>	<p>tramo de expansión $h_{anclaje}$</p>

Figura 2.30. Técnicas de fabricación de anclajes de FRP

Los anclajes endurecidos han sido usados por autores como Özdemir, (2005) y Eshwar et al. (2008) para crear un tramo rígido capaz de introducirse en la perforación sin que se doblen las fibras. En este tipo de anclajes, la porción de anclaje que va a quedar embebida se impregna con resina y se deja curar durante al menos día antes de la instalación. Puede aumentarse la rigidez de este tramo con un eje metálico o de silicona. Por su parte, los anclajes en fresco se impregnan inmediatamente antes de su instalación. Para mantener las fibras unidas se puede disponer una brida en el extremo del anclaje, o introducir el tramo medio del anclaje doblándolo por la mitad. En algunos casos ni siquiera se impregna el tramo embebido, sino que se introduce en seco atado con alambre o fibra y se impregna con la propia resina de inyección de la perforación (Zhang y Smith, 2011). El método de introducción en fresco con las fibras impregnadas o secas ha sido empleado, entre otros autores, por Orton et al. (2008), Niemitz (2008) y McGuirk y Breña (2012).

Alternativamente a estos sistemas de fabricación, pueden utilizarse cordones de fibra que no precisan la preparación previa de un tejido eliminando las fibras transversales. Generalmente, la introducción de estos cordones se realiza en fresco con ayuda de una brida en el extremo y asistiendo la inserción con un alambre para garantizar que el anclaje alcanza la profundidad de la perforación sin doblarse. En la figura 2.31 se muestran los conectores con cordones utilizados por Baggio (2013) y en El-Saikaly et al. (2014).

Figura 2.31. a) Cordones de GFRP (Fuente: Baggio, 2013) y b) de CFRP (Fuente: El-Saikaly et al., 2014)

2.9.1 Mecanismo de transferencia de tensiones de los anclajes de FRP

La orientación del tramo embebido del anclaje con respecto a las sollicitaciones del elemento estructural y de la interfaz soporte-refuerzo determina los esfuerzos a que estará sometido. De esta forma los anclajes pueden trabajar principalmente a tracción o a cortante (Smith, 2009). Grelle y Sneed (2013) siguen esta clasificación distinguiendo entre anclajes instalados a 90° y a 180° ; los anclajes a 90° tienen el tramo embebido perpendicular al laminado, mientras que los anclajes a 180° se colocan en paralelo a la lámina transfiriendo las tensiones de la interfaz sin necesidad de doblado. La figura 2.32 representa los esquemas básicos de trabajo de anclajes sometidos a tracción y cortante.

Figura 2.32. Distribución de tensiones en los anclajes a 90° y 180°

El mecanismo de transferencia de tensiones en los anclajes de FRP incluye componentes friccionales y adhesión química. El tramo embebido depende como mecanismo primario de la adhesión de la resina al soporte. Las tracciones en la lámina de refuerzo son transferidas al soporte a través del tramo libre del anclaje, que a su vez debe tener una suficiente adhesión al refuerzo.

En función de la inclinación del tramo embebido con respecto a la superficie del soporte, la descomposición de fuerzas puede ser compleja. El tramo de doblado está sometido al aplastamiento de las fibras con la consecuente concentración de tensiones en ese punto.

Zhang et al. (2012) realizaron una aproximación genérica a la respuesta de láminas simplemente adheridas y de láminas con anclajes de FRP; dicha respuesta genérica, que se presenta en la Figura 2.33, fue modelada conforme a los resultados de las campañas experimentales de los propios autores.

Figura 2.33. Comportamiento genérico de láminas adheridas y ancladas.

Modificado a partir de Zhang et al. (2012)

Como evidencia el gráfico anterior, los anclajes aportan ductilidad con la aparición de resistencia post-pico, además de una carga máxima superior. En el caso de refuerzos adheridos, una vez que se ha iniciado el despegue el laminado no es capaz de adquirir más carga, ya que se ha degradado la capacidad de transferencia de tensiones en la interfaz. Por el contrario, en refuerzos anclados los anclajes pueden sustituir al mecanismo adherente cuando este ha fallado; una vez que el anclaje falla, por rotura de las fibras o bien por deslaminación del abanico respecto al refuerzo, entra en juego la resistencia residual del tramo adherido tras el anclaje, cuyo despegue había sido evitado por los conectores.

2.9.2 Investigaciones sobre anclajes de FRP

Los anclajes de FRP han sido ensayados tanto de forma aislada como formando parte de un sistema de refuerzo. En el caso de refuerzos anclados, estos suelen consistir en tejidos aplicados exteriormente y laminados in situ (aplicación por vía húmeda).

Los ensayos de anclajes independientes permiten cuantificar su carga máxima e identificar sus modos de fallo, reduciendo el número de parámetros de diseño a introducir en refuerzos anclados; en este sentido, las campañas experimentales publicadas hasta la fecha se han centrado en el comportamiento de los anclajes a arrancamiento. Los ensayos de refuerzos anclados, por su parte, permiten analizar una sollicitación de los anclajes más cercana a la real en los elementos estructurales a flexión; existen investigaciones con refuerzos anclados ensayados a corte simple, corte doble y ensayos mixtos tipo viga o modificados.

2.9.2.1 Campañas de arrancamiento de anclajes

Los estudios sobre el comportamiento de anclajes a arrancamiento por tracción directa (*pull-out*) han partido de los conocimientos relativos a anclajes químicos. De esta forma se han identificado tres modos de fallo, que se representan en la figura 2.34: rotura de cono de soporte, rotura de anclaje y fallo mixto o fallo de adherencia.

Figura 2.34. Modos de fallo de anclajes a tracción (Fuente: Kim y Smith, 2009)

En la práctica, el modo de fallo por cono de hormigón es sumamente infrecuente y solo se da para muy bajas longitudes de introducción y hormigones poco resistentes. El fallo mixto, en el cual puede extraerse un cono de hormigón o deslizarse la resina, es el más frecuente en este tipo de ensayos.

Las campañas de arrancamiento de anclajes llevadas a cabo por Özdemir (2005), Kim y Smith (2007) y Ozbakkaloglu y Saatcioglu (2009) dieron lugar a una extensa base de datos que permitió a Kim y Smith (2010) desarrollar un primer modelo para la predicción de la carga máxima y modo de fallo de anclajes instalados a 180°.

Los ensayos de Özdemir (2005) se realizaron con anclajes fabricados manualmente a partir de tres anchos de tejido: 80 mm, 120 mm y 160 mm. Se siguieron dos técnicas de preparación: unos anclajes se instalaron preimpregnados, mientras que en otros se introdujo una varilla central para incrementar la rigidez del tramo embebido. En la primera serie de ensayos se dio una considerable dispersión de los resultados y prevaleció el fallo por rotura del FRP a tracción; a pesar de la dispersión es posible concluir que los tejidos de 120 mm aportan suficiente cantidad de fibras. Una segunda serie con un ancho fijo de tejido de 120 mm y distintas profundidades permitió observar la influencia de la resistencia del hormigón en las profundidades ensayadas y para soportes poco resistentes (de 10 MPa y 16 MPa de resistencia a compresión).

Para la experimentación de Kim y Smith (2009) se empleó la técnica de anclajes con un núcleo rígido metálico. Los autores ensayaron combinaciones de tres diámetros de anclaje (12 mm, 14 mm y 16 mm) con longitudes embebidas de entre 20 y 60 mm, para un hormigón de 33,6 MPa. Todos los anclajes de esta campaña ensayados con una introducción de 60 mm presentaron fallo a tracción de las fibras, con lo que se puede concluir que para esa calidad del hormigón y diámetros ensayados la profundidad de 60 mm permitiría optimizar la resistencia de los anclajes a tracción pura.

Ozbakkaloglu y Saatcioglu (2009) estudiaron, además de los parámetros habituales de profundidad y diámetro, la influencia del ángulo de inclinación de la perforación respecto a la carga; esto resulta de gran interés pues se acerca al comportamiento de los anclajes a corte, existiendo un tramo de doblado. Las conclusiones de la investigación apuntan a que la influencia de la inclinación es despreciable hasta 15° , momento en el cual aumenta y provoca un cambio en el modo de fallo y valores de carga última inferiores a los registrados para las mismas longitudes de introducción y perforación alineada con la carga.

A partir de los datos de las tres campañas experimentales anteriormente descritas, Kim y Smith (2010) realizaron un modelo basado en los existentes para anclajes químicos y calibrado empíricamente. El modelo parte de la estimación de la carga teórica que produciría el fallo por rotura de cono (2.9), fallo combinado (2.10) o rotura del anclaje (2.11), y establece la carga máxima del anclaje como la menor de ellas.

$$N_{cc} = 9.68 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c} \quad (2.9)$$

$$N_{cb} = \begin{cases} 4.62 \cdot \pi \cdot d_0 \cdot h_{ef}, & f'_c < 20 \text{ MPa} \\ 9.07 \cdot \pi \cdot d_0 \cdot h_{ef}, & f'_c \geq 20 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.10)$$

$$N_{ar} = 0.59 \cdot w_{FRP} \cdot t_{FRP} \cdot f_{FRP} \quad (2.11)$$

donde:

h_{ef} es la longitud de introducción del anclaje

d_0 es el diámetro de la roza

w_{FRP} y t_{FRP} son las dimensiones del tejido con el que se ha construido el anclaje

f_{FRP} es la capacidad nominal del anclaje

La Figura 2.35 reproduce las curvas de interacción del modelo de Kim y Smith (2010) para un soporte de resistencia media con $f'_c = 30$ MPa. Cabe destacar que, de acuerdo con este modelo, los diámetros de perforación superiores a 18 mm harían que el fallo se produjese por rotura del cono del soporte y no por fallo mixto hasta la resistencia máxima a tracción del propio anclaje, con independencia de la longitud embebida. En la figura se representa en la cara superior del cubo el fallo por rotura de anclaje (AR), mientras que la rotura de cono (CC) y fallo mixto (CB) se representan como ramas descendentes estando el fallo mixto representado con una línea de menor grosor que permite observar mejor el cambio de pendiente y curvatura respecto al primer tramo.

Figura 2.35. Estudio paramétrico del arrancamiento. (Fuente: Kim y Smith, 2010)

Como resumen de los estudios de arrancamiento de la bibliografía puede concluirse que las variables que afectan al comportamiento a tracción de los anclajes son la resistencia del soporte, la profundidad de la perforación y el diámetro del anclaje en términos del ratio h_{ef}/d_0 . La profundidad efectiva máxima es aquella en la que el fallo del soporte o adherente alcanzan la máxima resistencia para cada diámetro de anclaje y calidad del soporte.

2.9.2.2 Campañas de ensayos de corte con refuerzos de FRP anclados

Los ensayos de corte permiten estudiar la interacción del soporte con el refuerzo y la inclinación de la carga con respecto al tramo libre y al tramo embebido del anclaje. Este tipo de ensayos tiene la ventaja de que representa las máximas tensiones para el mecanismo adherente de la interfaz FRP-soporte. Además, según los modos de trabajo de los anclajes, también llevando a la sollicitación pésima para los propios anclajes, correspondiente a la máxima concentración de tensiones por doblado, de modo que los resultados obtenidos con este tipo de ensayos pueden aceptarse como valores conservadores.

En la bibliografía se encuentra una mayor representación de ensayos de corte simple, o de corte doble pero con distinta configuración para que el fallo se produzca en el tramo deseado; esto puede conseguirse, por ejemplo, duplicando el refuerzo en la cara opuesta como en Eshwar et al. (2008). Los ensayos de corte simple han sido más frecuentemente utilizados por su sencillez, aunque tienen el inconveniente de que, para ser fiables, obligan a disponer un marco rígido que impida los giros en las probetas.

En las campañas de corte, como en las realizadas con anclajes a tracción, suele registrarse la carga máxima, el desplazamiento (o la elongación del tramo libre) y el modo de fallo. En el caso de refuerzos anclados el modo de fallo es complejo, ya que se produce en varias etapas según la carga sea resistida por el mecanismo adherente en el extremo cargado antes de la fila de anclajes, por los anclajes, o por una combinación de los anclajes y del tramo adherido tras ellos.

Dada la importancia del modo de fallo en la ductilidad de los sistemas de refuerzo, a continuación se detallan las principales observaciones de la literatura sobre la influencia de los anclajes en el modo de fallo de los laminados de FRP, el cual interviene en la resistencia y ductilidad de los sistemas de refuerzo de FRP anclados.

El comportamiento de los refuerzos anclados suele presentar una secuencia de fallo en la que primero se despegue el soporte y posteriormente se produce el fallo del anclaje (Zhang et al. 2012). Según Niemitz y Breña (2012), el fallo del anclaje puede ser de dos tipos: fallo primario, por deslaminación entre el tramo libre del anclaje y el refuerzo o bien por rotura del anclaje en el punto de doblado, y fallo secundario caracterizado por el despegue total del laminado mediante la propagación de fisuras en las líneas de inserción de los anclajes o bien por arrancamiento por deslizamiento de los anclajes.

Por su parte, Zhang (2013) realiza una clasificación exhaustiva distinguiendo entre fallos frágiles y dúctiles. Los fallos frágiles pueden ser por despegue del laminado y rotura simultánea del anclaje o por despegue simultáneo del laminado y del abanico de expansión; los fallos dúctiles se caracterizan por producirse en dos etapas y mantener un deslizamiento post-pico, produciéndose el despegue del laminado seguido de la rotura del anclaje, del despegue del abanico o del arrancamiento del anclaje.

La bibliografía existente de campañas experimentales de corte y modo mixto es bastante extensa. A pesar de ello, la cantidad de parámetros que influyen en el comportamiento de los anclajes y la falta de ensayos normalizados y de guías de diseño dificulta la comparación de los resultados de los distintos autores.

Para analizar el nivel de implicación de cada variable en los resultados y las condiciones óptimas para la realización de ensayos se han agrupado las campañas de corte y los ensayos tipo viga, aunque lógicamente las cargas máximas dependen de la configuración del ensayo y de las dimensiones de la probeta y del refuerzo.

Los aspectos más relevantes para el presente trabajo, de entre los estudiados en las campañas existentes, se presentan y comentan en los subapartados siguientes.

Inclinación del tramo embebido respecto a la tensión principal. El tramo de expansión de los anclajes suele disponerse de forma tal que recoja las tensiones de la interfaz, es decir, en paralelo a la superficie del soporte. En función de la geometría del soporte, el tramo embebido del anclaje tendrá distinta orientación respecto al tramo libre. La clasificación más general permite distinguir entre anclajes trabajando a tracción y a cortante. En los anclajes trabajando a cortante el tramo de doblado soporta una considerable concentración de tensiones, lo cual es una de las principales causas de fallos prematuros por rotura del anclaje a tensiones inferiores a su resistencia a tracción. Es posible, dentro de estos anclajes, disponer distintas inclinaciones del tramo embebido para reducir en lo posible la concentración de tensiones de doblado.

Zhang y Smith (2012) dedicaron una campaña experimental a estudiar la variación de la resistencia en función del ángulo de inclinación de la perforación respecto a la superficie del soporte. La campaña se realizó con anclajes únicos de fibra de carbono de 12 mm de diámetro y profundidad embebida de 40 mm, con una lámina de CFRP de 250 mm de longitud adherida y 40 mm de longitud no adherida y 50 mm de ancho. En los ensayos variando, únicamente el ángulo de la perforación, se observó un crecimiento lineal de la resistencia con el ángulo, al tiempo que una fragilización en el sistema de refuerzo anclado. Se ensayaron ángulos comprendidos entre 45° y 157.5°. Los autores aportan una expresión de ajuste empírico que indica en qué medida el anclaje contribuye a la resistencia del conjunto, en función del ángulo de introducción:

$$k = 2.34 \cdot \left(\frac{\beta_{anch}}{2 \cdot \pi} \right) - 0.33 \quad (2.12)$$

donde:

k es la mejora de resistencia aportada por el anclaje ($P_{m\acute{a}x} - P_{cont}/P_{cont}$)

β_{anch} es la inclinación del tramo embebido respecto al anclaje

Aunque de manera indirecta, la orientación del anclaje fue estudiada también por Koutas y Triantafillou (2013). En una serie de ensayos de refuerzos anclados en vigas en T, las perforaciones se realizaron introduciéndose en el ala superior de las vigas. Los autores señalan que los anclajes inclinados obtuvieron una resistencia del orden de dos veces la alcanzada por vigas con anclajes con perforación a 90° (horizontales). En este caso, al no tratarse de una probeta plana sino con un rincón, no se acusa la fragilización que había sido constatada por Zhang y Smith (2012); esto se explica porque la geometría de las vigas ensayadas por Koutas y Triantafillou (2013) disminuye el riesgo de fallo por rotura de cuña de hormigón. En la figura 2.36 se recogen las disposiciones ensayadas en Koutas y Triantafillou (2013).

Figura 2.36. Disposiciones de anclajes de FRP en vigas en T. (Fuente: Koutas y Triantafillou, 2013)

Radio de doblado. El radio de doblado también afecta a la concentración de tensiones en el tramo de doblado, y al fallo prematuro por acodamiento. Así ha sido señalado para aplicaciones superficiales de laminados (Orton et al., 2008)(Baggio, 2013) y para armaduras internas (Morphy, 1999)(Ehsani, 2005)(Lee et al., 2014). Si bien la reducción de resistencia por acodamiento ha sido ampliamente estudiada con relación a los refuerzos internos, en el caso de anclajes de FRP las investigaciones rara vez se han centrado en este parámetro, si bien suele aceptarse que se precisa un cierto tratamiento del filo de la perforación para reducir las tensiones de doblado.

La mención más explícita al tratamiento del filo de la perforación es la realizada por Orton et al. (2008) quienes, a partir de Morphy (1999) recomiendan

un tratamiento del filo que permita un radio de doblado igual a cuatro veces el diámetro del anclaje; los propios autores, así como también Baggio (2013) comentan que este radio de doblado es irrealizable en la mayoría de situaciones constructivas

Alternativamente, el radio de doblado puede tomarse siguiendo las indicaciones de la ACI 440.2R (2008), disponiendo un avellanado del filo de 13 mm; estas recomendaciones, no obstante, son para refuerzos externos en aplicaciones en las que la adherencia juega un papel crítico, como es el caso de las vigas de canto con encamisado.

Por su parte las recomendaciones de la JSCE (1997), en lugar de proponer un radio concreto, incluyen una expresión para estimar la reducción por doblado en refuerzos internos:

$$\frac{f_a}{f_u} = \frac{0.05 \cdot r}{d} + 0.3 \quad (2.13)$$

La aplicación de esta expresión lleva, para anclajes de diámetro 13 mm, a una reducción de un 70% de la resistencia. Por otra parte, si se avellana el filo con un radio igual a cuatro veces el diámetro del anclaje como el propuesto por Orton et al. (2008), la reducción equivale al 50% de la resistencia a tracción del conector con independencia de su diámetro.

La importancia del radio de doblado en la eficacia de los anclajes de FRP ha sido uno de los aspectos que han motivado la presente investigación. Es por ello que en las campañas experimentales realizadas se han estudiado distintas relaciones de ángulo de la perforación y de radio de doblado. Esta variable también ha sido estudiada, a partir de la expresión de la JSCE (1997) para refuerzos internos, como clave para la construcción del modelo analítico de anclajes a FRP a tracción o cortante presentado en el capítulo 5 de este documento.

Ángulo del abanico de expansión y longitud del tramo libre. El ángulo de expansión y la longitud del tramo libre están relacionado directamente con el ancho máximo de lámina que puede adherirse al anclaje. De esta forma, ambas variables pueden modificarse para configurar un abanico capaz de anclar distintos anchos de refuerzo. De igual manera, distintas combinaciones de ángulos del abanico (β) y longitud del tramo libre (L) permiten anclar un mismo ancho de lámina, según se muestra en la figura 2.37.

Figura 2.37. Longitud y ángulo de expansión del abanico de anclaje

Con carácter general, se acepta que para lograr la máxima eficacia de los anclajes es necesario disponer el abanico cubriendo el total del ancho del refuerzo, o con espaciamiento entre anclajes menor o igual al que permita la disposición de abanicos tangentes (Niemitz et al. 2012)(McGuirk y Breña, 2012). Esta máxima eficacia para refuerzos completamente cubiertos por el tramo libre del anclaje está relacionada con la distribución de deformaciones en la sección del refuerzo, estudiada por Niemitz (2008), y que se detalla a continuación.

En una lámina simplemente adherida, las deformaciones se distribuyen de una forma prácticamente simétrica a nivel seccional, con un máximo en el centro de la lámina (Subramaniam et al. 2007). Los anclajes cambian la distribución al procurar diferente rigidez y resistencia en el ancho de lámina. Niemitz (2008) estudió la distribución de deformaciones a nivel seccional en el frente de la línea de anclajes, donde se experimentan las mayores deformaciones, y en función del número de anclajes, como se muestra en las figuras 2.38 y 2.39 .

Figura 2.38. Distribución de deformaciones en el frente de anclaje para refuerzos con un anclaje (Fuente: Niemitz, 2008, probeta B-W-2-5-4)

Figura 2.39. Distribución de deformaciones en el frente de anclaje para refuerzos con dos anclaje (Fuente: Niemitz, 2008, probeta B-X-2-5-4)

Puede observarse que la máxima deformación se concentra en torno al punto de introducción de los anclajes. De esta forma, los anclajes dejan de contribuir a la resistencia en los puntos exteriores al abanico de expansión, lo que lleva a un fallo prematuro por despegue de este punto cuando los abanicos no son secantes o, al menos, tangentes.

Junto con estas consideraciones propias de la instalación de múltiples anclajes o determinantes del ancho de lámina que quedar correctamente anclado por un único conector, el ángulo de expansión debe diseñarse para adaptarse a las distintas hipótesis de cargas del elemento reforzado. La relación entre el espaciamiento de múltiples anclajes y la eficacia unitaria de los anclajes se presenta de forma más detallada en el capítulo 5.

Los tramos de expansión circulares con fibras a 360° son una buena alternativa cuando las cargas pueden cambiar de sentido, por lo que han sido ensayados por Orton et al. (2008), Niemitz (2008), Niemitz et al. (2012) y McGuirk y Breña (2012). Sin embargo, una desventaja de esta configuración es que las fibras perpendiculares a la carga prácticamente no trabajan, lo que lleva a desaprovechar la sección resistente de los anclajes.

Zhang y Smith estudiaron específicamente esta variable en una campaña comparando abanicos únicos y dobles simétricos de 75° anclajes tipo pajarita, *bow-tie*; en la figura 2.40 se representa de manera esquemática la configuración con abanicos único y doble. A partir de los resultados de estos ensayos concluyeron que los abanicos simétricos de 75° son tan efectivos como un abanico de 360°. Una observación interesante fue que, si bien la carga máxima no se vio afectada, los anclajes de tipo pajarita presentaron un comportamiento más dúctil.

Figura 2.40. Anclajes con abanico único y doble (*bow-tie*)

De las distintas campañas desarrolladas por Zhang y Smith (2011-2013), es posible concluir que los tramos de expansión en ángulos de 75° permiten una correcta transmisión de esfuerzos del laminado a las fibras del tramo libre del anclaje. Por su parte, Koutas y Triantafillou (2013) observaron que los abanicos de 60° también lograban una suficiente adhesión del anclaje y del laminado. En el caso de Kalfat y Al-Mahaidi (2016), se fijaron el ancho de lámina y la longitud del tramo libre dando lugar a ángulos de expansión de 67° para cubrir en su totalidad el ancho del refuerzo.

Abanicos de expansión de ángulos aún más reducidos, entre 30° y 60°, fueron empleados por Baggio (2013) y por El-Saikaly et al. (2014); los ángulos de expansión inferiores a 60° prácticamente garantizan que no quedan regiones del refuerzo sin cubrir por el anclaje, pero pueden llevar a una rigidización excesiva del laminado en el tramo anclado.

Todas las investigaciones arriba indicadas llevan a concluir que no existe un criterio consensuado para el ángulo del abanico de expansión. No obstante, pueden aceptarse los ángulos de 60-75° hasta que exista una base de datos más consistente al respecto. Una vez que se ha fijado el ángulo del abanico de expansión, y aceptando la hipótesis de que los anclajes deben cubrir completamente el refuerzo, la longitud del tramo libre queda determinada.

Espesor del refuerzo. Los refuerzos de mayor rigidez, la cual se relaciona con el tipo de fibras del material compuesto y con el espesor del laminado, tienen un menor aprovechamiento del material incluso con la utilización de anclajes. En los resultados de Eshwar (2008), Niemitz (2008) y McGuirk y Breña (2012) se observa que la carga máxima aumenta con el espesor, pero no de forma proporcional al incremento de rigidez; de este modo el ratio de carga P_{ensayo}/P_{ult} considerando como P_{ult} la resistencia a tracción del refuerzo, es inferior cuanto mayor es el volumen de fibras del refuerzo.

La tendencia del incremento de la resistencia no proporcional al aumento de la rigidez es común a los refuerzos simplemente adheridos y a los refuerzos con anclajes de FRP. Esto se debe a que, en el caso del mecanismo adherente, el fallo cohesivo sigue siendo dominado por la resistencia a tracción del hormigón y no por la rigidez del refuerzo, llevando a un menor aprovechamiento de la resistencia del material cuanto mayor es esta para una misma superficie adherida.

En el caso de los refuerzos anclados, McGuirk y Breña (2012) constataron la mayor incidencia del fallo por despegue del abanico en laminados gruesos, lo que se relaciona nuevamente con mayores esfuerzos rasantes que, en este caso, deben ser transmitidos al mismo número de fibras del anclaje, o con una mayor diferencia entre la resistencia del refuerzo y la del conector.

Módulo elástico de refuerzo y anclaje. El módulo elástico del refuerzo influye en la carga máxima de adherencia de manera similar al espesor del refuerzo, ya que afecta a su rigidez. Como se analizó en el apartado correspondiente a las fibras empleadas en los FRP, existe una variación notable entre los materiales compuestos con fibra de carbono, fibra de vidrio y de aramida. Para refuerzos de hormigón, los refuerzos exteriores suelen realizarse con fibra de carbono, y por este motivo existen más campañas experimentales que han estudiado el fenómeno de adherencia en la interfaz CFRP-hormigón.

Con respecto al módulo elástico de los anclajes, la mayoría de investigaciones publicadas hasta la fecha emplean la misma fibra para los refuerzos y para los anclajes, aunque existen casos de anclajes de fibra de vidrio para refuerzos de fibra de carbono (Zhang y Smith, 2011)(Eshwar et al., 2008)(Baggio, 2013). Normalmente, el uso de conectores de fibra de vidrio se justifica por su menor rigidez y también por su menor coste; la menor rigidez del conector puede ser una ventaja por lograr una mayor ductilidad.

En una serie de la investigación realizada a lo largo de varios años y presentado en Zhang (2013) se compararon directamente anclajes de GFRP y de CFRP para el mismo laminado y se observó que, a igualdad del resto de variables, la carga máxima y el comportamiento post-pico son superiores para anclajes de fibra de carbono; aceptando que la carga máxima de un anclaje sometido a corte es una fracción de su resistencia a tracción, es esperable que los conectores de fibra de carbono tengan una mayor resistencia a corte.

En los ensayos de Koutas y Triantafillou (2013) y de Biaggio (2013), en cambio, no se aprecia una gran variación de la resistencia en función del tipo de fibra de los anclajes. Los resultados deben considerarse con precaución, ya que en ambos casos se trata de ensayos en elementos tipo viga y su mayor complejidad puede impedir el aprovechamiento de la carga unitaria de cada anclaje, lo que de algún modo enmascararía la mayor resistencia a tracción de las fibras.

Relación entre la longitud del tramo libre del anclaje y el diámetro del conector. Para un ángulo fijo, la longitud del tramo libre determina el ancho de refuerzo que puede quedar anclado por un único anclaje. Es lógico pensar, sin embargo, que no puede anclarse cualquier ancho de refuerzo simplemente a base de incrementar la longitud del tramo libre. Por este motivo, debe limitarse la longitud del tramo libre de anclaje a aquella en la que sea capaz realmente de anclar el refuerzo.

La relación óptima para el diseño entre la resistencia a tracción unitaria del anclaje (función de su sección resistente y el módulo elástico de las fibras) no ha sido por el momento obtenida, aunque sí existen algunos estudios al respecto. En general se ha estudiado, para anclajes de fibra de carbono, la influencia en la resistencia de distintas cantidades de fibra o distintos diámetros de anclaje.

Los primeros apuntes a la optimización de la capacidad resistente de un anclaje aparecen en Kobayashi et al. (2001). Estos autores señalaron que un mayor ratio entre la cantidad de fibras del anclaje respecto a las del refuerzo conllevaba una mayor resistencia del elemento reforzado; sin embargo, la tendencia no es lineal ni se alcanzó un máximo de resistencia unitaria del anclaje capaz realmente de anclar el refuerzo considerado.

Niemitz (2008) señala que el ratio entre el diámetro del abanico y el diámetro del anclaje en el tramo embebido ($d_{abanico}/d_{anclaje}$) es el que gobierna la capacidad del anclaje de influir en un determinado ancho de lámina; el autor concluye que los diámetros mayores de abanico recogen las tensiones de una mayor región de refuerzo movilizandando la resistencia del anclaje hasta llevar al fallo del propio anclaje a corte o tracción de las fibras, mientras que los abanicos pequeños en relación a anclajes gruesos solo influyen en pequeñas regiones de refuerzo y quedan sobredimensionados respecto a la carga unitaria del anclaje.

A partir de sus observaciones, Niemitz (2008) propone una expresión de ajuste empírico para el diseño de anclajes:

$$D_A = \sqrt{\frac{4 \cdot s_A \cdot f_{fu} \cdot t_p \cdot n_p}{\pi \cdot 35.8}} \quad (2.14)$$

donde:

D_A es el diámetro del anclaje (in.)

s_A es el diámetro del abanico de expansión, supuesto de 360° (in.)

f_{fu} es la tensión última del refuerzo (ksi)

t_p y n_p son, respectivamente el espesor nominal del refuerzo (in.) y el número de capas del mismo

En la figura 2.41 se representa la relación entre los diámetros de anclaje y radios de abanico de las distintas campañas experimentales de la literatura (basadas en ensayos de probetas a corte simple o doble) y las dimensiones óptimas según las expresión de Niemitz (2008).

Figura 2.41. Ajuste de la expresión de Niemitz (2008) a las campañas de refuerzos anclados de la literatura

La figura se ha realizado representando la curva resultante de aplicar la expresión (2.14) a la resistencia a tracción y espesor del refuerzo en cada una de las campañas consideradas. Para cada caso se ha representado, además, el punto correspondiente al diámetro de anclaje y longitud de abanico (o espaciamiento de anclajes múltiples) ensayados.

La mayoría de las campañas experimentales publicadas tienen una longitud del tramo libre excesiva en relación al diámetro del abanico de acuerdo con la expresión de Niemitz (2008), como se extrae de la observación de la figura 2.41 donde el diámetro de anclaje queda por debajo de la curva correspondiente al refuerzo anclado en todos los ensayos de Zhang y Smith (2011-2013) y de McGuirk y Breña (2012). Por su parte, algunos de los anclajes de Niemitz (2008) quedan por encima y otros por debajo.

En los ensayos de Niemitz (2008) y de Niemitz et al. (2010) se observa que para las probetas con radios del abanico superiores al de diseño, el fallo se produjo por rotura del anclaje (es decir, se movilizó su resistencia). Sin embargo, en otras investigaciones la relación entre el modo de fallo y las dimensiones del abanico con respecto al diámetro de anclaje no son tan directas: Zhang (2013) alcanzó el fallo por rotura de anclaje en un elevado número de ensayos con abanicos de expansión inferiores a los recomendados por esta aproximación.

Estas observaciones permiten concluir que la influencia del diámetro de anclaje es limitada en su resistencia, no siendo tan directo el incremento de la carga máxima para mayores diámetros de anclaje.

La cantidad de fibras con las que se fabrica el anclaje ha sido también considerada en las principales campañas de anclajes a tracción, en McGuirk y Breña (2012), y en Zhang (2013). En ningún caso se apreció una mejora significativa de la resistencia con la mayor cuantía de fibras. La falta de consenso acerca de la importancia de esta variable se debe al gran número de parámetros implicados en el comportamiento de los anclajes, que pueden llevar a una mayor o menor optimización del diseño.

En cualquier caso, el diámetro del anclaje se relaciona con su carga máxima a tracción, como en el caso de los anclajes sometidos a arrancamiento del modelo de Kim y Smith (2010). Las variables que intervienen en la resistencia a tracción (la resistencia característica a tracción del FRP y la sección del anclaje) son secundarias respecto a la concentración de tensiones de doblado y el fallo adherente para longitudes de introducción insuficientes, por lo que el modo de fallo no es por fallo a tracción pura del anclaje; para estos modos de fallo, la resistencia real del anclaje a tracción no llega a movilizarse y se llega a un menor aprovechamiento de la resistencia del material.

Longitud adherida. La longitud adherida influye de forma evidente en la curva tensión-deslizamiento de los anclajes de FRP. Las probetas en las que la lámina tiene un fallo total de adherencia presentan por lo general un fallo frágil en el anclaje, o bien rotura del refuerzo en el punto de inserción del mismo. Es recomendable, y de hecho es la pauta común en las investigaciones publicadas hasta la fecha, procurar una longitud adherida del refuerzo igual o superior a la longitud efectiva de transferencia de tensiones.

Generalmente, los anclajes se utilizan para incrementar la resistencia de refuerzos adheridos. Sin embargo, Eshwar (2008), Niemitz (2010) y McGuirk y Breña (2012) compararon probetas adheridas y no adheridas con anclajes, y distintas proporciones de tramo adherido y no adherido.

El objetivo de las investigaciones mencionadas en el párrafo anterior fue evaluar hasta qué punto los anclajes pueden sustituir al mecanismo adherente, si este está totalmente degradado; en todos los casos se acusó una resistencia mucho menor en los refuerzos no adheridos, y una mayor incidencia del fallo por deslaminación anclaje-refuerzo.

Comparando resultados de probetas adheridas sin anclajes, adheridas con anclajes y no adheridas con anclajes, se comprobó que la diferencia en términos de carga máxima entre refuerzos adheridos con y sin es del mismo orden que la carga máxima de refuerzos únicamente anclados. Esta observación es de interés, ya que permite afirmar que los anclajes por sí solos son capaces de aportar un mecanismo de transferencia de tensiones. Además, supone un primer paso para el estudio de la contribución de los anclajes: de forma simplificada, puede aceptarse que la resistencia unitaria de los anclajes se suma al mecanismo adherente en los refuerzos adheridos anclados.

Esta aproximación de la contribución de los anclajes de FRP a la resistencia a despegue de los refuerzos se ha considerado como uno de los puntos de partida del modelo analítico que se presenta en el capítulo 5 de este documento.

Longitud no adherida en el extremo cargado. Es común en las campañas con probetas ensayadas a corte disponer un tramo no adherido en el extremo cargado del refuerzo. Esto responde a las características propias del ensayo, y el objetivo es minimizar el impacto de las dimensiones de la probeta. Dado que no existen ensayos normalizados a corte de refuerzos de FRP, las dimensiones de las probetas y del tramo libre del refuerzo hasta el punto de aplicación de la carga quedan a elección de los autores.

En la bibliografía se registran longitudes no adheridas muy variadas, desde los 20 mm de Caggegi (2013) en probetas de ladrillo hasta los 127 mm de Niemitz et al. (2010) y McGuirk y Breña (2012).

Se considera que esta variable es, pues, necesaria por las características propias de los ensayos de corte con objeto de evitar la distorsión de los resultados; no es, por lo tanto, un parámetro propio de la resistencia de los anclajes de FRP.

Distancia del anclaje a los extremos cargado y libre del refuerzo. La mayoría de autores diseñan las probetas ubicando los anclajes cerca del extremo cargado. Esto responde a la mejora constatada cuando los anclajes se incluyen en la zona de transferencia de tensiones del refuerzo, evitando que se haya producido un despegue total de la misma antes del frente de anclajes (Niemitz et al. 2010, McGuirk y Breña, 2012).

Aparentemente, la contribución de los anclajes de FRP a la resistencia es mayor cuanto menos degradado está el mecanismo adherente tanto delante del anclaje como tras el punto de inserción; esto es debido fundamentalmente a que el anclaje ha sufrido menores deformaciones y menor sollicitación en el tramo de doblado en estos casos.

La cercanía al extremo cargado se traduce automáticamente en una mayor longitud adherida tras los anclajes, manteniendo la longitud total adherida de los refuerzos. A partir de los resultados de Zhang (2013) puede concluirse que esta distancia es más crítica. El parámetro fue estudiado en distintas series: por una parte se mantuvo una longitud adherida constante de 250 mm, variando la posición relativa del anclaje desde 75 mm del extremo cargado hasta 225 mm; por otra parte se varió la longitud adherida total. En ambos casos la tendencia observada es de un incremento de la resistencia con el aumento de la longitud adherida tras el anclaje, al menos hasta 200 mm.

Los resultados de Niemitz et al. (2010) y McGuirk y Breña (2012) contradicen parcialmente las conclusiones arriba indicadas. En las campañas de estos autores se ensayaron anclajes instalados a distancias de 125 mm y 420 mm del extremo no cargado, y no se observó una reducción apreciable de la resistencia en las probetas con las menores longitudes adheridas tras el anclaje. Cabe destacar que ambas longitudes son elevadas y superiores a la longitud efectiva de transferencia de tensiones para los refuerzos ensayados.

Variables de ejecución. Como se señaló al inicio de la sección, los anclajes de FRP han sido mayoritariamente contruidos a mano por los autores y no existen procesos de fabricación estandarizados. Esto dificulta la comparación de los resultados de las distintas campañas experimentales de la literatura.

Con respecto a la influencia del tipo de anclaje, no existen datos que permitan concluir que la instalación en fresco o endurecida sea preferible. Sin embargo, sí puede distinguirse en lo relativo al endurecimiento del tramo de doblado. En este sentido, Zhang y Smith (2011) distinguen entre anclajes rígidos y flexibles. Los anclajes flexibles, que en su caso son los de aplicación en fresco, permiten deslizamientos superiores y mejoran el comportamiento post-pico de los refuerzos; los anclajes rígidos, endurecidos pero no solo en el extremo embebido sino invadiendo el tramo de doblado, presentan prevalencia de fallo frágil en el tramo de doblado inmediatamente después del despegue del laminado.

La respuesta de los anclajes flexibles y rígidos, según los resultados de Zhang y Smith (2011) se presenta en 2.42.

Figura 2.42. Respuesta carga-deslizamiento de anclajes flexibles y rígidos
(Fuente: Zhang y Smith, 2012)

Sea cual sea el sistema de fabricación, puede extraerse de estas observaciones que es esencial que el tramo de doblado no esté endurecido previamente a la instalación del anclaje.

Junto con esta variable, en los parámetros de ejecución cabe mencionar la posición relativa del abanico del anclaje con respecto al refuerzo. Se trata de un parámetro muy escasamente estudiado, ya que la mayoría de autores han ensayado anclajes con el abanico sobre el refuerzo, con el anclaje atravesando el tejido.

Sin embargo, ya en el inicio del desarrollo de anclajes de FRP se apuntó a la mejora proporcionada por capas de refuerzo adicionales adheridas sobre el tramo libre el anclaje con las fibras orientadas perpendicularmente al anclaje; el principio de transmisión de fuerzas para estos refuerzos superficiales son el punto de partida del detalle constructivo con parches desarrollado por Quinn (2009) para conexión de pilares y muros en arranques de cimentación, el cual se muestra en la Figura 2.43.

Figura 2.43. Sistema de anclaje mixto con parche sobre abanico de expansión.

Fuente Quinn (2009)

Los ensayos de Koutas y Triantafillou (2013) para viga en T sitúan los anclajes sobre una primera capa de refuerzo, y cubiertos por una segunda capa. En este caso, por tratarse de refuerzos en U en el alma de la viga, los anclajes se disponen sin necesidad de perforar el refuerzo. La colocación de una segunda capa de tejido, si la primera es debilitada por la inserción de los anclajes, permitiría la existencia de un tejido continuo no perforado. La figura 2.44 representa la disposición de anclajes entre capas, para el caso de vigas en T.

Figura 2.44. Anclajes con el abanico entre dos capas de tejido

Disposición de múltiples anclajes. En la influencia de los anclajes múltiples en términos de resistencia y ductilidad de los refuerzos anclados entran en juego tres variables, principalmente: tipo de distribución y alineación, espaciamiento transversal y espaciamiento longitudinal. El diseño de los anclajes de FRP ha de ajustarse a las necesidades del elemento reforzado, por lo que no es posible afirmar categóricamente si son mejores los anclajes únicos o múltiples sino que se precisarán múltiples anclajes cuando la resistencia unitaria de un conector sea insuficiente para el nivel tensional requerido. El punto de partida que hace más adecuado el uso de anclajes múltiples es aquel en el que, para un anclaje de diseño optimizado, el fallo se produjera por rotura del anclaje a una carga inferior a la de diseño; es decir, cuando el anclaje trabaja a su máxima capacidad pero su cuantía es insuficiente para el refuerzo.

En la bibliografía se encuentra una importante dispersión de resultados para anclajes múltiples, lo que dificulta la evaluación de la mejora conseguida respecto de un único anclaje. La tendencia es a una mejora no lineal con el número de anclajes, pudiéndose afirmar que el incremento de carga no es directamente la suma de capacidades de anclajes individuales, sino que es inferior a esta y depende de diversos parámetros (Orton, 2008)(Niemitz et al. 2010).

El primer elemento que afecta el comportamiento de anclajes múltiples es su distribución o alineación. En la bibliografía pueden encontrarse tres tipos principales de ordenación: longitudinal, transversa y al tresbolillo. Las alineaciones longitudinal y transversal pueden combinarse dando lugar a varias filas con varios anclajes transversales; en este caso el espaciamiento longitudinal y transversal pueden coincidir o no. En la figura 2.45 se presentan de manera esquemáticas las posibles ordenaciones de anclajes:

Figura 2.45. Esquemas de distribución de anclajes de FRP

Para la elección entre disposiciones debe tenerse en cuenta el ancho de lámina ya que, como se ha discutido anteriormente, debe procurarse que los abanicos cubran totalmente la sección transversal del refuerzo. Para láminas estrechas y tiras puede ser efectiva la distribución longitudinal. La carga última del refuerzo estará en este caso determinada por la capacidad para retrasar el despegue de los anclajes situados más cerca del extremo cargado. Los anclajes adicionales servirán para incrementar la ductilidad, principalmente, y para evitar el colapso en caso de deficiencias en la instalación o en soporte cercano al punto de inserción de los conectores principales.

Con láminas relativamente anchas, la ubicación de dos anclajes en dirección transversal se hace imprescindible; en principio la única relación disponible para el cálculo del diámetro máximo del abanico de un anclaje dado es la aportada por Niemitz (2008), que como se ha indicado no parece tener buena aplicabilidad a otras campañas experimentales.

Cuando se precisen dos anclajes en dirección transversal, la distribución más adecuada puede ser dos a dos como en las probetas de Niemitz et al. (2012) y McGuirk y Breña (2012). Este tipo de distribución permite que los anclajes funcionen prácticamente como en la distribución longitudinal, siendo su ancho de trabajo el equivalente al espaciamiento transversal.

La disposición al tresbolillo fue estudiada por Anil y Belgin (2010), obteniendo eficacias un 20% inferiores a las logradas para distribuciones longitudinales con el mismo número de anclajes. Los autores atribuyen esta tendencia a la distorsión de la distribución de tensiones en la sección transversal de la lámina. Dado que, como ya se ha mencionado, la presencia de anclajes provoca la aparición de un pico de tensiones y afecta a las deformaciones transversales en el frente de anclajes, McGuirk y Breña (2012) apuntan a la falta de simetría como posible causa de la reducida eficacia de la distribución al tresbolillo. En cualquier caso, los datos disponibles para esta disposición son demasiado escasos para extraer conclusiones fidedignas.

En el caso de la disposición longitudinal, o de varias filas con varios anclajes transversales, la eficacia de la segunda fila de anclajes parece estar supeditada a su inclusión en la zona de transferencia de tensiones. En los ensayos de Niemitz (2008) y Niemitz et al. (2010) no se aprecian mejoras en el comportamiento de los refuerzos con dos filas de conectores respecto a una fila; dado que el espaciamiento entre filas fue de 250 mm, mayor que la longitud efectiva de transferencia de tensiones para las probetas ensayadas, puede argumentarse que los anclajes fuera de la zona de transferencia de tensiones no aportaron resistencia al conjunto.

McGuirk y Breña (2012) estudiaron más detenidamente este parámetro. Compararon probetas con una y dos filas de anclajes, fijando la distancia entre filas en 65 mm (igual a la longitud de los abanicos de expansión, quedando estos tangentes).

Con la excepción de una de las probetas con cuatro anclajes, la cual presentó una carga máxima muy baja achacable a errores de ejecución, los autores concluyeron una mejora en la carga máxima conducente a un aprovechamiento del 84% de la resistencia del laminado en las probetas con dos filas de conectores. Como consecuencia de estos resultados, la recomendación de los autores es colocar las filas de anclajes lo más cerca posible unas de otras para permitir una distribución de las tensiones entre ellas.

Con independencia de la distancia entre filas, el aumento de resistencia no es proporcional al número de filas ni tampoco se consiguen mejoras de forma indefinida, entre otras cosas porque la eficacia de los anclajes no puede superar la resistencia del refuerzo y también porque no pueden incluirse muchas filas en la zona de transferencia de tensiones.

Los resultados de Zhang y Smith (2011) confirman esta tendencia de crecimiento no constante de la resistencia con múltiples anclajes longitudinales, con una influencia menor de cada anclaje adicional. Su estudio compara refuerzos con 1, 2, y 3 anclajes.

Se ensayaron probetas reforzadas con una lámina de dimensiones fijas con 50 mm de ancho, 250 mm de longitud adherida y 40 mm de longitud no adherida; la posición del primer anclaje se fijó en 75 mm de distancia al extremo cargado, mientras que los adicionales se ensayaron con espaciamientos variables entre 75 y 150 mm, con la excepción de una probeta con dos anclajes con una separación del punto de aplicación de la carga equivalente a eliminar el anclaje más cercano al mismo (posición x1). Se observó que, además de en la carga máxima, la instalación de múltiples anclajes influye en la eficiencia de deformación. Las probetas con un anclaje, aún cuando presentan fallo por rotura del laminado, tienen una baja deformación y un comportamiento eminentemente frágil; en el caso de dos y tres anclajes se observó una deformación en el momento de rotura del 72% de la deformación máxima nominal del refuerzo.

En los párrafos precedentes se ha hecho un repaso sucinto de las variables que intervienen en el aprovechamiento de la resistencia de anclajes múltiples; el objetivo es dar una idea general de la complejidad de los sistemas exteriores con distinto número de anclajes de FRP, dado el número de variables implicadas. Queda fuera del alcance de este trabajo analizar todas estas variables en detalle, considerando además que la resistencia unitaria de los conectores tampoco ha sido suficientemente estudiada hasta la fecha.

2.9.2.3 Campañas experimentales de vigas y losas a flexión

Los ensayos de elementos estructurales a flexión se han realizado en losas, en vigas planas y en vigas de canto con distintas secciones. El objetivo de la instalación de anclajes puede ser prevenir el despegue en el extremo del laminado o aportar un mecanismo de transmisión de esfuerzos en caso de fisuración intermedia. Para los ensayos tipo viga se precisa un estudio detallado del comportamiento del elemento sin reforzar y del elemento con refuerzos adheridos, ya que puede ser crítico el comportamiento a flexión o bien a cortante.

Una de las campañas más extensas en este sentido es la desarrollada por Baggio (2013) empleando anclajes comerciales para refuerzos de vigas de canto de 150 mm de ancho y 350 mm de canto, y vigas planas con un ancho de 250 mm y un canto de 300 mm. Las vigas planas se construyeron con una luz de 1800 mm, frente a los 2200 mm de las vigas de canto. En el caso de las vigas de canto se emplearon anclajes de GFRP, sobre un refuerzo de tipo encamisado; las vigas planas, por su parte, tenían refuerzo solo en la cara inferior con anclajes de CFRP en los extremos.

En la figura 2.46 se muestra una de las vigas de canto ensayadas. Los anclajes se dispusieron de forma que los abanicos fuesen secantes, y de tal forma que impidieran la deslaminación en la dirección principal de las fibras del refuerzo.

Figura 2.46. Viga de canto con anclajes de FRP (Fuente: Baggio, 2013, viga PC-100G-1100-A)

Los resultados de la campaña experimental comparan, en cada tipo de viga, las situaciones sin refuerzo, con refuerzo simplemente adherido y con refuerzo anclado. Se obtuvo una mayor carga última, así como una mayor ductilidad, en las vigas con refuerzos anclados tanto para vigas planas como para vigas de canto. En el caso de la viga de canto con un refuerzo en U continuo y abanicos secantes se logró un incremento de la carga máxima superior al 100% de la carga de rotura de la probeta control; en vigas planas, si bien los incrementos fueron menores, los anclajes lograron retrasar el despegue consiguiéndose incrementos de entre un 50% y un 70% de la resistencia de la probeta control.

Las vigas en T han sido tradicionalmente un elemento especialmente apto para el refuerzo con FRP, ya que el ala superior puede trabajar como bloque comprimido y conseguirse un gran incremento de la resistencia a flexión con refuerzos en la cara inferior. Además, su geometría las hace adecuadas para diversos sistemas de anclaje. Para la aplicación de anclajes de FRP, las campañas de Quinn (2009), de El-Saikaly et al. (2014) y de Koutas y Triantafillou (2013) abarcan la mayoría de variables de diseño. Quinn (2009) empleó anclajes de CFRP perpendiculares a la superficie del alma de la viga, doblados 90°, con el abanico de expansión sobre el refuerzo y cubierto por un parche de tejido; los parches utilizados consisten en dos capas perpendiculares. En estos anclajes con parche, comparados con otros simplemente adheridos sobre el tejido, se incorporaron otras medidas de mejora: mayor radio de doblado y variación en la cantidad de material en el anclaje. El autor concluye que este detalle mejorado permite incrementar notablemente resistencia y ductilidad.

El-Saikaly et al. (2014) trabajaron con anclajes pasantes en la parte superior del alma de vigas en T, contruidos a partir de sogas de CFRP. La campaña tenía como objetivo mejorar la resistencia a cortante de las vigas; se concluyó que la inclusión de anclajes pasantes de FRP constituye una mejora notable respecto a los refuerzos en U sin anclajes, con lo que se recomienda este sistema ya que además incrementa la ductilidad del elemento.

La campaña de Koutas y Triantafillou (2013) anteriormente comentada en relación a los ángulos de introducción de los anclajes es en realidad una investigación sobre vigas en T, en la que se observó la mejora conseguida por el ángulo del tramo embebido respecto a la carga así como una mejora no proporcional al número de anclajes incluidos a lo largo de la viga.

2.9.2.4 Uso de anclajes de FRP en el refuerzo de distintos elementos constructivos

Si bien las variables de los anclajes y su carga unitaria de diseño no son suficientemente conocidas como para que existan guías de cálculo, se han realizado investigaciones para evaluar posibles disposiciones en elementos constructivos para incrementar la carga máxima o para aportar ductilidad al elemento reforzado.

Los anclajes de FRP se han utilizado para paliar los efectos negativos de determinadas posiciones constructivas sobre la adherencia. De esta manera, existen en la literatura investigaciones realizadas para soportes reforzados a compresión por confinamiento, vigas y losas a flexión y cortante, encuentros de pilares con vigas y arranques de cimentación de pilares, y refuerzos de muros ante sollicitaciones en el plano y fuera del plano. Todas estas situaciones impiden o limitan la disposición de una longitud efectiva de transferencia de tensiones.

Los refuerzos de pilares por confinamiento no se encuentran, a priori, entre las situaciones constructivas críticas en términos de adherencia (ACI 440.2R-08). Sin embargo, existen soportes cuya geometría dificulta mucho los refuerzos con encamisado de FRP, como es el caso de los pilares en L, relativamente frecuentes en esquinas cuando se requiere una inercia importante en ambas direcciones. En los soportes en L el fallo se produce por despegue en el rincón (cóncavo) según los resultados de Vintzeleu y Singalas (2003), a niveles bajos de deformación; Karantzis et al. (2005) emplearon anclajes de FRP embebidos y pasantes logrando un incremento de la carga máxima de un 97% respecto al 50% obtenido con refuerzos simplemente adheridos.

Los anclajes de FRP fueron también ensayados por Kim (2008) como un método para mejorar el rendimiento de los refuerzos en pilares muy apantallados, consiguiendo mejoras tanto en la integridad del refuerzo como en la carga máxima. Este sistema se muestra en la Figura 2.47.

Figura 2.47. Uso de anclajes de FRP para pilares apantallados. (Fuente: Kim et al., 2008)

La conexión entre elementos estructurales, o la disposición de un anclaje que transmita los esfuerzos del refuerzo a un elemento más resistente que el soporte reforzado, es un interés común a todos los sistemas de anclaje para FRP. Dentro de esta situación, una problemática frecuente es la del anclaje de paños de fábrica reforzados a una estructura principal de pórticos de hormigón armado.

Los refuerzos para mejorar la respuesta sísmica de estructuras porticadas con paños de fábrica llevó a los primeros desarrollos de anclajes de FRP en Japón, como se puede apreciar en la figura 2.48. En este caso el principio de funcionamiento de los anclajes es el de transmitir los esfuerzos del muro al pórtico circundante, garantizando la integridad pero manteniendo un nivel elevado de ductilidad. Ejemplos de esta aplicación se encuentran en Lunn y Rizkalla (2012) y en Arifuzzaman (2013).

Figura 2.48. Uso de anclajes de FRP. (Fuente Masuo et al., 2001)

En cuanto a las soluciones de conexión entre vigas y soportes, que suelen constituir un punto débil de las estructuras porticadas y más aún cuando se incrementa la resistencia en el centro de vano de los elementos flexionados, son susceptibles de precisar refuerzos específicos. La flexibilidad de diseño de los refuerzos superficiales de FRP permite incrementar la cuantía de refuerzo en el entorno de los nudos. Este incremento puede considerarse igual a sistemas de anclaje tipo parche, ya que consiste en la rigidización del punto crítico para la adherencia. De forma análoga podrían realizarse estas conexiones con técnicas exteriores o embebidas de anclaje.

Algunas soluciones de rigidización en entorno de nudos con varias capas de refuerzo se muestran en la figura 2.49.

Figura 2.49. Soluciones para refuerzo de nudos en pórticos de hormigón

Los refuerzos longitudinales de los elementos flexionados en estos casos pueden no contar con la resistencia a despegue necesaria para soportar las solicitaciones en la interfaz en el entorno de los nudos. Los anclajes de FRP aparecen como una solución apta para aportar continuidad en los refuerzos hasta los nudos, e incluso para conectar dos vanos en una viga continua. Con estos puntos de partida, Orton et al. (2008) ensayaron vigas con refuerzos continuos de CFRP, disponiendo una rampa de transición para la instalación de los anclajes en el nudo; el esquema de esta solución puede verse en la figura 2.50.

Figura 2.50. Anclaje conector de viga a soporte. (Fuente: Orton et al., 2008)

Los resultados de la campaña experimental de Orton et al. (2008) revelaron que los anclajes lograban un mejor comportamiento en el nudo. Los mejores resultados fueron obtenidos para anclajes dispuestos en dos filas de tres anclajes, con abanicos cortantes; en la mayoría de ensayos se alcanzó el fallo a tracción del FRP, con lo que se maximizó el aprovechamiento del material.

La discontinuidad de los refuerzos inferiores en vigas de hormigón en los encuentros con los pilares fue estudiada por Kim (2008) como parte de un estudio más amplio en el que también se incluyó la campaña de Orton et al. (2008) arriba mencionada.

En el estudio de Kim (2008) se compararon situaciones estáticas y dinámicas en vanos con discontinuidad en la armadura inferior con y sin diferencia de canto, con una carga puntual en la discontinuidad para simular un soporte en la planta superior, habiéndose eliminado el inferior (o en previsión del colapso del mismo). Como en los ensayos de Orton et al. (2008), se dispusieron rampas de transición en las vigas; se compararon sistemas anclados con un encamisado en U y anclajes de FRP.

Las vigas de canto presentan por lo general un gran potencial para la aplicación de refuerzos de FRP, ya que puede alterarse considerablemente la distribución de tensiones en el canto sin llegar a agotar el bloque comprimido, y también gracias a la mayor accesibilidad del alma de la viga. Estas ventajas son aún más acusadas en vigas en T, las cuales además son un elemento estructural muy habitual en obra civil y en edificios de grandes luces. Las vigas en T han sido objeto de distintas investigaciones de refuerzos con anclajes de FRP, como se ha reseñado en el apartado anterior. En la Figura 2.51 se muestran algunas posibles disposiciones de los anclajes de FRP en este tipo de elementos.

Figura 2.51. Distintas disposiciones de anclajes de FRP para vigas en T

Para la aplicación a losas, en las que muy frecuentemente aparece fisuración como consecuencia del escaso canto, Kim y Smith (2009) ensayaron losas reforzadas con tiras de FRP con anclajes dispuestos al tresbolillo en cada una de las líneas de refuerzo. Se concluyó la capacidad de los anclajes para retrasar el despegue y mejorar las ductilidad aportando resistencia post-pico.

Meisami et al. (2015) emplearon anclajes pasantes de FRP para mejorar el comportamiento ante punzonamiento de losas de hormigón armado. Concluyeron que el sistema consigue notables incrementos de la deformación máxima, al aumentar la resistencia a cortante y controlar la fisuración por cortante en el entorno de la carga puntual mejorando también la integridad del elemento.

La figura 2.52 muestra la configuración y detalle de los ensayos realizados por Meisami et al. (2015) con anclajes pasantes.

Figura 2.52. Losa ensayada a punzonamiento con anclajes pasantes de FRP
(Fuente: Meisami et al., 2015).

Los sistemas de refuerzo y anclaje presentados en los párrafos anteriores son una muestra de las posibilidades que ofrecen los conectores de FRP para soluciones constructivas complejas. Es precisamente en este tipo de situaciones donde la adherencia con el material de soporte es crítica en los refuerzos externos, y en muchas ocasiones no se puede disponer la longitud efectiva de transferencia de tensiones en la zona de anclaje del laminado.

El potencial de de los conectores estudiados para distintos trabajos de refuerzo en elementos a flexión y cortante, o en conexiones entre elementos en las que se requiera la transferencia de tensiones de un soporte a otro, justifica plenamente la investigación acerca de los parámetros que afectan al comportamiento de los anclajes de FRP, de forma que pueda extenderse su uso métodos de cálculo de este tipo de conectores puedan incluirse en guías de diseño y normativas.

Capítulo 3

Plan experimental y resultados de cordones de fibra de carbono aislados

3.1 Introducción

La primera fase experimental tiene como objetivo identificar las variables que tienen una mayor relevancia en el comportamiento de los anclajes de FRP. Para ello se han ensayado a corte cordones de fibra de carbono embebidos en hormigón, sin refuerzo adherido. Se han estudiado variables geométricas, incluyendo el diámetro de la perforación, profundidad de la perforación y ángulo con respecto a la carga aplicada. Una atención especial se ha prestado a las variables de ejecución e instalación de los anclajes, considerando que son esenciales para poder desarrollar guías de diseño viables para la aplicación en proyectos reales.

No se ha encontrado en la bibliografía ninguna mención explícita a este tipo de ensayos para anclajes de FRP; los ensayos más documentados son los de corte pero de refuerzos adheridos y anclados, junto con ensayos de anclajes aislados a tracción pura o siendo la tracción la tensión principal.

3.2 Descripción de la campaña experimental

3.2.1 Parámetros estudiados

Hay muchas variables implicadas en el comportamiento de los anclajes de FRP. Cabe mencionar, entre otras, la resistencia de la fibra, la sección resistente del anclaje, el modo de fabricación, la preparación del soporte, el adhesivo empleado, la resistencia del soporte, la geometría del taladro, la geometría del tramo libre del anclaje y su interacción con el refuerzo. Para esta primera fase de la investigación se ha pretendido arrojar luz sobre algunas de las variables propias del tramo embebido del anclaje. Se han seleccionado las que parecen tener más relevancia a partir del estudio bibliográfico realizado, así como algunas variables de ejecución que hasta la fecha no han sido suficientemente tratadas.

La Tabla 3.1 muestra la matriz de la campaña experimental. Se ensayaron 64 cordones a corte, obteniendo 4 repeticiones de cada variable; se hicieron más repeticiones en los casos en que se registró un recorrido excesivo.

Tabla 3.1. Variables estudiadas de cordones aislados

Tratamiento del filo	Ángulo de perforació	Diámetro de perforación	Método de instalación	h _{emb}	Identificación
Avellanadora (R=20 mm)	90°	20	Húmedo	50	AV/F/90°/20/50
				75	AV/F/90°/20/75
				100	AV/F/90°/20/100
				125	AV/F/90°/20/125
			Endurecido	50	AV/E/90°/20/50
				75	AV/E/90°/20/75
				100	AV/E/90°/20/100
				125	AV/E/90°/20/125
Sierra radial	120°	20	Húmedo	75	R/F/120°/20/75
	135°			100	R/F/120°/20/100
				75	R/F/135°/20/75
				100	R/F/135°/20/100
Sierra radial	90°	20	Húmedo	100	R/F/90°/16/100
		16			R/F/90°/20/100
No avellanado	90°	20	Húmedo	100	NA/F/90°/16/100
		16			NA/F/90°/20/100

En los siguientes apartados se describen detalladamente las variables estudiadas, distinguiendo entre variables geométricas y de ejecución.

3.2.1.1 Variables geométricas

La geometría de la perforación y del propio anclaje han sido señaladas como decisivas en su comportamiento. En el tramo embebido, las variables a considerar son: diámetro del anclaje, profundidad y diámetro de la perforación e inclinación de la perforación respecto a la sollicitación principal.

Generalmente, la sección del anclaje depende de su fabricación. Como se indicó en el Capítulo 2, los anclajes de FRP empezaron a realizarse a partir de tejidos de fibra enrollados; es por ello que muchos autores se refieren a la sección resistente del anclaje en término de espesor y anchura, y no de diámetro. Para la presente campaña se emplearon cordones de fibra de carbono de 10 mm de diámetro, lo que garantiza una sección resistente homogénea en todos los anclajes ensayados.

El diámetro de la perforación puede comprometer la adherencia de la resina de inyección del anclaje. En realidad, el diámetro del anclaje en el tramo embebido y el diámetro de la perforación están relacionados, pudiendo expresarse en términos del ratio d_a/d_0 siendo d_a el diámetro del anclaje y d_0 el diámetro de la perforación.

La profundidad del anclaje ha sido señalada como determinante del modo de fallo en ensayos de anclajes a tracción (Ozbakkaloglu y Saatcioglu, 2009) (Kim y Smith, 2010). Se han ensayado cuatro profundidades diferentes para comprobar en qué medida la resistencia es dependiente de la longitud embebida y para identificar los modos de fallo asociados a una profundidad insuficiente.

La inclinación de la perforación respecto a la carga actuante es una variable de gran interés en los anclajes de FRP, pues se relaciona con un modo de fallo crítico que compromete notablemente su resistencia: la concentración de tensiones en el tramo de doblado provocando la rotura prematura de las fibras.

Algunos estudios establecen un crecimiento prácticamente lineal de la resistencia con el ángulo del tramo embebido (Zhang y Smith, 2012). En la campaña experimental se han comparado tres ángulos de la perforación, para evaluar la mejora lograda en ángulos mayores de 90°; con objeto de intentar evitar el fallo por desprendimiento de cono de hormigón, el mayor ángulo con el que se ha trabajado ha sido de 135°.

3.2.1.2 Variables de ejecución

Las variables de ejecución estudiadas se centran en la preparación del soporte para reducir las tensiones de doblado, por un lado, y en la fabricación e instalación de los anclajes, por el otro. Para la fabricación de los anclajes se ha partido en todos los casos de unos cordones de fibra de carbono que se comercializan en rollos con las fibras envueltas en un film de plástico, permitiendo construir anclajes de cualquier longitud.

El tratamiento del filo de la perforación se ha incluido en las variables de ejecución, aunque también afecta a las propiedades geométricas del anclaje al modificar el radio de doblado. El tratamiento del filo tiene como objetivo reducir la concentración de tensiones por acodalamiento, incrementando el radio en el tramo de doblado. Existen numerosas referencias a la importancia del radio de doblado en refuerzos externos e internos de FRP, si bien no hay un modelo específico para anclajes y hay una notable falta de consenso en cuanto al radio necesario. Orton et al. (2008) señalan la necesidad de un radio de doblado de cuatro veces el diámetro del anclaje, lo que en la práctica se le ser irrealizable incluso para diámetros pequeños; por su parte, la ACI 440. 2R (2008) propone el suavizado de las esquinas de los elementos a reforzar con tejidos con un mínimo de 13 mm de radio. Alternativamente, el Comité de Investigación de la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles (JSCE) desarrolló ecuaciones para predecir la reducción de barras de CFRP por doblado en función del radio de doblado, y Lee et al. (2013) observaron el incremento de resistencia con el radio de doblado para refuerzos internos.

En la campaña experimental se han empleado dos técnicas de avellanado para su comparación con una serie control sin ningún tratamiento del filo. Se diseñó y construyó una herramienta específica de avellanado, consistente en una broca de ocho radios de diamante con una vaina central para controlar la orientación de la inserción; la herramienta se diseñó para lograr un avellanado circunferencial de las perforaciones de 20 mm de diámetro, con un radio de avellanado igual al diámetro de la perforación; el avellanado con esta herramienta debe hacerse con una rotación lenta y aporte de agua para una correcta refrigeración de la broca. La herramienta específica diseñada para el avellanado de las probetas se muestra en la figura 3.1.

Figura 3.1. Broca Avellanadora

La técnica alternativa que se empleó fue un avellanado manual con sierra radial de diámetro 115 mm; esto permite una transición suave con una mayor longitud de arco de acodalamiento y un mayor radio, aunque dificulta el control del avellanado conseguido. El avellanado con radial se empleó en perforaciones de 16 mm y de 20 mm de diámetro.

En las figuras 3.1 y 3.3 se muestran con las dos técnicas empleadas para el avellanado, así como los tres filos de la perforación ensayados.

Figura 3.2. Proceso de avellanado con broca (izq.) y con sierra radial (dcha.)

Figura 3.3. Filo avellanado con broca (izq.), con sierra radial (centro) y no avellanado (dcha.)

En cuanto a los métodos de preparación del anclaje e instalación, se han comparado dos técnicas. La primera, que se ha denominado instalación en fresco o húmeda, consiste en la impregnación de las fibras inmediatamente antes de su introducción en la perforación; para poder manipular las fibras en estado fresco, el extremo impregnado se cierra con una brida y la instalación se realiza con ayuda de un alambre que empuja la brida hasta el fondo de la perforación impidiendo que las fibras se doblen.

El sistema alternativo, o endurecido, consiste en la impregnación de las fibras del tramo a embeber dejando un plazo de curado antes de la instalación de al menos 24 horas; de esta forma, el tramo ha adquirido antes de su instalación una rigidez suficiente que permite su inserción sin necesidad de bridas.

Se ha constatado que en el caso de anclajes endurecidos la longitud impregnada no debe superar $2/3$ de la profundidad embebida, para evitar afectar al tramo de doblado; puesto que la resina asciende por capilaridad, el extremo endurecido debe cortarse a la longitud requerida, debiéndose reservar un tramo libre de cordón algo mayor que el calculado para el anclaje, para poder recortar después ambos extremos a la longitud necesaria. La figura 3.4 representa los anclajes con introducción en fresco y endurecida.

Figura 3.4. Anclaje endurecido e instalado en fresco

En ambos casos, la instalación de los cordones se hizo en perforaciones limpias. Se utilizó una pistola de aire presurizado y se aspiró para eliminar las partículas sueltas y polvo de las perforaciones. Estas fueron rellenas con resina epoxi de inyección hasta la mitad de su profundidad, aproximadamente, antes de introducir los cordones.

Para la campaña experimental de cordones aislados, se impregnó el tramo libre inyectando resina con una pistola; la impregnación del tramo libre se realizó inmediatamente antes de la inserción del anclaje tanto en la instalación endurecida como en la instalación en fresco, para configurar geométricamente el tramo de doblado antes del curado de la resina. Tras la inserción de los cordones, las perforaciones se rellenaron con resina hasta conseguir que esta quedara enrasada con la superficie del soporte; esto se reveló como un paso importante en la instalación, con una mayor incidencia de fallo en el tramo de doblado en las probetas en que la resina quedó rehundida en la perforación.

El proceso de preparación e instalación en fresco de los anclajes en el soporte de hormigón se muestra en la figura 3.5.

Figura 3.5. Impregnación e inserción en fresco de los cordones

3.2.2 Materiales empleados

Los cordones ensayados son un producto que se comercializa en rollos, con un diámetro del conector impregnado de 10 mm; las propiedades del cordón, conforme a la ficha técnica del producto, se resumen en la tabla 3.2.

Tabla 3.2. Propiedades mecánicas de los cordones

Sección resistente de fibras	27,3 mm ²
Resistencia a tracción del conector impregnado	1900 MPa
Resistencia a tracción de las fibras	4800 GPa
Módulo de Elasticidad de las fibras	240 GPa
Elongación de rotura de las fibras	2%

Se usó una misma resina epoxi bicomponente para la inyección e impregnación del tramo embebido de los cordones, con independencia de la técnica de instalación; se eligió una resina líquida de baja viscosidad. Las propiedades de la resina, según ficha técnica, son: 37 N/mm² de resistencia a tracción, 1800 N/mm² de módulo de elasticidad, y adherencia al hormigón por tracción directa superior a 4 N/mm². Las propiedades de la resina se alcanzan tras un curado de al menos siete días a 23°C.

Todos los cordones se instalaron en probetas de hormigón con dimensiones de 350x300x200 mm. La resistencia a compresión del hormigón a 28 días se obtuvo conforme a la norma UNE-EN 12504-1:2009, siendo su valor medio de 42,6 MPa. Las probetas se construyeron con una parrilla de armadura en las caras superior e inferior para controlar la fisuración. Las perforaciones se realizaron con un espaciamiento suficiente, impidiendo que hubiera influencia de unas a otras en caso de fallo de cono de hormigón a tracción; se instalaron dos anclajes en la cara superior y dos anclajes en la cara inferior de cada probeta, siguiendo un esquema que impide no sólo la interacción entre anclajes de la misma cara sino también de la cara superior e inferior.

3.2.3 Preparación del ensayo e instrumentación

Las probetas de prepararon para que los cordones fueran ensayados a corte. Para garantizar una distribución homogénea de la carga en la sección del cordón, se instaló una sufridera de fibra de vidrio de 3 mm de grosor y superficie de 4x8 mm adherida al extremo libre de cada cordón con resina de metacrilato de rápida polimerización; se usó sepiolita para facilitar la aplicación de la resina a las planchas de las sufrideras.

Previamente a la colocación de las sufrideras se preparó la superficie de los cordones para maximizar la adherencia, con un proceso de lijado e impregnación con resina y espolvoreado con arena de sílice. El proceso de instalación de las sufrideras puede verse en la figura 3.6.

Figura 3.6. Instalación de las sufrideras en el extremo de los cordones

Los ensayos se realizaron en una prensa para tracción directa de 600 kN (DI- CP/S, Proeti). Las probetas se fijaron a un marco rígido para impedir

giros y movimientos. La carga se aplicó a una velocidad constante de 1 mm/min. Se midió la relación carga-desplazamiento de todos los cordones; el desplazamiento se monitorizó con un LVFT unido a la placa de restricción sobre la cara del soporte en el extremo cargado. Para poder calcular la deformación elástica de las fibras, los cordones se ensayaron con una longitud libre de 435 mm . La maquinaria de ensayo se muestra en la figura 3.7.

Figura 3.7. Maquinaria de ensayo e instrumentación

3.3 Resultados de la campaña experimental

En esta sección se presentan los resultados obtenidos en la primera fase experimental con cordones de fibra de carbono aislados y ensayados a corte embebidos en probetas de hormigón. Se analizan los efectos de las variables objeto de estudio en la resistencia, modo de fallo y en la relación carga-desplazamiento de los conectores.

3.3.1 Modos de fallo

Se han identificado cuatro modos de fallo: fallo del soporte por desprendimiento de un cono a tracción, deslizamiento del anclaje por insuficiente adherencia de la resina, rotura de las fibras por concentración de tensiones en el tramo de doblado y rotura a tracción de las fibras.

-Fallo del soporte (concrete cone, CC). Se considera que es un modo de fallo anómalo relacionado con una distribución irregular de tensiones o la presencia de defectos en el hormigón en el entorno de la perforación. Aún así, cabe señalar que este modo de fallo ha sido registrado por Kim y Smith (2010) para una longitud embebida insuficiente en anclajes sometidos a tracción directa. Además, se considera que los ángulos de la perforación más cercanos a 180° pueden debilitar el hormigón, especialmente en casos de un escaso recubrimiento de la armadura.

-Deslizamiento del anclaje (slippage, bond failure, BF). Este modo de fallo se da de manera recurrente para conectores con escasa profundidad embebida; en estos casos, la superficie de adherencia de la resina no es suficiente para transferir las tensiones al soporte, y los anclajes pueden desplazarse con la resina hasta salirse completamente de la perforación sin apenas dañar el soporte. Este modo de fallo puede ser ocasionado también por una deficiente limpieza de la perforación, quedando partículas que disminuyen la adherencia de la resina a las paredes de la perforación.

-*Rotura de las fibras por concentración de tensiones en el tramo de doblado, o acodalamiento (bending failure, BD).* Se trata de uno de los modos de fallo más frecuentes. Se da por un exceso de tensiones de acodalamiento en la mitad inferior de la sección inferior del conector, y puede deberse a un insuficiente radio de doblado o a deficiencias en la instalación. En la literatura se describe la rotura de las fibra en el tramo de doblado como un modo de fallo frágil, sin capacidad de aviso, y a tensiones considerablemente inferiores a la resistencia a tracción del material. Es por ello que parte de este trabajo se ha centrado en los factores que permiten reducir la concentración de tensiones de acodalamiento, para prevenir en lo posible este modo de fallo. También se tiene como objetivo estimar el porcentaje de la carga máxima de tracción que puede ser soportado por conectores acodalados.

-*Rotura a tracción de las fibras (fibre rupture, FR).* Este modo de fallo es el que, a priori, permite aprovechar al máximo la resistencia de los anclajes de FRP. No obstante, debe tenerse en cuenta que la resistencia de los conectores impregnados puede no ser homogénea por la dificultad de impregnar correctamente el tramo libre; este condicionante, que no está presente en los anclajes de FRP adheridos a refuerzos, puede llevar a resultados inferiores a la resistencia a tracción teórica en los ensayos de anclajes aislados. La dispersión en la resistencia de los anclajes con fallo a tracción fue observada en ensayos a arrancamiento por Özdemir (2005); Ozbakkaloglu y Saatcioglu (2009) y Kim y Smith (2010) y está presente también en esta campaña experimental.

En la figura 3.8 se muestran ejemplos de los cuatro modos de fallo observados. Como se puede apreciar, el fallo por arrancamiento de cono provoca una fractura en torno al punto de inserción del anclaje. El fallo por deslizamiento conllevó en la mayoría de los casos un total desprendimiento del anclaje, el cual quedó adherido a la resina. Los fallos por rotura de fibras en el tramo libre del anclaje tuvieron por lo general un patrón irregular, originándose en un punto débil de la impregnación. El fallo en el tramo de doblado fue súbito, con una separación del tramo libre del conector del soporte.

Figura 3.8. Modos de fallo observados en la campaña experimental: fallo del soporte (a); deslizamiento (b); rotura de las fibras a tracción (c); rotura de las fibras en el tramo de doblado (d)

3.3.2 Resumen de resultados

Los resultados en términos de carga máxima, tensión y modo de fallo de cada cordón se presentan en la tabla 3.3, junto con el ratio entre la carga máxima y la resistencia a tracción de los conectores impregnados. Se incluyen los valores medios de cada variable, recorridos estadísticos, desvío estándar y coeficientes de variación.

Tabla 3.3. Resultados de la campaña experimental de cordones aislados

Anclaje	P máx (KN)	Tensión máx (MPa)	Media	Recorrido	Desv. estándar	CV	f _a /f _u	Modo fallo
AV/F/90°/20/50	1a 2a 3a 4a	29 38 42 26	460,30 608,38 657,65 405,42	532,93	252,2	103,42	0,19 0,28	BF BF/BD BF BF
AV/F/90°/20/75	1b 2b 3b 4b	31 36 39 33	490,53 561,71 604,12 510,64	541,75	113,5	44,38	0,08 0,29	FR BF FR FR
AV/F/90°/20/100	1c 2c 3c 4c	40 42 41 41	618,96 649,91 634,43 634,43	634,43	30,95	10,94	0,02 0,33	FR FR FR BD
AV/F/90°/20/125	1d 2d 3d 4d	40 48 55 47	623,60 742,75 851,07 727,28	736,18	227,4	80,62	0,11 0,39	FR FR BD FR
AV/E/90°/20/50	5a 6a 7a 8a	38 39 38 25	588,01 603,49 588,01 386,85	541,59	216,6	89,56	0,17 0,29	BF FR BF BF
AV/E/90°/20/75	5b 6b 7b 8b	43 36 29 43	665,38 557,06 448,75 665,38	584,14	216,6	89,81	0,15 0,31	FR FR BD BD
AV/E/90°/20/100	5c 6c 7c 8c	43 47 35 36	657,65 727,28 541,59 557,06	620,89	185,6	75,88	0,12 0,33	FR FR BD BD
AV/E/90°/20/125	5d 6d 7d 8d	55 35 39 49	857,26 541,59 600,39 753,58	688,21	315,6	124,56	0,18 0,36	FR BD FR FR
R/F/120°/20/75	9a 10a 11a 12a	31 30 35 44	479,69 464,22 541,59 680,86	603,49	216,6	105,52	0,17 0,32	FR FR FR CC
R/F/120°/20/100	9b 10b 11b 12b	60 30 39 40	928,44 464,22 603,49 612,77	648,22	480,2	174,49	0,27 0,34	FR BD BD BD
R/F/135°/20/75	9c 10c 11c 12c	41 45 51 46	634,43 696,33 789,17 711,80	707,94	154,7	55,12	0,08 0,37	FR FR FR FR
R/F/135°/20/100	9d 10d 11d 12d	54 48 40 53	835,60 742,75 618,96 820,12	754,36	216,6	85,72	0,11 0,40	FR FR BF/FR FR
R/F/90°/16/100	13a 14a 15a 16a	44 36 41 58	680,86 557,06 634,43 897,49	692,46	340,4	126,36	0,18 0,36	FR BD/FR FR CC/FR
R/F/90°/20/100	13b 14b 15b 16b	42 51 44 54	649,91 789,17 680,86 835,60	738,88	185,6	76,10	0,10 0,39	BD FR FR FR
NA/F/90°/16/100	13c 14c 15c 16c	21 21 41 40	324,95 318,76 626,70 614,32	471,18	307,9	149,40	0,32 0,25	BD BD FR FR
NA/F/90°/20/100	13d 14d 15d 16d	32 35 46 43	495,17 541,59 711,80 665,38	603,48	216,6	88,22	0,15 0,32	BD BD FR BD

3.3.3 Influencia de variables en la resistencia

En esta sección se aborda un análisis del impacto de las variables estudiadas en la carga máxima de los anclajes, a partir de los resultados obtenidos en la campaña experimental. El objetivo de este análisis es discriminar las variables que tienen una mayor relevancia, para el desarrollo posterior de un modelo de predicción de modo de fallo y carga máxima en función de las mismas.

3.3.3.1 Profundidad embebida y método de instalación

La influencia de estas dos variables se presenta de forma conjunta, ya que para los dos métodos de preparación e introducción de anclajes se han ensayado cuatro profundidades. En la figura 3.9 se muestran los resultados, en términos de máximas tensiones, de los conectores introducidos a 90° en perforaciones avellanadas con broca con un radio de avellanado de 20 mm.

Figura 3.9. Influencia del método de instalación y la longitud de la perforación

Los resultados de los ensayos con instalación en fresco y endurecida presentan un incremento prácticamente lineal de la resistencia con la profundidad embebida. Los anclajes con una profundidad de 50 mm, por la mayor prevalencia del fallo por deslizamiento, deben ser considerados de forma independiente siendo el modo de fallo tan importante como la carga máxima resistida.

No se aprecian diferencias significativas entre la instalación en fresco y endurecida, lo que permite concluir que ambas técnicas serían válidas. Cabe destacar que la influencia de la profundidad es algo mayor en los conectores instalados en fresco; esto podría explicarse por una mayor adherencia de la resina inyectada y la impregnada del cordón, que sería más relevante cuanto mayor es la superficie de contacto. No obstante, el fenómeno también puede deberse a la dispersión de las muestras, y las diferencias quedarían dentro de los coeficientes de seguridad del diseño de los anclajes.

La técnica de preparación e introducción en estado endurecido presenta una importante ventaja de cara a la aplicación en obra, especialmente en soportes de difícil acceso y para la instalación de anclajes en la cara inferior de una viga o losa: no se precisa la preparación del anclaje en la obra, facilitando además el control de la correcta impregnación de las fibras del tramo embebido. Se destacan estas características con el deseo de abrir una posible vía a la fabricación de anclajes de forma más industrializada, teniendo en cuenta que las diferencias de rendimiento de los cordones no varían mucho respecto a las de los cordones impregnados inmediatamente antes de su inserción.

3.3.3.2 Ángulo de inserción

El impacto de la inclinación de la perforación respecto a la carga se ha estudiado para perforaciones de 20 mm de diámetro y profundidades de 75 mm y 100 mm; los ángulos considerados han sido 90°, 120° y 135°. Los anclajes a 90° se avellanaron con broca, con un radio de avellanado de 20 mm; en los anclajes inclinados se suavizó el filo manualmente.

La figura 3.10 representa las máximas tensiones resistidas por los anclajes en función del ángulo de inserción.

Figura 3.10. Influencia de la inclinación de la perforación

La comparación de los resultados revela que los conectores con un ángulo de perforación de 135° son los más eficientes en cuanto a la limitación de la concentración de tensiones por acodalamiento, con un incremento de la resistencia de un 22% respecto a las perforaciones a 90°. Además del incremento de resistencia, con el ángulo de doblado de 45° se observó el fallo en el tramo libre del cordón en siete probetas, mientras que la restante presentó un fallo simultáneo en el punto de inserción y en el extremo libre.

La influencia de la profundidad aparece como más determinante en los anclajes a 90° que en los anclajes con distintos ángulos. Esto puede ser consecuencia de la variación en la superficie de contacto de la resina con las paredes de las perforaciones para los ángulos de 120° y 135°. A pesar de ello, las profundidades de 100 mm exhibieron en todos los casos una mayor resistencia que las de 75 mm.

3.3.3.3 Tratamiento del filo de la perforación

Se ha comparado la eficacia de las distintas técnicas de avellanado empleadas, en cuanto a la limitación de la concentración de tensiones y resistencia de los conectores. En la figura 3.11 se presentan los resultados de los cordones con una profundidad fija de 100 mm, un diámetro de 20 mm y un ángulo de inserción de 90°, con distintos tratamientos del filo de la perforación.

Figura 3.11. Influencia de la técnica de avellanado

Los mejores resultados se obtuvieron para el avellanado con sierra radial, con un incremento de un 24% respecto a la probeta control sin avellanar; el avellanado con broca consiguió una mejora del 5%.

A pesar del aparente bajo rendimiento del avellanado con broca, destaca la menor dispersión de los resultados fruto de un mejor control del doblado del cordón; en este sentido, los conectores no avellanados tuvieron una mayor incidencia de fallo por acodalamiento, y la máxima dispersión.

3.3.3.4 Diámetro de la perforación

La influencia del diámetro de la perforación tiene dos aspectos fundamentales: el ratio entre el diámetro del anclaje y el de la perforación, que condiciona el espesor de la resina inyectada entre el cordón y el soporte, y la influencia del diámetro en el radio de doblado condicionando la concentración de tensiones por acodamiento. Los resultados de anclajes con diámetros de 16 mm y 20 mm para una perforación de 100 mm de profundidad y 90° se presentan en la figura 3.12.

Figura 3.12. Influencia del diámetro de la perforación

Puede observarse que la resistencia máxima alcanzada es superior para el diámetro de 20 mm. Es destacable la mayor influencia del avellanado en las perforaciones de menor diámetro; esto se explica porque el diámetro de 16 mm limita considerablemente el radio de doblado en las perforaciones sin suavizado del filo, llevando a una alta concentración de tensiones; los conectores en perforaciones de 16 sin avellanar, además, tuvieron una mayor dispersión.

3.3.4 Respuesta tensión-deslizamiento

En esta sección se presentan las gráficas tensión-desplazamiento de todos los conectores ensayados. En todos los casos el desplazamiento se representa en mm y la tensión máxima en MPa. Las variaciones dentro de las probetas con las mismas variables están vinculadas a los modos de fallo observados y a la dispersión de los resultados en términos de carga máxima.

La figura 3.13 muestra de manera conjunta las relaciones tensión-desplazamiento de los cordones con instalación en fresco y endurecida, a profundidad de 50 mm.

Figura 3.13. Curvas tensión-desplazamiento de conectores con una profundidad de perforación de 50 mm

En conectores con profundidad de 50 mm se registró una alta incidencia de fallo por deslizamiento, que no se observó en ninguna probeta con mayor longitud del tramo embebido. En las curvas de la Figura 3.13 puede apreciarse, de forma más clara en los conectores con instalación por vía húmeda, cómo la relación tensión-desplazamiento no es lineal hasta rotura sino que existe un comportamiento dúctil. El desplazamiento es muy elevado en estas probetas, relacionándose con conectores que se separaron por completo del hormigón.

Los cordones con profundidades embebidas de 75 mm (Figura 3.14), 100 mm (Figura 3.15) y 125 mm (Figura 3.16) registraron una tendencia prácticamente lineal hasta rotura. Sólo en algunos casos fue mayor el desplazamiento, relacionándose con defectos de ejecución.

Figura 3.14. Curvas tensión-desplazamiento de conectores con una profundidad de perforación de 75 mm

Figura 3.15. Curvas tensión-desplazamiento de conectores con una profundidad de perforación de 100 mm

Junto con la mayor rigidez de la respuesta correspondiente a mayores profundidades, puede apreciarse para profundidades de 100 mm y de 125, y es fácilmente observable en la figura 3.15, que el comportamiento de los anclajes instalados en fresco y endurecidos es más semejante cuanto mayor es la carga máxima, es decir, cuanto mayor es la longitud embebida.

Figura 3.16. Curvas tensión-desplazamiento de conectores con una profundidad de perforación de 125 mm

La figura 3.16, correspondiente a los anclajes con mayor profundidad, es la que muestra una mayor dispersión en cuanto a la relación tensión-desplazamiento. Esto es explicable porque, al alcanzarse mayores niveles tensionales, la diferencia en términos de resistencia es menor aunque el anclaje presente ciertas deficiencias y deslizamiento excesivo.

Las gráficas tensión-desplazamiento de los conectores con perforaciones inclinadas a 120° y 135° se muestran en las figuras 3.18 y 3.19, respectivamente.

En cada caso se muestran las curvas correspondientes a profundidades embebidas de 75 y de 100 mm. Los resultados de estas probetas muestran una mayor dispersión en términos de desplazamientos, lo que puede explicarse por las diferencias en el tratamiento del filo de la perforación, y por pequeñas variaciones en la alineación de las fibras en el tramo de doblado.

Figura 3.18. Curvas tensión-desplazamiento de conectores con la perforación inclinada a 120°

La dispersión es más acusada en cordones con un ángulo de inserción de 120° y con una profundidad de 75 mm, como puede observarse en la Figura 3.18.

Figura 3.19. Curvas tensión-desplazamiento de conectores con la perforación inclinada a 135°

A pesar de que la dispersión es superior a la de los conectores a 90° , puede detectarse la misma tendencia de creciente linealidad y rigidez proporcional a la profundidad del tramo embebido, al contrastar los cordones con inserción de 75 mm y de 100 mm para ángulos de 120° y 135° ; en ambos casos los desplazamientos son superiores para la longitud embebida de 75 mm, presentando estos anclajes un comportamiento menos lineal. Los desplazamientos de las probetas de 75 mm de inserción son superiores a los de las perforaciones de la misma profundidad a 90° ; esto se relaciona con la inclinación, siendo algo menor la superficie de contacto para la misma profundidad de perforación.

En la figura 3.20 se recogen las curvas tensión-desplazamiento correspondientes a los conectores con perforaciones avellanadas con sierra radial, para perforaciones de 90° y diámetros de 16 mm y 20 mm. No hay una diferencia apreciable en el comportamiento en función del diámetro, a excepción de la mayor resistencia obtenida con perforaciones de 20 mm.

Figura 3.20. Curvas tensión-desplazamiento de conectores con perforaciones de 100 mm de profundidad y diámetros de 16 mm y 20 mm, con sierra radial

Los resultados de las probetas avellanadas con sierra radial pueden contrastarse con las de conectores en perforaciones de 16 mm y 20 mm de diámetro sin tratamiento del filo de la perforación. En estos ensayos vuelve a comprobarse que el diámetro no tiene una gran influencia en la relación carga-desplazamiento. Sin embargo, los conectores con perforaciones de 16 mm sin avellanar presentan una alta dispersión, relacionada con el hecho de que dos probetas fallaron prematuramente en el tramo de doblado; en este caso el comportamiento está claramente relacionado con el tratamiento del filo.

Las curvas tensión-desplazamiento de los conectores con perforaciones sin avellanar se muestran en la figura 3.21.

Figura 3.21. Curvas tensión-desplazamiento de conectores con perforaciones de 100 mm de profundidad y diámetros de 16 mm y 20 mm, sin avellanar

3.3.5 Influencia de las variables en el modo de fallo

Los modos de fallo de todas las probeta se recogen en la tabla general de resultados de la campaña experimental. En este apartado se analiza la influencia del tratamiento del filo de la perforación y del ángulo de inserción en el modo de fallo. El impacto de la profundidad embebida puede resumirse diciendo que para profundidades de perforación iguales o inferiores a 50 mm la longitud es insuficiente para un correcto desarrollo de la adherencia de la resina a las paredes del soporte, provocando el deslizamiento del conector.

La inclinación de la perforación y las técnicas de avellanado tienen una influencia semejante en cuanto a la prevención de la concentración de tensiones por acodamiento. El gráfico presentado en la Figura 3.22 representa la distribución de modos de fallo observados en las probetas de más de 50 mm de profundidad.

Figura 3.22. Distribución de modos de fallo por avellanado y ángulo de inserción

3.4 Análisis de los datos experimentales mediante regresión lineal múltiple

3.4.1 Análisis de resultados con regresión lineal múltiple

Como parte del análisis de los resultados obtenidos en la campaña experimental de cordones aislados, se ha realizado un tratamiento de dichos resultados mediante regresión lineal múltiple. Esta técnica estadística permite estudiar la relación entre una variable dependiente y varias independientes, obteniendo una ecuación lineal con fines predictivos. De esta forma se ha podido cuantificar cómo cada una de las variables estudiadas afecta a la resistencia a corte de los anclajes de FRP.

Los análisis se han realizado tomando como referencia la relación entre la tensión máxima obtenida en los ensayos, $f_{m\acute{a}x}$, y la tensión a tracción característica del cordón impregnado utilizado, f_u . Dicha relación se ha considerado como variable dependiente.

Las variables independientes consideradas han sido todas las ensayadas:

- 1) Profundidad de la perforación (h_{emb}): 50 mm, 75 mm, 100 mm y 125 mm
- 2) Sistema de fabricación (Fab): endurecido y fresco
- 3) Ángulo de la perforación (α): 90°, 120° y 135°
- 4) Tratamiento del filo, avellanado (Ave): No avellanado, broca, radial
- 5) Diámetro de la perforación (d): 16 mm y 20 mm

En la escala de medición las variables numéricas continuas (profundidad, inclinación y diámetro de la perforación) se han valorado como tales, es decir, en función de su valor. La técnica de fabricación e inserción se ha considerado como variable nominal, ya que las categorías “endurecido” y “fresco” no obedecen a una clasificación intrínseca. De este modo se distingue entre Fab=1:fresco y Fab=2:endurecido.

Por su parte, el tratamiento del filo se ha considerado también como una variable de tipo nominal, quedando definida como Ave=1:no avellanado; Ave=2:avellanado con broca; Ave=3:avellanado con sierra radial.

El resultado, por último, se identifica como una variable escalar ya que puede adquirir cualquier valor.

El modelo inicial para el análisis pronostica el valor de $f_{m\acute{a}x}/f_u$ en función de todas las variables, mediante una expresión del tipo:

$$f_{m\acute{a}x}/f_u = \beta_1 + \beta_2(h_{emb}) + \beta_3(Fab) + \beta_4(\alpha/90^\circ) + \beta_5(Ave) + \beta_6(d) + u \quad (1)$$

La expresión genérica anterior indica que la resistencia del anclaje instalado depende de los cinco valores de las variables independientes, de un término constante β_1 y de un error u .

El proceso de regresión lineal múltiple se ha realizado mediante selección por eliminación con el programa SPSS, para identificar las variables de mayor y menor significación en el modelo genérico. La eliminación se ha hecho progresivamente para evitar una reducción de la precisión del modelo. El criterio adoptado establece la selección de variables a partir de un valor de significación asociado al valor estadístico t . Se ha establecido, como es habitual en este tipo de análisis, un p -valor máximo del 5% correspondiente a un valor de t igual a 2.

El criterio de selección seguido persigue la obtención de un modelo que represente de forma adecuada los datos con el menor número de parámetros posibles. El proceso de eliminación por pasos se detiene cuando todas las variables son significativas, con valores elevados de t .

La Tabla 3.4 representa la tabla ANOVA del análisis, mientras que la Tabla 3.5 muestra el resumen de los modelos sucesivos obtenidos mediante el análisis de regresión lineal múltiple. Los modelos sucesivos eliminan las variables de fabricación (a partir del modelo 2) y de diámetros (modelo 3).

Tabla 3.4. ANOVA de los modelos resultantes del análisis de regresión lineal

Modelo		Suma de cuadrados	gl	Media cuadrática	F	Sig.
1	Regresión	0.108	5	0.022	6.542	0.000
	Residual	0.191	58	0.003		
	Total	0.299	63			
2	Regresión	0.108	4	0.027	8.276	0.000
	Residual	0.192	59	0.003		
	Total	0.299	63			
3	Regresión	0.100	3	0.033	10.027	0.000
	Residual	0.199	60	0.003		
	Total	0.299	63			

Tabla 3.5. Resumen de los modelos resultantes de selección por eliminación

Modelo	R	R cuadrado	R cuadrado corregida	Error típico de la estimación
1	0.601	0.361	0.305	0.057
2	0.600	0.359	0.316	0.057
3	0.578	0.334	0.301	0.058

De la observación de la Tabla 3.5 puede concluirse que la fiabilidad del modelo se ve poco afectada por la reducción de variables, siendo el modelo 3 el más simplificado. Tampoco hay una afectación excesiva de los valores residuales.

La tabla 3.6 muestra los resultados de los parámetros para los tres modelos, así como sus errores típicos y significación. Se ha señalado para cada paso el parámetro que tiene un menor valor de t, que es el que se elimina en el modelo consecutivo.

Tabla 3.6. Parámetros estimados del análisis de regresión lineal

Modelo		Coeficientes no estandarizados		Coeficientes tipificados	t	Sig.
		B	Error típico	Beta		
1	(constante)	-0.143	0.095		-1.508	0.137
	profundidad	0.001	0.000	0.406	3.802	0.000
	diámetro	0.036	0.024	0.177	1.550	0.127
	ángulo	0.188	0.054	0.507	3.496	0.001
	avellanado	0.051	0.014	0.491	3.606	0.001
	construcción	-0.006	0.018	-0.039	-0.329	0.743
2	(constante)	-0.153	0.089		-1.710	0.093
	profundidad	0.001	0.000	0.409	3.867	0.000
	diámetro	0.034	0.022	0.165	1.532	0.131
	ángulo	0.193	0.051	0.521	3.805	0.000
	avellanado	0.051	0.014	0.490	3.628	0.001
3	(constante)	-0.094	0.082		-1.154	0.253
	profundidad	0.001	0.000	0.384	3.636	0.001
	ángulo	0.205	0.051	0.553	4.039	0.000
	avellanado	0.050	0.014	0.488	3.574	0.001

Puede observarse el procedimiento seguido. En el modelo 2 se ha eliminado la variable de construcción, por ser la de menor significación; la eliminación de esta variable ha modificado ligeramente los coeficientes de las demás variables, y ha permitido destacar la variable del diámetro como la segunda menos significativa llevando a su eliminación en el modelo definitivo 3. Puede afirmarse que la influencia de estas dos variables es limitada, comparada con la de las otras variables estudiadas, y de esta forma el proceso da lugar a las siguientes expresiones sucesivas, en las que se han ido eliminando las variables de menor influencia:

$$f_{\text{m} \times \text{u}} / f_{\text{u}} = -0.143 + 0.001(h_{\text{emb}}) - 0.006(Fab) + 0.188\left(\frac{\alpha}{90^\circ}\right) + 0.051(Ave) + 0.036(d) \quad (2)$$

$$f_{\text{m} \times \text{u}} / f_{\text{u}} = -0.153 + 0.001(h_{\text{emb}}) + 0.193\left(\frac{\alpha}{90^\circ}\right) + 0.051(Ave) + 0.034(d) \quad (3)$$

Hasta llegar a la expresión correspondiente al modelo 3:

$$f_{m\acute{a}x}/f_u = -0.094 + 0.001 \cdot (h_{emb}) + 0.205 \cdot (\alpha/90^\circ) + 0.05 \cdot (Ave) \quad (4)$$

En las expresiones anteriores puede observarse cómo los coeficientes de los parámetros con menor peso tienen una variabilidad mayor en los modelos sucesivos, mientras que los correspondientes a la profundidad y a la técnica de avellanado no sufren grandes modificaciones. La profundidad embebida merece una mención particular, y es que el valor del coeficiente es bajo pero esto se debe a que la variable puede adquirir valores muy superiores a los de los otros parámetros y no a que su relevancia en el resultado sea menor.

Atendiendo a la expresión resultante del análisis estadístico, puede representarse el valor medio de $f_{m\acute{a}x}/f_u$ para cada variable significativa, a igualdad de las demás variables; esto equivale a establecer únicamente la variación para una variable, englobando el valor aportado por los demás parámetros y por el término independiente en un coeficiente χ .

La figura 3.23 muestra la dependencia de $(f_{m\acute{a}x}/f_u) - \chi$ para distintas técnicas de avellanado. Esta variable, al ser considerada como una variable nominal, solo puede adquirir los valores 1, 2 ó 3 correspondientes a los escenarios anteriormente descritos.

Figura 3.23. Variación de $f_{m\acute{a}x}/f_u$ con el avellanado, según el modelo estadístico

El análisis realizado ha permitido destacar las variables con mayor impacto en la reducción de resistencia de los anclajes de FRP respecto a su resistencia nominal a tracción. De esta forma puede corroborarse lo observado de forma preliminar con los resultados medios para cada variable.

El ángulo tiene una significación muy elevada, aunque su efecto en el resultado total es menor que el de la profundidad de perforación como consecuencia del menor rango de valores que puede adquirir. Por su parte, la técnica de avellanado cobra un papel mayor al eliminarse el parámetro relativo al diámetro de perforación.

3.4.2 Análisis mediante regresión lineal múltiple con reagrupación de variables

Dado que los ensayos se hicieron con dos variables que afectan directamente al radio de doblado, el diámetro de la perforación y el sistema de avellanado, dichas variables se pusieron en términos del radio de doblado para la realización de un nuevo análisis en el que fuesen consideradas de forma conjunta.

El diámetro de la perforación es una variable cuantitativa que, como ya se ha indicado previamente, tiene una influencia relativamente baja en la resistencia de los anclajes. Al expresar el diámetro de la perforación como el radio de doblado a que da lugar, se obtiene que para un conector de 10 mm de diámetro con perforaciones de 16 mm de diámetro el radio de doblado, sin ningún tratamiento del filo de la perforación, es de 30 mm; para el mismo diámetro de anclaje y perforaciones de 20 mm, el radio de doblado es de 50 mm. En la figura 3.24 se representan los radios de doblado de los cordones ensayados en función del diámetro de la perforación.

Figura 3.24. Radios de doblado en los conectores para perforaciones de distintos diámetros sin tratamiento del filo

De esta forma los anclajes instalados a 90°, sin avellanar, en perforaciones de 16 y 20 mm, pueden estudiarse en función únicamente del radio de doblado.

La técnica de avellanado, por su parte, es una variable cualitativa, por lo que en el primer análisis realizado se consideró como de tipo ordinal. Sin embargo, a partir de la geometría de la broca para avellanado y de la sierra radial empleadas se ha podido aproximar la radio de doblado a que dan lugar las distintas técnicas de tratamiento del filo empleadas en las campañas experimentales, para distintas inclinaciones de la perforación. En la figura 3.25 se presentan los radios de doblado conseguidos con la broca de 20 mm y con una sierra de 115 mm de diámetro, para perforaciones con inclinación igual a 90°. De igual modo, en la figura 3.26 se muestran los radios de doblado para perforaciones inclinadas.

Figura 3.25. Radios de doblado en los conectores para perforaciones avellanadas con sierra radial y con broca

Figura 3.26. Radios de doblado en los conectores para perforaciones inclinadas

Las consideraciones arriba mencionadas llevan a distintos radios de doblado en función de la técnica de avellanado, del diámetro de la perforación y del ángulo, para un mismo conector. A modo de resumen se presentan en la Tabla 3.7 los radios de doblado para todas las combinaciones ensayadas en la campaña experimental:

Tabla 3.7. Radio de doblado de anclajes de la primera campaña experimental

Ángulo	Sistema de avellanado	d_0 (mm)	R (mm)
90°	No avellanado	16	3.0
		20	5.0
	Broca (20 mm)	20	25
	Sierra radial	16	20
		20	30
120°	Sierra radial	20	20
135°	Sierra radial	20	25

La reagrupación de parámetros ha sido utilizada en un nuevo análisis de regresión lineal, en el que las variables consideradas son:

- 1) Profundidad de la perforación (h_{emb}): 50 mm, 75 mm, 100 mm y 125 mm
- 2) Sistema de fabricación (Fab): endurecido y fresco
- 3) Ángulo de la perforación (α): 90°, 120° y 135°
- 4) Radio de doblado (R): 3 mm, 5 mm, 20 mm, 25 mm y 30 mm

Todas las variables numéricas (profundidad de perforación, ángulo de perforación y radio de doblado) se han considerado variables continuas adquiriendo su valor. De forma análoga al análisis anterior, el sistema de fabricación se ha considerado como una variable nominal con dos categorías, distinguiéndose entre $Fab=1$:fresco y $Fab=2$:endurecido.

El modelo inicial para este segundo análisis con variables agrupadas pronostica el valor de $f_{m\acute{a}x}/f_u$ con una expresión del tipo:

$$f_{m\acute{a}x}/f_u = \beta_1 + \beta_2(h_{emb}) + \beta_3(Fab) + \beta_4(\alpha/90^\circ) + \beta_5(R) + u \quad (1)$$

Donde la resistencia del anclaje instalado depende del valor de las cuatro variables independientes, de un término constante β_1 y de un error u .

El proceso de regresión lineal múltiple se ha realizado mediante selección por eliminación con el programa SPSS, siguiendo el mismo procedimiento que para el primer análisis mediante una eliminación progresiva estableciendo la selección de variables ligada al valor estadístico t igual a 2. Los resultados del análisis se muestran en las tablas 3.8 y 3.9, donde la primera representa la tabla ANOVA y la segunda el resumen de los modelos sucesivos. En este caso, el análisis se detuvo tras la eliminación de una única variable, la de fabricación (modelo 2).

Tabla 3.8. ANOVA de los modelos resultantes del análisis de regresión lineal

Modelo		Suma de cuadrados	gl	Media cuadrática	F	Sig.
1	Regresión	0.095	4	0.024	6.888	0.000
	Residual	0.204	59	0.003		
	Total	0.299	63			
2	Regresión	0.093	3	0.031	9.015	0.000
	Residual	0.206	60	0.003		
	Total	0.299	63			

Tabla 3.9. Resumen de los modelos resultantes de selección por eliminación

Modelo	R	R cuadrado	R cuadrado corregida	Error típico de la estimación
1	0.564	0.318	0.272	0.059
2	0.557	0.311	0.276	0.057

De la observación de la Tabla 3.9 puede concluirse que la fiabilidad del modelo se ve poco afectada por la reducción de variables. Cabe destacar que, pese a que se han simplificado las variables y se ha sustituido una variable categórica, como es la técnica de avellanado, por una variable geométrica, la capacidad predictiva del modelo es prácticamente igual a la anterior.

La tabla 3.10 muestra los resultados de los parámetros para los dos modelos sucesivos de la regresión lineal para variables agrupadas, así como sus errores típicos y significación. Se ha señalado para cada paso el parámetro que tiene un menor valor de t, que es el que se elimina en el modelo consecutivo.

Tabla 3.10. Parámetros estimados del análisis de regresión lineal

Modelo		Coeficientes no estandarizados		Coeficientes tipificados	t	Sig.
		B	Error típico	Beta		
1	(constante)	0.076	0.071		1.064	0.292
	profundidad	0.001	0.000	0.428	3.919	0.000
	ángulo	0.065	0.043	0.176	1.514	0.135
	radio	0.004	0.001	0.378	3.299	0.002
	construcción	-0.015	0.019	-0.097	-0.812	0.420
2	(constante)	0.046	0.061		0.756	0.452
	profundidad	0.001	0.000	0.435	4.005	0.000
	ángulo	0.078	0.040	0.211	1.958	0.055
	radio	0.003	0.001	0.350	3.213	0.002

La expresión correspondiente al primer paso de ajuste con reagrupación de variables, en el que no se ha eliminado ningún parámetro, es:

$$f_{m\acute{a}x}/f_u = 0.076 + 0.001(h_{emb}) - 0.015(Fab) + 0.065\left(\frac{\alpha}{90^\circ}\right) + 0.004(R) \quad (1)$$

En el modelo 2 se ha eliminado la variable de construcción, por ser la de menor significación. Cabe destacar que la constante en este modelo es positiva y tiene un valor absoluto muy superior a la del modelo de regresión sin agrupar variables. La aplicación del nuevo modelo simplificado da lugar a la expresión:

$$f_{m\acute{a}x}/f_u = 0.046 + 0.001(h_{emb}) + 0.078(\alpha/90^\circ) + 0.003(R) \quad (1)$$

La comparación de los coeficientes del modelo obtenido con y sin agrupación de variables permite observar que la profundidad tiene un peso importante en ambos, y que el coeficiente no se ve alterado por la reagrupación. Sin embargo, la variable del ángulo sí se ve afectada y adquiere un peso considerablemente inferior al repartirse su importancia entre el ángulo en sí y el radio de doblado conseguido.

3.5 Análisis de los datos experimentales mediante diagramas de posición y dispersión

Para complementar el análisis estadístico anterior, se han obtenido con el programa SPSS los gráficos representados los diagramas de barras de posición y dispersión correspondientes a las combinaciones de variables más significativas, de acuerdo con la agrupación de parámetros llevada a cabo para el segundo análisis de regresión lineal. De esta forma se han agrupado los parámetros correspondientes a la técnica de avellanado y el diámetro, y se ha dado un valor numérico al radio de doblado para cada combinación ensayada.

La estructura de los diagramas de posición y dispersión identifica el valor de la media, localizada en el punto central de una línea vertical que indica el intervalo de confianza para dicha media. Específicamente, los gráficos de barras de dispersión permiten identificar visualmente la variabilidad de la relación entre la carga máxima alcanzada en el ensayo y la resistencia a tracción de los conectores, $f_{\text{máx}}/f_u$, para el conjunto de variables seleccionadas.

Se recogen a continuación los diagramas que aportan más información acerca de la dispersión de las distintas variables. La figura 3.27 muestra la influencia de la profundidad y de la técnica de construcción en el valor medio y la dispersión de los ensayos.

Figura 3.27. Barras de posición y dispersión según profundidad y construcción

En la figura anterior puede observarse la tendencia de crecimiento de la resistencia casi lineal con la profundidad embebida, la cual ya se ha discutido anteriormente. El gráfico de barras aporta además una representación visual de la menor dispersión obtenida con la fabricación e inserción en fresco, para profundidades embebidas superiores a 50. Para las dos técnicas de inserción la dispersión es bastante elevada para la profundidad de 50 mm, como consecuencia del modo de fallo por deslizamiento que hace aún más relevante cualquier defecto de fabricación o irregularidad en la limpieza de los taladros.

En el caso de la inserción endurecida, la variación para profundidad de 125 mm alcanza el 42% de la carga máxima, estando prácticamente en el límite que se fijó para el rechazo de los ensayos de un 50%.

La tendencia de crecimiento prácticamente proporcional a la longitud embebida, que se había constatado en los gráficos de barras, es también apreciable en estos diagramas de posición y dispersión; con esta representación se consigue, además, observar las diferencias en la dispersión la cual es mucho más acusada en la inserción endurecida. Puede concluirse que, para las longitudes habituales de introducción (entre 75 y 100 mm), la menor dispersión y la mejora en términos de resistencia de los cordones embebidos en fresco justifica la elección de esta técnica de instalación.

El otro diagrama de posición que se incluye en este capítulo es el que corresponde a los distintos radio de doblado ensayados, puestos en relación a la profundidad, presentado en la Figura 3.28. Puede apreciarse claramente que el radio de doblado lleva a una alta dispersión, acusando en mayor grado cualquier desviación en la inserción de los anclajes así como irregularidades en la sección resultante de la impregnación del cordón previa a la instalación.

Figura 3.28. Barras de posición y dispersión por profundidad y radio de doblado

De la figura 3.28 puede obtenerse información interesante relativa a la dispersión con las distintas herramientas. Dado que el radio de 25 corresponde al avellanado con herramienta a 90° así como al doblado de 45° (equivalente a un ángulo de 135) con un avellanado manual, puede concluirse que estas dos opciones dan lugar a las menores dispersiones para todas las profundidades, por lo que pueden vincularse con un mayor control del proceso de instalación.

Por otra parte, la máxima dispersión coincide con el peor comportamiento medio registrado en los cordones con un radio de 3 mm, el cual se corresponde a un diámetro de perforación de 16 mm no avellanado.

Capítulo 4

Plan experimental y resultados de tejidos de fibra de carbono anclados

4.1 Introducción

La motivación de esta segunda fase experimental es evaluar la capacidad de los anclajes de FRP para evitar o retrasar el fallo por despegue de los refuerzos adheridos. Se ha partido de los resultados obtenidos en la primera fase experimental con cordones aislados, instalándose anclajes con una buena resistencia en función de las variables de la perforación.

La literatura existente sobre refuerzos con composites anclados y adheridos a la superficie ha desvelado la eficacia de los anclajes de FRP para detener la propagación del despegue en los elementos reforzados a flexión, permitiendo alcanzar mayor resistencia y mayor capacidad de aviso. Los estudios publicados hasta el momento presentan ensayos de dos tipos: elementos tipo viga o losa ensayados a flexión, y probetas de hormigón ensayadas a corte simple o doble. La campaña se ha realizado con ensayos de corte simple, ya que estos son relativamente sencillos de realizar y no requieren el uso de un factor de escala. De este modo, se han podido comparar los resultados obtenidos con la base de datos de la bibliografía.

4.2 Descripción de la campaña experimental

4.2.1 Parámetros estudiados

Las investigaciones de refuerzos con anclajes de FRP publicados hasta la fecha han tratado variables geométricas del tramo libre del anclaje, del espesor máximo del refuerzo que puede anclarse y de la disposición de anclajes múltiples, principalmente. Se ha intentado establecer la relación entre el diámetro del anclaje (o su sección resistente) y la superficie de tejido que puede anclar. En algunos casos se han estudiado también parámetros geométricos de la perforación y tramo embebido de los anclajes, aunque su contribución a la resistencia es difícilmente aislable en ensayos de refuerzos anclados; es por ello que en esta tesis se realizó la primera fase experimental para estudiarlos independientemente.

Los variables que han sido más profusamente estudiadas en la bibliografía, y de las que cabe aceptar ciertas hipótesis, están relacionadas con el abanico de expansión del tramo libre de los anclajes. Dicho abanico consta de dos parámetros geométricos, radio del abanico y ángulo de expansión, los cuales son dependientes y determinan el ancho de refuerzo que es cubierto por el anclaje. Para la campaña experimental se han asumido las conclusiones extraídas por Zhang y Smith (2011), Niemitz (2008) y McGuirk y Breña (2012); todos los anclajes se realizaron con un abanico de 60° y 150 mm de longitud, igual al ancho del refuerzo.

Esta fase de la investigación se realizó para poder relacionar los resultados de los cordones aislados con los de tejidos anclados, los cuales a su vez se compararon con la base de datos existente de probetas ensayadas a corte y ensayos en vigas y losas. De esta forma, se ensayaron anclajes fabricados con cordones de 10 mm de diámetro nominal del conector impregnado, con 20 mm de diámetro, 100 mm de profundidad de inserción y 135° de inclinación de la perforación. Los anclajes se instalaron por la vía fresca, y se suavizó el filo de todas las perforaciones con sierra radial.

La investigación se ha centrado además en la influencia de algunos parámetros de ejecución, de forma análoga a la primera campaña experimental. Existen básicamente tres posibles disposiciones del tramo libre del anclaje respecto al refuerzo: formando un abanico sobre el refuerzo, expandido en abanico entre capas del refuerzo y con las fibras parcialmente embebidas en el soporte bajo el refuerzo.

Las distintas técnicas de instalación del tramo libre han sido empleadas en las investigaciones de varios autores pero no se han comparado sistemáticamente, lo que impide evaluar la eficacia de cada una de ellas. Puede afirmarse que el sistema más empleado en campañas de probetas ensayadas a corte es el del abanico adherido por encima del refuerzo, insertándose el anclaje a posteriori separando las fibras longitudinales del tejido (Orton, 2008)(Niemitz, 2008)(Zhang y Smith, 2011-2013)(Niemitz y Breña, 2012)(McGuirk y Breña, 2012). La inserción entre capas del refuerzo ha sido documentada en elementos en los que el tejido se anclaba en un rincón, o en un encuentro con otro elemento, no prolongándose más allá del punto de inserción del anclaje; este es el caso de vigas en T y de los anclajes de elementos a cimentación (Koutas y Triatafillou, 2013)(Bournas et al., 2015). El anclaje embebido bajo el refuerzo, por su parte, deriva de los sistemas de anclaje con barras de NSM; en este sistema se aprovecha el mecanismo adherente de la barra embebida, y se incrementa la superficie de adherencia de la resina.

En la campaña experimental que se presenta en este capítulo se han ensayado refuerzos con las tres disposiciones relativas entre el tramo libre del anclaje y el refuerzo, y se han comparado con una serie control de probetas con refuerzo adherido sin anclaje. Los refuerzos simplemente adheridos se construyeron con el mismo ancho y longitud que los refuerzos anclados. Las técnicas de refuerzo anclado se identifican como: abanico sobre el refuerzo (O), abanico entre dos capas de refuerzo (I) y fibras del tramo libre embebidas en radios (R). En la figura 4.1 pueden observarse los detalles de la serie.

a) Abanico sobre el refuerzo (serie O)

b) Abanico entre capas de refuerzo (serie I)

c) Fibras embebidas en radios (serie R)

Figura 4.1. Serie de posiciones relativas de anclaje y refuerzo

Una última serie de la experimentación se ha reservado a la evaluación del comportamiento de refuerzos con múltiples anclajes. Para ello, y siguiendo las alineaciones de anclajes ensayadas por Mc Guirk y Breña (2012), se ensayaron probetas con dos anclajes instalados en paralelo en una fila y con dos anclajes dispuestos transversalmente en el refuerzo. Esta serie se realizó una vez ensayada la serie de posiciones relativas anclaje-refuerzo, escogiéndose la técnica de abanico de expansión entre las dos capas a raíz de sus mejores resultados en la serie previa. Los detalles de disposición de los anclajes múltiples se muestran en la figura 4.2.

Figura 4.2. Serie de múltiples anclajes

Para la serie control y la serie de posiciones relativas anclaje-refuerzo se realizaron cuatro repeticiones de cada variable. En el caso de los anclajes múltiples se realizaron dos repeticiones de cada ensayo. La baja dispersión de los resultados no obligó a repeticiones adicionales, salvo en una probeta en que un fallo del procedimiento de ensayo llevó a su anulación.

A modo de resumen de las variables estudiadas se presenta en la Tabla 4.1 la matriz de ensayos realizados en esta fase.

Tabla 4.1. Variables estudiadas de refuerzos anclados

Nº de anclajes	Posición relativa del tramo libre	Alineación	Identificación
-	-	-	Control
1	Sobre el refuerzo		O
1	Entre las dos capas		I
1	En rozas		R
2	Entre las dos	Paralela	1F
2	Entre las dos capas	Transversal	2F

4.2.2 Materiales empleados

Las probetas de hormigón soporte pertenecen al mismo lote de las de la primera fase experimental, poseyendo las mismas propiedades. Dado que la primera campaña se desarrolló en nueve meses y la segunda campaña se inició dos meses después y tuvo una duración de diez meses, puede considerarse despreciable la evolución de resistencias del hormigón en el periodo de experimentación. Los tejidos se instalaron en las caras superior e inferior de las probetas; la disposición de los anclajes se hizo de forma que la perforación no taladrara la armadura.

Al igual que en la campaña experimental por conectores aislados, para los anclajes se han utilizado cordones ensayados comerciales en rollos, con un diámetro del conector impregnado de 10 mm y las mismas propiedades expuestas en la sección 3.2 de este documento. La inyección e impregnación del tramo embebido de los anclajes se realizó con la misma resina epoxi bicomponente empleada en la primera fase experimental.

Los refuerzos ensayados son tejidos unidireccionales de fibra de carbono SikaWrap-230 C, suministrados en rollo con un ancho nominal de 300 mm. El espesor neto de fibras es de 0.129 mm; la densidad de fibras es de 1.82 g/cm³. Las propiedades del tejido, conforme a la ficha técnica del producto, se especifican en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Propiedades físicas y mecánicas del tejido de refuerzo

Propiedades de la fibra en seco (en dirección longitudinal de la fibra)	
Módulo elástico	230000 N/mm ²
Resistencia a tracción	4000 N/mm ²
Alargamiento en rotura	1.7%
Propiedades del laminado de una capa	
Espesor del laminado	0.129 mm
Módulo elástico (característico)	220 kN/mm ²
Resistencia a tracción (característica)	3200 N/mm ²
Valores de diseño característicos (para impregnación con resina Sikadur 330)	
Resistencia a tracción	413 kN/m
Resistencia a tracción para una elongación de 0,4%	114 kN/m
Resistencia a tracción para una elongación de 0,6%	170 kN/m

Se empleó una resina epoxi bicomponente Sikadur 330 para la aplicación del refuerzo, por vía húmeda, sirviendo simultáneamente como adhesivo y como matriz del material compuesto. Las propiedades de la resina, de acuerdo con el fabricante, son: resistencia a tracción de 30 N/mm², adherencia suficiente para fallo cohesivo (en el soporte) a partir de 1 día de curado, módulo elástico a tracción de 4500 N/mm² y elongación de rotura de 0,9%; para la consecución de los valores mecánicos máximos se precisa un curado de al menos 7 días a 23°C.

Los tejidos se cortaron a un ancho fijo de 150 mm y a una longitud de 1120 mm de forma que el mismo tejido pudiera doblarse para configurar las dos capas del refuerzo. El tramo de doblado se empleó para insertar una barra metálica que a su vez sirvió para aplicar la carga, para evitar la adhesión del laminado en dicho tramo se dispusieron cintas adhesivas dejando un tramo seco de 300 mm en el centro del tejido. La preparación del tejido antes de su impregnación se muestra en la figura 4.3.

Figura 4.3. Corte del tejido y señalización de tramo de doblado

4.2.3 Instalación de refuerzos y anclajes

La secuencia de instalación de refuerzos y anclajes depende de la técnica de instalación del tramo libre. A continuación se describe brevemente el proceso seguido en cada tipo de anclaje, así como la impregnación del refuerzo que es común en todas las técnicas.

En el caso de los anclajes embebidos en rozas radiales, los conectores se introdujeron con 24 horas de antelación a la aplicación del refuerzo, para permitir un curado parcial de la resina de inserción. Las fibras del tramo libre se distribuyeron uniformemente en las cinco acanaladuras, en las que se inyectó la misma resina que en la perforación. Se procuró una buena impregnación de las fibras, separándolas para la correcta penetración de resina. En la figura 4.4 puede observarse dos anclajes realizados con el tramo libre embebido en rozas radiales.

Figura 4.4. Instalación de anclaje embebido en rozas radiales

Los anclajes entre dos capas de refuerzo se instalaron inmediatamente antes de aplicar el refuerzo, manteniendo el tramo libre sin resina hasta la

colocación de la primera capa de refuerzo. En este sistema se cortó el extremo de la capa inferior del refuerzo, para salvar el punto de inserción del anclaje manteniendo centrado el tramo reservado para el doblado. El tramo libre se impregnó con la misma resina que el refuerzo.

En los anclajes adheridos sobre el refuerzo se aplicaron las dos capas de refuerzo, e inmediatamente después se instaló el anclaje; para ello, se introdujo un alambre que separara las fibras longitudinales del refuerzo, procurando no dañarlas; una vez abiertas, se introdujo la pistola de inyección y se impregnó la perforación con resina; el anclaje se introdujo con ayuda de un alambre aprovechando la separación de las fibras conseguida por la pistola de inyección. Se expandió el tramo libre en abanico sobre el refuerzo, se impregnó con la misma resina que el refuerzo y se aplicó una última capa de resina para enrasar el anclaje y el refuerzo.

Independientemente del momento de inserción de los anclajes, el tejido se adhirió al soporte siguiendo el procedimiento que se describe a continuación:

- 1) Aplicación de resina en el soporte con ayuda de una brocha
- 2) Colocación de la primera capa de tejido, la cual se impregna con un rodillo metálico estriado para garantizar que la resina penetra correctamente entre las fibras
- 3) Aplicación de una segunda capa de resina con brocha
- 4) Colocación de la segunda capa de tejido repitiendo la operación de impregnación con el rodillo
- 5) Para conseguir un acabado liso de la superficie del laminado, enrasado con una última capa de resina sobre el refuerzo.

El proceso de instalación del refuerzo puede verse en la figura 4.5, la cual representa la ejecución de un refuerzo con dos anclajes entre las dos capas del laminado.

Figura 4.5. Secuencia de instalación de conectores entre capas de refuerzo

4.2.4 Ensayo e instrumentación

Las probetas se ensayaron a corte aplicando un esfuerzo de tracción al tramo de doblado del refuerzo. Se empleó la misma prensa que en la primera fase experimental (de 600 kN, DI- CP/S, Proeti). Las probetas se fijaron a un marco rígido para impedir giros y movimientos. La carga se aplicó a una velocidad constante de 1 mm/min. Se midió la relación carga-desplazamiento de todos los cordones; el desplazamiento se monitorizó con un LVFT unido a la placa de restricción sobre la cara del soporte en el extremo cargado.

La tracción se aplicó a una barra metálica insertada en el tramo de doblado del tejido. Para evitar que las dos capas del refuerzo se separaran, se unieron con una presilla colocada sobre la placa superior de la probeta. Puede verse el esquema de ensayo con la posición y restricción de la probeta en la figura 4.6.

Figura 4.6. Maquinaria de ensayo e instrumentación

4.3 Resultados de la campaña experimental

En esta sección se presentan los resultados obtenidos en la segunda fase experimental con refuerzos de fibra de carbono anclados y ensayados a corte en probetas de hormigón. Se analizan los efectos de los sistemas de anclaje estudiados en la carga máxima, modo de fallo y respuesta carga-desplazamiento.

4.3.1 Modos de fallo

Todas las probetas presentaron un inicio de despegue cohesivo en el extremo cargado del refuerzo. La deslaminación se propagó en los refuerzos simplemente adheridos y en la serie de anclajes por debajo del refuerzo. Por el contrario, en las series I y O (abanicos entre capas del refuerzo y por encima del refuerzo), el laminado se mantuvo unido al soporte hasta la rotura de las fibras o fallo del anclaje.

Si bien los anclajes por encima del refuerzo previnieron el colapso por despegue, se observó cierta deslaminación en el extremo libre del laminado a ambos lados del punto de inserción del anclaje. Dos de las probetas presentaron daños en el soporte, debidos a la concentración de tensiones o a irregularidades en la resistencia a tracción del recubrimiento de la armadura.

En la revisión de la literatura se habían identificado distintos modos de fallo a partir de los estudios de McGuirk y Breña (2012) y Zhang (2013). Estos autores habían reseñado modos de fallo por rotura del anclaje en el tramo de doblado, despegue progresivo y deslaminación del abanico con respecto al refuerzo. Cabe destacar que en esta investigación no se ha observado ninguna deslaminación del tramo libre de los anclajes, si bien ha aparecido un nuevo fallo prematuro a tracción de los refuerzos que se ha relacionado con el tipo de ensayo.

Los modos de fallo observados en la campaña experimental pueden por tanto clasificarse como sigue: despegue del refuerzo, rotura del refuerzo a tracción, aplastamiento o fallo a tracción puntual del soporte y rotura del anclaje. A continuación se describe cada uno de estos modos de fallo.

-Despegue (*debonding*, *DB*). Este modo de fallo es característico de los refuerzos de FRP adheridos, y se relaciona con la resistencia de adherencia y con la longitud efectiva de transferencia de tensiones. El despegue se caracteriza por una reducida resistencia post-pico y escasa ductilidad en las respuesta.

La deslaminación se propagó rápidamente a lo largo de la superficie del soporte en las probetas sin anclaje. En el caso de la serie R se observó la existencia de una línea central y un despegue no uniforme y progresivo a ambos lados de la roza central; esto es indicativo de que los anclajes embebidos en radios permiten una mayor adherencia por el aumento de la superficie adherida con resina, alterando el estado tensional a nivel seccional. La figura 4.7 recoge los modos de fallo por despegue de las probetas control y de las probetas con las fibras del anclaje embebidas en rozas.

Figura 4.7. Fallo por despegue en probeta control y probeta de la serie R

-*Despegue parcial del extremo no cargado del refuerzo.* Se observó un despegue parcial previo a otro modo de fallo (por rotura del anclaje o del refuerzo) en las probetas de la serie R. La perforación del refuerzo en el punto de inserción del anclaje conlleva un cambio en la distribución de las tensiones en la interfaz, concentrando las tensiones en las fibras dobladas para la inserción del anclaje. Este modo de fallo, no obstante, no conllevó el colapso del sistema, manteniéndose adherido el refuerzo en la línea del extremo del tramo libre del anclaje. La Figura 4.8 representa esquemáticamente la reordenación de fibras en el entorno del punto de inserción y el progreso del despegue, mientras que la Figura 4.9 muestra una probeta que exhibió despegue del extremo no cargado.

Figura 4.8. Esquema de progresión del despegue en la serie O

Figura 4.9. Despegue del extremo no cargado del refuerzo

-Rotura del anclaje en el tramo de doblado. Este modo de fallo solo se observó en una probeta. Sin embargo, se considera que la incidencia de este tipo de rotura habría sido mayor si no se hubiera dado el fallo a tracción del refuerzo en el tramo de doblado según los ensayos de la literatura, principalmente a partir de los modos de fallo observados por Zhang (2013) que suponen la base de datos más amplia de ensayos de corte. En la figura 4.10 se reproduce este modo de fallo según se observó en la probeta O-1.

Figura 4.10. Fallo por rotura del anclaje en el tramo de doblado

La rotura del anclaje se corresponde con el fallo en el tramo de doblado observado en la campaña experimental de cordones aislados. En este caso, dado que el tejido está prácticamente despegado en el momento previo a la rotura, el fallo del anclaje precipita el colapso frágil del sistema de refuerzo. El fallo en el tramo de doblado se dará a distintos niveles de carga en función de los parámetros de ejecución de la perforación y los parámetros geométricos estudiados en el capítulo 2 de esta tesis, debiéndose tener en cuenta la incidencia de este modo de fallo en el diseño de anclajes, especialmente para la inclusión de factores de seguridad.

-Rotura a tracción del tejido en el tramo de doblado. La prevalencia de este modo de fallo en las series de anclajes por encima del refuerzo y entre las dos capas del refuerzo se ha atribuido al método de ensayo, que impide la transferencia de tensiones entre las fibras del tramo de doblado. Se trata por tanto de un fallo no esperable en ensayos tipo viga o en situaciones constructivas reales, donde la longitud total del refuerzo está impregnada. A pesar de ser un fallo prematuro a niveles de carga inferiores a los que podrían alcanzarse con una impregnación de todo el refuerzo, las probetas que lo presentaron han servido para observar la eficacia de los anclajes en la prevención del despegue hasta niveles de carga de un 141% de los alcanzados por los refuerzos adheridos. Cabe mencionar también que la rotura de las fibras se dio de forma progresiva desde el punto en que se había cortado el tejido (para conseguir refuerzos de 150 mm de ancho) hasta el extremo opuesto. Puede extraerse la conclusión de que el trabajo solidario de las fibras en los tejidos comerciales depende de la matriz del material compuesto pero también es ayudada por los cosidos transversales, que se deterioraron durante la manipulación del tejido; de esta forma, es esperable un mejor comportamiento de los tejidos con el ancho de fabricación (300 mm).

En la figura 4.11 se muestra una probeta que exhibió rotura de las fibras secas en el tramo de doblado.

Figura 4.11. Rotura del tramo de doblado del refuerzo

4.3.2 Resumen de resultados

Los resultados en términos de carga máxima, tensión y modo de fallo de cada probeta se presentan en la Tabla 4.3. Se incluye el porcentaje de mejora conseguido por los refuerzos anclados respecto a la serie de control. En la tabla se reflejan además los valores medios de cada variable, recorridos estadísticos, desvío estándar y coeficientes de variación.

Tabla 4.3. Resultados de la campaña experimental de refuerzos anclados

Identificación		P máx (KN)	Media	Recorrido	Desv. estándar	CV	% control	Modo de fallo	Localización del fallo
Serie de control (Adherida)	U-1	46.70	41.58	11.80	4.30	0.10	-	Despegue/tracción soporte	Soporte
	U-2	43.30						Despegue	Soporte
	U-3	41.40						Despegue	Soporte
	U-4	34.90						Despegue	Soporte
Serie-O (abanico del anclaje sobre el tejido)	O-1	52.10	54.18	4.80	1.79	0.03	130,31	Tracción refuerzo	Tramo seco
	O-2	53.20						Tracción refuerzo	Tramo seco
	O-3	54.50						Rotura de anclaje	Tramo de doblado
	O-4	56.90						Tracción refuerzo	Tramo seco
Serie-I (Abanico entre las dos capas de tejido)	I-1	66.20	58.65	3.70	4.55	0.08	141,07	Cono de hormigón	Punto inserción anclaje
	I-2	54.20						Tracción refuerzo	Tramo seco
	I-3	56.30						Tracción refuerzo	Tramo seco
	I-4	57.90						Tracción refuerzo	Tramo seco
Serie-R (Anclaje embebido en rozas radiales)	R-1	54.30	51.65	1.10	3.24	0.06	124,23	Despegue	Alrededor de roza central
	R.2	55.40						Despegue	Alrededor de roza central
	R.3	48.90						Despegue	Alrededor de roza central
	R.4	48.00						Despegue	Alrededor de roza central
Serie-M (Anclajes múltiples)	T.1	55.0	51.55	6.90	3.45	0.07	123.99	Tracción refuerzo	Tramo seco
	T.2	48.1						Tracción refuerzo	Tramo seco
	L.1	55.0	52.00	6.00	3.00	0.06	125.08	Tracción refuerzo	Tramo seco
	L.2	49.0						Tracción refuerzo	Tramo seco

4.3.3 Análisis de resultados de refuerzos adheridos y anclados en términos de resistencia

En esta sección se estudia la influencia de la instalación de anclajes en tejidos adheridos, así como de la posición relativa anclaje refuerzo y de la configuración de múltiples anclajes. Se ha estudiado la carga máxima alcanzada por el mecanismo adherente, y la mejora en términos de resistencia lograda con las distintas disposiciones de anclajes estudiadas.

4.3.3.1 Resistencia de la serie control

La serie control consistió en cuatro probetas simplemente adheridas. Los tejidos se adhirieron al soporte desde el extremo del refuerzo hasta una distancia de 4 cm del extremo cargado de la probeta; esta configuración se hizo siguiendo los ejemplos de (McGuirk y Breña, 2012) y (Zhang y Smith, 2011-2013); el objetivo del tramo no adherido es evitar el corte de las fibras en caso de pequeños giros del soporte, así como la rotura de una cuña de hormigón en el extremo cargado.

La longitud adherida de los refuerzos fue por tanto de 260 mm en todas las probetas. La longitud efectiva de transferencia de tensiones se calculó para conforme a las expresiones del boletín 14 de la fib (2001), la TR55 (2012), la CNR-DT (2013) y el modelo de Chen y Teng (2001). En la tabla 4.4 se resumen las longitudes efectivas según los distintos modelos empleados.

Tabla 4.4. Estimación de la longitud efectiva para los refuerzos ensayados

Modelo	Longitud efectiva (mm)
fib 14-2001 (a partir de Neubauer et al. 1997)	90
Chen y Teng (2001)	94
TR55-2012, con $f_{ctk,0.05}$	106
CNR DT-2013	79

Cabe mencionar que Franco y Royer-Carfagni (2014) concluyen que la CNR-DT propone una longitud efectiva superior a la real, a partir de resultados experimentales y un modelo numérico. Es por tanto aceptable la hipótesis de que la longitud adherida de los refuerzos ensayados es suficiente para que se alcance la máxima resistencia de adherencia.

En la figura 4.12 se han comparado los resultados de la serie de control con la predicción de carga máxima de los modelos considerados en el cálculo de la longitud efectiva. Se han seleccionado estos modelos por ser los de mayor difusión y mejor aceptación por parte de la comunidad científica, y por representar los valores normativos de diseño de refuerzos de FRP.

Figura 4.12. Resultados de la serie control y predicciones de resistencia

En general los modelos presentan un buen ajuste con los resultados obtenidos. Cabe destacar que el modelo de Chen y Teng (2001) presenta un ajuste del 0,99%. Los modelos de la CNR-DT y de la TR55, por tratarse de valores normativos y por tanto contar con coeficientes de seguridad y minoración de la resistencia, quedan del lado de la seguridad. Por su parte, el modelo de Neubauer (1997) da una predicción mayor a la carga media obtenida en los ensayos.

4.3.3.2 Influencia de la posición relativa del tramo libre del anclaje con respecto a las capas de tejido

Los resultados obtenidos permiten afirmar que la configuración del anclaje y su posición con respecto al refuerzo influyen en el modo de fallo y en la carga máxima. Las probetas de la serie R, en las que el anclaje embebido en rozas no consiguió evitar el despegue del refuerzo, exhibieron un una resistencia de 124% la de la serie de control, gracias a la colocación de los anclajes. Los mejores resultados se obtuvieron para los anclajes con el tramo libre embebido entre dos capas de refuerzo, con una carga máxima de un 141% de la resistencia de adherencia; el mejor comportamiento de esta disposición se explica por la mejor interacción de las fibras del anclaje y del tejido, y porque esta disposición no implica debilitar el refuerzo en el punto de inserción del conector como ocurre en la serie I con anclajes atravesando el laminado.

La figura 4.13 recoge la influencia en términos de carga máxima de las disposiciones relativas ensayadas.

Figura 4.13. Influencia de la disposición relativa anclaje-refuerzo

4.3.3.3 Influencia de anclajes múltiples

Las probetas con dos anclajes entre las capas de de tejido no presentaron un incremento de la resistencia gracias a estar más ancladas sino que, por el contrario, tuvieron un comportamiento peor que las probetas con un único anclaje con esta misma configuración. En todos los casos se dio el fallo a tracción del tramo seco del tejido, con un despegue del extremo cargado hasta el frente del abanico de los anclajes.

Los peores resultados de esta serie pueden explicarse como una consecuencia de la mayor rigidez del sistema, que precipitó el colapso por el punto más débil del refuerzo. Las resistencias obtenidas son semejantes a las de los refuerzos con un anclaje de la serie R; las probetas con dos anclajes dispuestos transversal y longitudinalmente en el refuerzo presentaron un 124% y un 125% de la resistencia de la serie control, respectivamente.

Con los datos disponibles no se aprecian diferencias significativas entre las disposiciones transversales y longitudinales. Debe tenerse en cuenta que en todos los casos se procuró un abanico de anclaje que cubriera todo el ancho del refuerzo, lo que permite aceptar la hipótesis de que un anclaje de 10 mm de diámetro es suficiente para anclar tejidos de hasta 150 mm de ancho, no precisándose más de un anclaje en sentido transversal.

Sobre esta cuestión se volverá en el apartado 5.5.1, con las conclusiones extraídas del estudio de la base de datos completa de tejidos anclados. La sección 5.7 relaciona el modelo de cálculo propuesto con los resultados de la campaña experimental presentada en este capítulo.

Con respecto a la influencia de las múltiples filas de anclajes, es más difícil llegar a conclusiones acerca del comportamiento. En la bibliografía se destaca la importancia de la posición del anclaje dentro de la longitud efectiva de transferencia de tensiones (Niemitz, 2008)(Niemitz y Breña, 2012), tal y como se desarrolló en el apartado correspondiente del marco teórico; en este sentido, puede afirmarse que el espaciamiento entre filas no ha llevado en este caso al desaprovechamiento de las mismas, ya que de hecho la rotura de las fibras se ha producido antes del fallo de la primera fila de conectores.

Si se acepta la hipótesis de que un anclaje es lo suficientemente resistente como para anclar el ancho de lámina con el espesor dado, la inclusión de una segunda fila no tendría que suponer diferencia alguna ya que el tramo de refuerzo tras el anclaje no llegaría a desprenderse. Por el contrario, si se produce fallo en el anclaje, la segunda fila debería garantizar una mayor ductilidad y evitar que el refuerzo se despegara completamente a partir del punto de arrancamiento o rotura del anclaje; Zhang y Smith (2012) realizaron una campaña bastante extensa de anclajes múltiples dispuestos longitudinalmente, y no llegaron a una tendencia fija de la influencia del número de filas sino que concluyeron que la influencia de una segunda y tercera fila es mayor en el comportamiento post-pico.

En este caso, el modo de fallo se concentró en el refuerzo, por lo que se considera que la segunda fila no llega a entrar en carga, como tampoco se produjo despegue más allá de la línea del frente del abanico.

Estas observaciones dejan abierta la influencia de la alineación longitudinal de anclajes, pero permiten afirmar que una segunda fila garantiza una cierta resistencia en caso de fallo de la primera, por lo que puede ser un buen seguro en estructuras reales como medida de prevención de posibles deficiencias de ejecución.

4.3.4 Análisis de curvas carga-desplazamiento

En este apartado se discute la influencia de las disposiciones de anclajes estudiadas en la respuesta carga-desplazamiento de los refuerzos. En primer lugar se analizan los gráficos correspondientes a la serie control y las series I, O y R, con un anclaje. Las respuestas obtenidas por la serie control y la serie I, con el abanico del anclaje entre las capas del refuerzo, se han comparado con la respuesta genérica propuesta por Zhang et al (2013).

A continuación, se discuten los resultados con múltiples anclajes. Al igual que en el caso de la carga máxima, no se aprecian mejoras significativas con la instalación de anclajes múltiples. Cabe destacar que la deslaminación se detuvo en todos los casos en el frente de anclajes.

4.3.4.1 Curvas carga-desplazamiento de la serie de control y de la serie con un único anclaje

Tanto los tejidos anclados como los simplemente adheridos presentan una primera rama prácticamente lineal previa al despegue. La máxima carga lograda antes del despegue se sigue de un descenso de la carga máxima, consecuencia de la pérdida de transferencia de tensiones en la interfaz y del deterioro del comportamiento conjunto del refuerzo y del soporte.

Tras el despegue total o parcial del laminado la presencia de anclajes aporta una resistencia post-pico, la cual supuso un claro incremento de la carga máxima respecto al mecanismo adherente en la serie I; en la serie O, y en uno de los refuerzos de la serie R, es posible identificar también este comportamiento residual aunque de forma menos clara. Las respuestas obtenidas por los anclajes con el abanico entre capas de refuerzo, y en menor medida por los anclajes adheridos sobre el refuerzo, son coherentes con las observaciones previas de Niemitz (2008), McGuirk y Breña (2012), y Zhang (2013).

Las figuras 4.14, 4.15, 4.16 y 4.17 muestran las curvas carga-desplazamiento de las series U, O, R e I, respectivamente.

Figura 4.14. Curvas cargas-desplazamiento de refuerzos adheridos

Figura 4.15. Curvas carga-desplazamiento de refuerzos con abanico de expansión del anclaje sobre el tejido

Figura 4.16. Curvas carga-desplazamiento de refuerzos con tramo libre del anclaje embebido en rozas radiales en el soporte

Figura 4.17. Curvas carga-desplazamiento de refuerzos con abanico de expansión del anclaje entre capas de tejido

De los resultados puede extraerse que la disposición relativa del tramo libre del anclaje respecto de las capas de tejido afecta el comportamiento post-pico y la ductilidad del sistema de refuerzo, la cual se ve especialmente mejorada con los abanicos de expansión embebidos entre las capas de tejido.

El despegue del refuerzo hasta el punto de inserción del anclaje se dio a una carga media de 50 kN en la serie I, siendo la carga post-pico resistida por el anclaje de un 117% de la de despegue de la misma serie. En las series R y O no se pueden extraer puntos de inicio del despegue.

4.3.4.2 Respuesta genérica de refuerzos anclados

La respuesta carga-desplazamiento de refuerzos de FRP anclados fue estudiada por Zhang et al. (2012), quienes propusieron un modelo genérico poniendo en relación la respuesta de los refuerzos simplemente adheridos y de los refuerzos con anclajes de FRP. Este modelo presenta una mayor resistencia en el tramo lineal previo al despegue en los refuerzos anclados, lo que indica que el sistema de anclaje es capaz de retrasar el fallo por despegue; el anclaje aporta además una mayor ductilidad. Sin embargo, en este modelo genérico la resistencia post-pico previa al fallo del anclaje se supone inferior a la máxima conseguida antes del despegue.

En la Figura 4.18 se ha comparado el modelo de Zhang et al. (2012) con la respuesta generalizada de las probetas de la serie control y de la serie I. Los resultados de la campaña experimental permiten concluir que una carga post-pico superior a la de despegue puede ser alcanzada por anclajes con el tramo de expansión dispuesto entre capas de refuerzo. Cabe señalar que el modelo fue desarrollado a partir de los resultados de campañas experimentales con anclajes con el abanico sobre el refuerzo, con distintos ángulos de expansión del abanico y variación de la geometría del refuerzo y de la inclinación de la perforación del anclaje respecto a la superficie del soporte.

Figura 4.18. Comparación de la respuesta carga-desplazamiento según el modelo de Zhang et al. (2012) y los resultados de la campaña experimental

En la figura se han representado en gris las curvas genéricas propuestas por Zhang et al. (2012), y el naranja las tendencias observadas en la serie I de la campaña experimental realizada. Se ha igualado para ambos casos el valor pico $P_{max,1}$ al valor de despegue del laminado en el frente de anclaje. Es precisamente a partir de este punto donde más diferencia se produce entre las dos aproximaciones, ya que en el modelo de referencia la resistencia post-pico del anclaje es sustancialmente menor a $P_{max,1}$, mientras que en los ensayos se presentó un crecimiento de la resistencia, tras la caída provocada por el comienzo de la deslaminación, hasta valores un 17% superiores.

Una posible explicación al fenómeno es que los anclajes ensayados por Zhang et al. (2012) no tenían optimizada la longitud embebida ni el ángulo, por lo que su resistencia unitaria puede ser bastante menor a la de adherencia del laminado. Sin embargo, en cualquier caso y con independencia de la carga máxima soportada por el anclaje, una tendencia común es la del retraso del inicio del despegue lo cual se traduce en un incremento de $P_{max,1}$.

4.3.4.3 Curvas carga-desplazamiento de la serie de anclajes múltiples

La respuesta en términos de carga-desplazamiento de probetas con anclajes múltiples indica que el tejido no sufre una pérdida importante de resistencia a consecuencia del despegue. Esto es coherente con el modo de fallo observado en las probetas, en las que sólo se presentó despegue el extremo cargado hasta el frente de los anclajes, en lugar de la deslaminación .

En la figura 4.19 se presentan las gráficas correspondientes a los anclajes dispuestos longitudinalmente, en dos filas. La relación carga-desplazamiento tiene una tendencia prácticamente lineal, pudiendo detectarse un descenso en la resistencia motivado por el inicio de la deslaminación; la pendiente de las gráficas es muy semejante a la obtenida para un único anclaje con el abanico dispuesto entre capas de refuerzo.

Figura 4.19. Curvas carga desplazamiento de refuerzos con dos anclajes dispuestos longitudinalmente (en dos filas)

El fallo en ambos casos es frágil; la menor carga máxima alcanzada se relaciona con la mayor rigidez del sistema y con el tipo de ensayo realizado, el cual provocó el fallo a tracción de las fibras en el extremo cargado.

La figura 4.20 muestra las gráficas correspondientes a los ensayos con dos anclajes en una fila. La tendencia es muy similar a la observada para anclajes múltiples dispuestos longitudinalmente, si bien en este caso no se llega a identificar el inicio de la deslaminación. Los tejidos quedaron fuertemente anclados, llevando a una mayor rigidez del sistema que trabajó solidariamente hasta el fallo a tracción del tramo seco del refuerzo.

Figura 4.20. Curvas carga desplazamiento de refuerzos con dos anclajes dispuestos en una fila

De la observación de ambas gráficas puede extraerse que, para el nivel de carga que llevó al fallo del refuerzo en el tramo seco, los anclajes múltiples procuran un nivel de interacción con el laminado lo suficientemente fuerte como para que no se produzca degradación de la transferencia de tensiones en la interfaz. Puede afirmarse, por lo tanto, que como mínimo un 125% de la carga de despegue queda garantizada como segura con estas alineaciones de anclajes.

Capítulo 5

Modelo analítico para estimar la contribución de los anclajes de FRP a la resistencia de refuerzos adheridos

5.1 Introducción

Este capítulo presenta un modelo de cálculo ingenieril, elaborado a partir de los modelos existentes para anclajes mecánicos y refuerzos internos de FRP y contrastado con las campañas experimentales realizadas y con las bases de datos existentes tanto de anclajes aislados como de tejidos anclados. Se pretende así avanzar en la evaluación y verificación de los ensayos para anclajes de FRP, valorando los parámetros que tienen una mayor relevancia en su comportamiento.

Un modelo de cálculo es mejor cuanto mejor es su capacidad de predicción. Sin embargo, un buen modelo de cálculo ingenieril debe poder ser integrado en los cálculos de un proyecto sin suponer un coste excesivo. La complejidad del comportamiento de los anclajes de FRP, y el gran número de variables implicadas, dificultan enormemente la elaboración de unas expresiones de cálculo sencillas y, al mismo tiempo, suficientemente ajustadas a la realidad.

5.2 Esquema de validación del modelo de diseño y los ensayos para sistemas de anclaje

El fin último de las investigaciones sobre sistemas de anclaje de FRP es conseguir unos parámetros de diseño fiables que permitan el uso de dichos sistemas en proyectos reales, preferiblemente mediante la inclusión de modelos de cálculo en guías y normativas. En el caso de los anclajes de FRP, tal y como se ha comentado con respecto al marco teórico y normativo actual, a día de hoy se conocen bastantes mecanismos implicados en el comportamiento de los conectores pero dicho conocimiento es insuficiente para producir una guía de diseño completa.

En este capítulo, y en el conjunto de la investigación, se ha partido del esquema metodológico propuesto por Grelle y Sneed (2013) y expuesto en el apartado 2.8.1. Conforme al primer paso del método, se realizaron ensayos independientes del dispositivo de anclaje; considerando que la base disponible de ensayos de arrancamiento por tracción directa es suficientemente amplia, se llevaron a cabo ensayos de corte para el análisis de los parámetros propios de este tipo de sollicitación. Dichos ensayos de corte conformaron la primera fase experimental, presentada en el capítulo 3 de este documento.

El segundo paso es el diseño de un refuerzo anclado acorde con los resultados obtenidos en la primera fase experimental, y conforme a esto se diseñaron las probetas de la segunda fase experimental. El tercer paso del esquema de Grelle y Sneed (2013) implica el desarrollo de un test representativo del comportamiento del conjunto, es decir, de la estructura real. Se considera que este test representativo, presumiblemente mediante ensayos tipo viga o modificados, es difícilmente realizable para cada obra. Es por ello que, con idea de disponer de unos métodos de ensayo que puedan efectuarse como parte del control de un proyecto cualquiera, se ha sustituido por el ensayo de los refuerzos anclados a corte simple.

Evidentemente, esto es una simplificación, que puede no ser aplicable a algunas situaciones constructivas, pero se acepta que el ensayo a corte simple o doble equivale a la sollicitación pésima en términos de adherencia de la interfaz FRP-soporte, y por esa misma razón los ensayos de corte simple y doble tienen aceptación general para la evaluación de la resistencia a despegue de laminados no anclados.

El cuarto paso, y puede decirse que el principal, consiste en la verificación de los ensayos del sistema de anclaje aislado y del refuerzo anclado. Esta verificación viene acompañada por la validación del diseño asumido para los refuerzos anclados.

Es este último paso el que ha llevado a la elaboración de un modelo analítico tanto de la carga unitaria de los anclajes como de la contribución a la resistencia de los refuerzos anclados. Se quiere destacar que el modelo de cálculo se ha realizado en base a unos resultados limitados, que en modo alguno pueden ser suficientemente representativos de todas las variables implicadas en el proceso. En algunos casos, como en el de la longitud embebida de anclajes o el ángulo de la perforación, existen más datos por lo que se confía en que la identificación de los parámetros sea bastante ajustada a la realidad; en otros, tales como el espaciamiento de anclajes múltiples y especialmente en el caso de varias filas de anclajes, como ya se indicó en el apartado correspondiente del marco teórico los datos a día de hoy son claramente insuficientes para poder establecer relaciones y tendencias de estas variables.

La aplicación del modelo de cálculo a la base de datos disponible, tanto de los ensayos realizados como parte de esta investigación como de los trabajos de otros autores, persigue tanto la validación del modelo en sí como la aceptación o no de la metodología de ensayo habitualmente empleada. A continuación se presenta un esquema general del procedimiento seguido para el desarrollo del modelo y el paso de validación.

Figura 5.1. Esquema general de validación de anclajes

5.3 Comportamiento de cordones aislados

La primera campaña experimental se realizó con vistas a obtener una base de datos lo suficientemente amplia como para evaluar el impacto de las distintas variables implicadas en el comportamiento de los anclajes de FRP. Se consideró que para evaluar la resistencia unitaria de los anclajes, y no su contribución a la resistencia de los refuerzos anclados, era necesario estudiar los parámetros de la perforación. De esta forma, se distinguieron variables geométricas y de ejecución dentro del proceso de perforación e inserción de los anclajes.

Los resultados de la campaña experimental llevaron a concluir que no todas las variables estudiadas influyen de igual manera en la resistencia a corte de los anclajes. En este sentido, la técnica de fabricación e inserción de los anclajes se ha descartado en el modelo de cálculo, siendo su influencia mucho menor que la de otras variables.

La profundidad de perforación es, sin duda, una de las variables que más afectan a la resistencia de los conectores. Los resultados obtenidos son consistentes con la base de datos de anclajes ensayados a arrancamiento por tracción directa.

A pesar de su relevancia en la carga máxima, la profundidad de perforación no parece ser la única variable a tener en cuenta en el modelo de predicción de la carga máxima a cortante, a partir de una longitud embebida suficiente para evitar el fallo por deslizamiento o por cono de hormigón. De este modo, cuando la profundidad permite alcanzar una resistencia a corte suficiente de la interfaz resina-soporte en las paredes de la perforación, la respuesta de los anclajes es dominada por las tensiones de doblado y, por último, por la resistencia a tracción del propio conector.

5.4 Elaboración del modelo de cálculo para la carga unitaria del anclaje

Los análisis de regresión múltiple expuestos en el apartado 3.4 permiten identificar las variables con una mayor y menor significación en los resultados experimentales. Por otra parte, la influencia de las distintas variables obtenida en el tratamiento estadístico de datos es coherente con lo observado en términos de carga máxima, modo de fallo y respuesta carga-desplazamiento.

Sin embargo, la fiabilidad de los modelos estadísticos para la predicción depende principalmente de tener una base de datos suficientemente amplia como para que las muestras de cada variable sean representativas. Está fuera del alcance de este trabajo elaborar una base de datos de estas características, y en la bibliografía disponible no existen estudios cuyos resultados sean extrapolables directamente.

Por todo ello, se ha optado por elaborar un modelo de cálculo basado en los modelos existentes de anclajes a arrancamiento (anclajes químicos y anclajes de FRP ensayados a arrancamiento por tracción directa) y en las expresiones para estimar la reducción de resistencia por acodalamiento en refuerzos internos de FRP. Se ha evaluado la capacidad predictiva del modelo contrastándolo con las fases experimentales de este trabajo y con las publicaciones de anclajes a arrancamiento y de refuerzos anclados a cortante de la bibliografía. De este modo se ha llegado a unas expresiones genéricas, independientes del modo de trabajo de los anclajes.

5.4.1 Forma general del modelo

La carga máxima de los anclajes está relacionada con su modo de fallo. Se han distinguido tres patrones de comportamiento correspondientes a tres relaciones carga-desplazamiento y a tres modos de fallo denominados principales: arrancamiento, acodalamiento y resistencia a tracción pura.

Idealmente, la carga de rotura de un anclaje será la de su resistencia a tracción; partiendo de esta hipótesis, la carga máxima de los anclajes se ha expresado en todo el modelo en términos de la relación $P_{m\acute{a}x}/P_{ult}$, siendo $P_{m\acute{a}x}$ la predicción de carga máxima del anclaje y P_{ult} la carga de rotura a tracción; esto permite optimizar el diseño de los anclajes para acercarse en lo posible al valor de $P_{m\acute{a}x}/P_{ult}=1$.

La carga unitaria de un anclaje para el diseño de refuerzos anclados podrá obtenerse multiplicando el valor de $P_{m\acute{a}x}/P_{ult}$ dado por el modelo por la sección del conector y su resistencia a tracción. Es necesario señalar que la base de datos existente consta principalmente de conectores de fibra de carbono; la validación del modelo para conectores con fibras de vidrio o de aramida deberá realizarse con un apoyo experimental. Otro aspecto importante a tener en cuenta es que el modelo se ha elaborado para diámetros de anclaje entre 10 y 20 mm, que son los más habituales para FRP; no se recomienda el uso de diámetros superiores ya que pueden dar lugar a un menor aprovechamiento del material como consecuencia de una reducción de la tensión media de corte en la interfaz resina-soporte y del aplastamiento de una cuantía mayor de fibras en el tramo de doblado.

Considerando que el fallo a tracción es un máximo ($P_{m\acute{a}x}/P_{ult}=1$), difícilmente alcanzable en condiciones reales, en el modelo se han distinguido dos tipos de comportamiento en función del modo de fallo. Esto ha obligado en primer lugar a catalogar conjuntamente los posibles modos de fallo presentes en la literatura, y posteriormente a agruparlos en dos modos principales. En las principales campañas a arrancamiento por tracción directa, expuestas en el capítulo 2, se distinguía el fallo por rotura de cono de hormigón (CC), fallo mixto (CB), fallo adherente (BF) y rotura de las fibras (FR). Análogamente, en la primera campaña experimental de esta investigación se observaron fallo por rotura de cono de hormigón (CC), fallo adherente (BF), rotura en el tramo de doblado (BD) y rotura de las fibras en el tramo libre (FR).

La figura 5.2 representa de forma esquemática los cinco modos de fallo posibles en un anclaje de FRP sometido a corte.

Figura 5.2. Modos de fallo en anclajes de FRP sometidos a corte

En el modelo de Kim y Smith (2010), presentado en el apartado 2.9.2.1 y cuya formulación se retomará a continuación, se agruparon los modos de fallo mixto y adherente. Para el modelo propuesto se mantiene esta consideración. El fallo en el tramo de doblado solo se dará para anclajes con ángulos de inserción distintos a 180° , es decir, para anclajes sometidos a cortante. El fallo por rotura del cono de hormigón, el cual se relaciona con longitudes insuficientes del tramo embebido, se ha unido a los fallos mixto y adherente en anclajes a tracción; en anclajes ensayados a corte, la baja incidencia de este modo de fallo se ha relacionado con errores de ejecución o irregularidades en el soporte, por lo que no se contempla en el modelo.

Conforme a lo anterior, el modelo incorpora dos comportamientos principales, adherente y de acodamiento, y un máximo, la resistencia a tracción. El comportamiento adherente, correspondiente a fallo mixto o adherente, se ha denominado P_{mix} . El valor de P_{mix} queda determinado por la geometría de la perforación y la resistencia del soporte y no por las propiedades del anclaje; P_{mix} , expresado en kN, es una fracción de P_{ult} . Por su parte, y de acuerdo con las expresiones existentes para refuerzos internos con doblado, el comportamiento de acodamiento se identifica como P_{dob}/P_{ult} , estimándose desde el principio como la reducción de la resistencia a tracción por concentración de tensiones en el tramo de doblado.

La forma general del modelo comprende, de acuerdo con lo expuesto arriba, tres ramas de comportamiento que conforman una envolvente de rotura. Dicha envolvente será distinta en función de los parámetros considerados. En la Figura 5.3 se muestra un esquema de la forma genérica del modelo, con tres ramas, en función de la profundidad embebida (manteniendo como constantes las demás variables que intervienen en la resistencia unitaria del anclaje).

Figura 5.3. Forma general del modelo para conectores aislados

En la Figura 5.3 se observa que las ramas del modelo, representadas simplificada como líneas rectas, configuran una envolvente de rotura en la que la transición de un comportamiento a otro se produce para garantizar siempre la menor resistencia calculada para cada rama. De esta forma, siendo el fallo a tracción un máximo que no se puede superar, la transición desde el fallo en el tramo de doblado se da cuando $P_{dob}/P_{ult} = P_{máx}/P_{ult} = 1$. Análogamente, la transición de fallo adherente o mixto a fallo por acodamiento equivale al punto en que ambas expresiones tienen el mismo valor.

La figura anterior corresponde al criterio de fallo genérico en anclajes sometidos a corte. En anclajes instalados a 180° (sometidos a tracción pura) el modelo quedaría simplificado con dos ramas, una adherente y otra de tracción.

5.4.2 Elaboración de la base de datos de conectores aislados

Para el posterior ajuste del modelo, se ha procedido a la elaboración de una base de datos recogiendo las investigaciones precedentes y los resultados de la primera campaña experimental de esta investigación. Los datos relativos a anclajes a corte son los presentados en la sección 3.3.2 de este documento.

La base de datos se ha construido teniendo en cuenta el ángulo de inserción α respecto a la carga actuante. En el caso de probetas a cortante dicho ángulo es medido respecto a la superficie del soporte, mientras que en ensayos de arrancamiento es medido en perpendicular a la misma, según se muestra en la Figura 5.4. La figura también representa la profundidad embebida, h_{emb} , según se ha tenido en cuenta en el desarrollo del modelo.

Figura 5.4. Ángulo de doblado y longitud embebida para ensayos de arrancamiento por tracción directa y de corte

La tabla 5.1 muestra los datos correspondientes a las publicaciones de anclajes ensayados a arrancamiento por tracción directa, incluyendo los ensayos realizados con anclajes a 180° y con ángulos de 135° , 150° y 165° en los que aparece una componente de corte.

Tabla 5.1. Base de datos de ensayos de conectores aislados sometidos a
arrancamiento por tracción directa

Referencia	Ensayo	f _c (MPa)	α	r _b	d ₀ (mm)	h _{emb} (mm)	wxt ó d _a (mm)	f _{FRP} (MPa)	P _{ult} (KN)	$\frac{P_{max}}{P_{ult}}$	Modo de fallo					
Özdemir (2005)	w120h50f10d20-	10	180°	-	20	50	120x0.165	3430	67.91	0.21	CC					
	w120h50f10d20-					0.22				CC						
	w120h50f10d20-					0.21				CC						
	w120h70f10d20-					0.38				CB						
	w120h70f10d20-					0.33				CB						
	w120h70f10d20-					0.30				CB						
	w120h100f10d2	16				100				0.52	CB					
	w120h100f10d2					0.43				FR						
	w120h100f10d2					0.45				CB						
	w120h50f16d20-					0.24				CC						
	w120h50f16d20-					0.23				CC						
	w120h70f16d20-					0.41				CB						
	w120h70f16d20-					0.39				CB						
	w120h70f16d20-					0.39				CB						
	w120h100f16d2					0.61				CB						
	w120h100f16d2					0.52				CB						
	w120h100f16d2					0.52				CB						
	w120h150f10d2					0.44				FR						
	w120h150f10d2					0.46				FR						
	w120h150f10d2					0.47				FR						
w120h150f16d2	0.55	FR														
w120h150f16d2	0.51	FR														
w120h150f16d2	0.53	FR														
Kim & Smith (2009)	PF-20-12-1	33.6	180°	-	11.9	18.3	60x0.117	3800	26.68	0.25	CC					
	PF-20-12-2				12.1	19.4				0.22	CC					
	PF-20-12-3				12.1	17.5				0.23	CC					
	PF-20-14-1				14.2	20.8				0.27	CC					
	PF-20-14-2				14.1	25.1				0.32	CC					
	PF-20-14-3				16.1	21.9				0.27	CC					
	PF-20-16-1				16.1	23.5				0.30	CC					
	PF-20-16-2				15.3	21.4				0.27	CC					
	PF-20-16-3				14.2	25.0				0.32	CC					
	PF-40-12-1				12.2	41.5	110x0.117		48.91	0.39	CB					
	PF-40-12-2				11.8	44.6				0.32	CB					
	PF-40-12-3				11.8	44.8				0.44	CB					
	PF-40-14-1				14.7	44.8				0.42	CC					
	PF-40-14-2				14.8	44.6				0.37	CB					
	PF-40-14-3				14.7	44.9				0.47	FR					
	PF-40-16-1				16.3	41.3				0.42	CC					
	PF-40-16-2				16.6	41.5				0.38	CC					
	PF-40-16-3				16.4	41.3				0.23	BF					
	PF-60-12-1				11.8	66.3	130x0.117		57.80	0.56	FR					
	PF-60-12-2				11.8	65.6				0.56	CB					
	PF-60-12-3				11.7	66.3				0.56	BF					
	PF-60-14-1				14.6	64.5				0.56	FR					
	PF-60-14-2				14.6	65.7				0.56	FR					
	PF-60-14-3				14.7	65.6				0.56	FR					
	PF-60-16-1				16.3	64.5				0.56	FR					
	PF-60-16-2				16.4	64.5				0.56	FR					
	PF-60-16-3				16.5	64.5				0.56	FR					
	Ozbakkaloglu & Saatcioglu (2009)				HD12.7L25T1	53	180°		-	12.7	24	80x0.165	3800	50.16	0.16	CC
					HD12.7L25T2	54				12.7	26				0.19	CC
					HD12.7L25T3	56				12.7	27				0.20	CC
D12.7L25T4		50	12.7	18	0.12	CC										
HD15.9L25T1		57	15.9	26	0.21	CC										
HD15.9L25T2		57	15.9	26	120 x0.165	75.2		0.21		CC						
HD15.9L25T3		60	15.9	28				0.16		CC						
HD19.1L25T1		57	19.1	24				0.21		CC						
HD19.1L25T2		60	19.1	22	80 x0.165	50.16		0.13		CC						
HD19.1L25T3		60	19.1	28				0.18		CC						
ND15.9L25T1		27	15.9	24				0.11		CC						
ND15.9L25T2		27	15.9	26	120 x0.165	75.24		0.12		CC						
ND15.9L25T3		27	15.9	24				0.12		CC						
HD12.7L50T1		56	12.7	47				140 x0.165		87.78	0.23	CB				
HD12.7L50T2		54	12.7	51	0.27	CB										
HD12.7L50T3		55	12.7	46	0.24	CB										
HD12.7L50T4		55	12.7	51	0.28	CB										
HD15.9L50T1		53	15.9	50	150 x0.165	94.05		0.28		CB						
HD15.9L50T2		48	15.9	50				0.28		CB						
HD15.9L50T3		49	15.9	49				0.28		CB						
HD15.9L50T4		49	15.9	48				0.27		CB						
HD15.9L50T5		53	15.9	56				0.33		CB						
HD15.9L50T6		48	15.9	51				0.30		CB						
HD19.1L50T1		52	19.1	59	140 x0.165	87.78		0.42		CB						
HD19.1L50T2		57	19.1	50				0.32		CB						
HD19.1L50T3		57	19.1	49				0.30		CB						
ND12.7L50T1		27	12.7	48				0.24		CB						
ND12.7L50T2		27	12.7	49				0.25		CB						
ND12.7L50T3		27	12.7	53				0.28		CB						
HD12.7L75T1		56	12.7	78	140 x0.165	87.78		0.40		CB						
HD12.7L75T2	54	12.7	75	0.38			CB									
HD12.7L75T3	50	12.7	72	0.37			CB									

Referencia	Ensayo	f'c (MPa)	α	r _b	d ₀ (mm)	h _{emb} (mm)	wxt ó d _a (mm)	f _{FRP} (MPa)	P _{ult} (KN)	$\frac{P_{\max}}{P_{ult}}$	Modo de fallo
Ozbakkaloglu & Saatcioglu (2009)	HD15.9L75T1	53	180°	-	15.9	77	200 x0.165	3800	125.40	0.32	CB
	HD15.9L75T2	52			15.9	75				0.31	CB
	HD15.9L75T3	52			15.9	74				0.33	CB
	HD15.9L75T4	57			15.9	78				0.36	CB
	HD19.1L75T1	48			19.1	72				0.32	CB
	HD19.1L75T2	57			19.1	74				0.35	CB
	HD19.1L75T3	52			19.1	76	0.38		CB		
	HD19.1L75T4	57			19.1	75	0.36		CB		
	HD19.1L100T1	48			19.1	99	300 x0.165		188.10	0.31	CB
	HD19.1L100T2	50			19.1	100				0.32	CB
	HD19.1L100T3	57			19.1	100				0.32	CB
	HD12.7L50T8	54			12.7	50	80 x0.165		50.16	0.10	FR
	HD19.1L50T8 80	54			19.1	50				0.50	FR
	HD12.7L75T7	54			12.7	75				0.41	FR
	HD12.7L75T8	50			12.7	75	120 x0.165		75.24	0.38	FR
	HD12.7L100T3	50			12.7	100				0.38	FR
	HD12.7L100T4	53			12.7	100				0.30	FR
	HD12.7L100T5	56			12.7	100	140 x0.165		87.78	0.44	FR
	HD15.9L100T2	53			15.9	100	220 x0.165			137.94	0.31
	HD12.7L50I45T1	53	135°	0.3	12.7	50	120 x0.165		75.24	0.12	BF+BD
	HD15.9L75I15T1	53	165°		15.9	74	200 x0.165		125.40	0.29	BF
	HD15.9L75I15T2	53			15.9	77				0.34	BF
	HD15.9L75I15T3	53			15.9	79				0.33	BD
	HD15.9L75I30T1	53	150°		15.9	75				0.25	BD
	HD15.9L75I30T2	53			15.9	77				0.19	BD
	HD15.9L75I45T1	53	135°		15.9	75				0.14	BF+BD
	HD15.9L75I45T2	53			15.9	78				0.17	BF+BD
Eshwar et al. (2008)	pull-out 1 in (1-3)	35.2	180°	-	13	25	d _a =10 mm	1836	144.20	0.15	BF
	pull-out 2 in (1-3)	35.2				50				0.20	BF

En la tabla anterior es destacable la variación en la resistencia del soporte y en la profundidad embebida, variables que se consideran fundamentales para el comportamiento adherente.

La presencia de distintos ángulos en los ensayos presentados en el capítulo 3 de este documento y en la tabla 5.1, junto con los radios de doblado utilizados en la campaña experimental realizada, permiten estudiar la influencia del doblado en la resistencia de los anclajes.

5.4.3 Resistencia a tracción del anclaje

La carga de rotura a tracción del anclaje de FRP, P_{ult} , la cual se ha definido como el máximo del modelo, puede calcularse de distintas formas conforme a expresiones conocidas. Con objeto de homogeneizar la base de datos, se han calculado los valores para todos los ensayos partiendo de si los conectores se fabricaron a partir de tejido o de cordón. En el caso de los anclajes fabricados con tejido enrollado, la resistencia a tracción se ha estimado con la expresión:

$$P_{ult} = \gamma \cdot w_{fib} \cdot t_{fib} \cdot f_{fib} \quad (5.1)$$

donde w_{fib} y t_{fib} son, respectivamente, el ancho y espesor del tejido; f_{fib} es la resistencia a tracción característica de las fibras, que como se comentó en el capítulo 2 es muy variable y depende fundamentalmente del tipo de fibra (carbono, vidrio, etc.); γ es un factor correctivo. Se ha partido de γ igual a 1.

En el caso de los anclajes contruidos a partir de rollos de fibras, el cálculo es algo más complejo pero al mismo tiempo puede ser más exacto, ya que puede conocerse el diámetro final del anclaje y la cuantía de fibras. La resistencia del conector puede estimarse, por tanto, como sigue:

$$P_{ult} = f_{fib} \cdot A_{fib} + f_{mat} \cdot A_{mat} \quad (5.2)$$

con A_{fib} igual al área total de fibras en la sección, A_{mat} igual a la cantidad de resina para un diámetro resultante determinado, y f_{fib} y f_{mat} la resistencia a tracción de las fibras y la resina, respectivamente.

Por último, si se tiene (como en el caso de la presente investigación) un dato unificado de la resistencia a tracción ponderando la cuantía de fibras en la sección total, se ha empleado la siguiente expresión la cual reduce la geometría del anclaje a su diámetro:

$$P_{ult} = f_{FRP} \cdot \pi \cdot (R_a)^2 \quad (5.3)$$

5.4.4 Comportamiento adherente

La primera rama de la envolvente de rotura, conforme a la Figura 5.3, es la determinada por el fallo mixto o adherente. Para estudiar este comportamiento se ha recurrido al modelo existente de Kim y Smith (2010) para anclajes sometidos a arrancamiento por tracción directa, expuesto en el apartado 2.9.2.1, y que distinguía entre fallo por rotura de cono de hormigón, fallo mixto o adherente y fallo a tracción del anclaje.

El modelo de Kim y Smith (2010) presenta buen ajuste para los anclajes con profundidades iguales o inferiores a 50 mm ensayados a arrancamiento por tracción directa (*pull-out*), lo que equivale a una inclinación del tramo embebido de 180° respecto a la tensión principal.

En la figura 5.5 se muestran los resultados de las principales campañas de anclajes ensayados a arrancamiento: Özdemir (2005); Ozbakkaloglu y Saatcioglu (2009) y Kim y Smith (2010); los resultados se han agrupado en función del modo de fallo. Puede observarse que existe una relación entre la profundidad embebida y el modo de fallo, la cual es recogida en el modelo de Kim y Smith (2010).

Figura 5.5. Ensayos publicados de arrancamiento de conectores de FRP agrupados según el modo de fallo

En el gráfico anterior puede observarse que, si bien el modo de fallo está definido por la longitud embebida, la fractura del cono de hormigón tiene alta incidencia solo para profundidades reducidas en torno a 20-30 mm. Cabe añadir a esta observación que la profundidad es aún menor para soportes con resistencias elevadas, siendo el fallo por cono de hormigón función de la resistencia del mismo.

En el caso de anclajes sometidos a corte la posibilidad de fractura del hormigón es menor, ya que se moviliza una cuña asimétrica. Dada la escasa incidencia del fallo del cono del hormigón en el total de datos disponibles, y con el objetivo de conseguir un modelo lo menos complejo posible, se ha optado por suprimir la primera rama del modelo de Kim y Smith (2010) correspondiente a este modo de fallo; dicha primera rama quedaba definida en el apartado 2.9.2.1 con la expresión (2.12), en función de la longitud embebida y la resistencia a del soporte.

Cabe mencionar, además, que el fallo por rotura de cono de hormigón lleva a daños en el soporte, por lo que se considera un fallo indeseable; en el boletín fib 58 (2011) para anclajes químicos en hormigón se recomienda una profundidad mínima de 40 mm, con objeto de evitar este modo de fallo que está relacionado, según esta guía, con la transmisión de tensiones dentro de la capa de recubrimiento de la armadura. Atendiendo a estas consideraciones, todos los fallos que producen separación del conector del soporte sin daños considerables en las fibras se consideran de modo mixto. El modo mixto se engloba la fractura del soporte hasta cierta profundidad y el fallo adherente del anclaje; dentro de este fallo adherente se puede distinguir a su vez entre la deslaminación conector-resina y el deslizamiento resina-soporte.

Para modelar el comportamiento con fallo mixto se han considerado los modelos existentes de adherencia para anclajes químicos instalados una vez construido el elemento (*post-installed anchors*), puesto que en todos los conectores de la base de datos que presentaron fallo por arrancamiento este fue debido al deslizamiento en la interfaz la resina-soporte. Los parámetros considerados por dichos modelos de adherencia son la profundidad de la perforación, la sección de la perforación y la tensión de adherencia. Puede asumirse la simplificación de que el valor de la tensión de adherencia es uniforme en toda la profundidad, por tratarse por lo general de longitudes de introducción reducidas, aunque esto no responde al comportamiento real en las paredes de la perforación.

La forma general de los modelos de adherencia presentes en la literatura se expresa a continuación:

$$P_{mix} = \tau_u \cdot \pi \cdot d_0 \cdot h_{emb} \quad (5.4)$$

El valor de τ_u varía en los modelos publicados hasta la fecha, la mayoría de los cuales se desarrollaron para anclajes metálicos instalados con resina. La tabla 5.2 recoge los valores de τ_u de los modelos de adherencia de la bibliografía.

Tabla 5.2. Valores de tensión de adherencia de los modelos existentes

Referencia	P_{mix}	τ_u	Valor de τ_u
Cook (1993)	$\tau_u \cdot \pi \cdot d_0 \cdot h_{emb}$	6.3-14.6	Valores ensayo
CEB (1994)		8	Diseño
Cook y Kunz (2001)		12	Percentil 5%
ACI 318-14 (2014)		13.8-17.3	Diseño (anclajes de 13 a 19 mm)
Kim y Smith (2010)		4.62 ($f'_c < 20$ MPa) 9.07 ($f'_c \geq 20$ MPa)	Diseño

Por otra parte, se han calculado los valores medios de la tensión media de adherencia para las publicaciones de ensayos de arrancamiento y para los anclajes con fallo por deslizamiento de la campaña experimental con conectores aislados. La tabla 5.3 recoge los valores experimentales de la tensión de adherencia para los ensayos de conectores de FRP a arrancamiento y a corte.

Tabla 5.3. Valores de tensión de adherencia de la bibliografía

Referencia	f'_c (MPa)	τ_u (MPa)
Özdemir (2005)	10	4.5
	16	5.2
Ozbakaloglu and Saatcioglu (2009)	50.5	8.0
Kim and Smith (2009)	33.6	9.5
Eshwar et al. (2008)	35.2	17.5
Presente investigación	42.6	8.6

Con la excepción del modelo de Kim y Smith (2010), los modelos recogidos en la literatura se basan en el comportamiento de anclajes metálicos y barras instaladas con perforación en soporte existente. Dado que las resinas habitualmente empleadas para anclajes químicos tienen propiedades análogas a las de los anclajes de FRP, se acepta que los valores de todos los modelos son igualmente de aplicación; debe tenerse en cuenta, no obstante, que la diferencia en el módulo de Poisson entre los conectores metálicos y los de FRP puede llevar a la reducción de la resistencia por fricción entre el anclaje y las paredes de la perforación (Ozbakkaloglu y Saatcioglu, 2009).

La evolución al alza de los valores medios de en los modelos sucesivos se debe, principalmente, a las resinas disponibles y a la optimización de parámetros de ejecución de la perforación incluyendo: limpieza del taladro, tipo de herramienta de perforación y rugosidad de las paredes (Eligehausen et al., 2006)(Bajer y Barnat, 2012)(Barnat y Bajer, 2015).

En las campañas existentes de anclajes de FRP, ni la calidad de las paredes de la perforación ni la resistencia a corte nominal de la resina son claramente especificadas. En los ensayos correspondientes a esta investigación, no se procuró una especial rugosidad para mejorar la adherencia, aunque sí se controló que todas las perforaciones tuvieran un nivel de limpieza suficiente. Como consecuencia de estos condicionantes, y de las diferentes propiedades del acero y los materiales compuestos, los valores medios obtenidos en los ensayos son más cercanos a los modelos primitivos como el de Cook (1993) y el CEB (1994) que a los propuestos por la ACI 318-14 (2014).

A partir de la observación de la tabla 5.3, y de acuerdo con lo expresado en párrafos precedentes, se evidencia que es difícil precisar un valor medio de la resistencia a corte entre la resina y el soporte para los anclajes de FRP. Aun así, es posible constatar la tendencia de una menor resistencia a corte en hormigones de baja resistencia. Esta tendencia fue recogida en el modelo de arrancamiento de Kim y Smith (2010), distinguiendo entre hormigones de resistencia menor de 20 MPa y hormigones de resistencia igual o superior a 20 MPa.

El criterio seguido por Kim y Smith (2010) de distinguir entre dos valores de ajuste en función de la resistencia del soporte se ha mantenido para la formulación del modelo propuesto en este capítulo. El valor de τ_u correspondiente a hormigones de baja resistencia, dada la ausencia de nuevos datos para soportes de estas características, se ha mantenido igual a 4.62 MPa.

Por su parte el valor para hormigones de resistencia igual o superior a 20 MPa fue seleccionado a partir de los modelos existentes y de la base de datos completa. Para seleccionar el valor de τ_u para el modelo en el caso de $f'_c \geq 20$ MPa, se aplicó de forma preliminar la formulación de adherencia con 15 MPa correspondiente al valor medio del rango aceptado por la ACI 318-14 (2014).

Dicho valor de $\tau_u = 15$ MPa fue contrastado con la base de datos disponible de conectores de fibra de carbono con fallo mixto o a adherente, tanto a tracción como a corte. El resultado se muestra gráficamente en la Figura 5.6, indicando que el valor de τ_u lleva a la sobreestimación de prácticamente la totalidad de la base de datos.

Figura 5.6. Carga máxima versus predicción de resistencia a fallo por arrancamiento para $\tau_u = 15$ MPa

En base al resultado presentado en la Figura 5.6, se consideró necesario ajustar el valor de τ_u para lograr que este sea representativo de los valores de la base de datos. Para ello, se calibró el valor de diseño conforme a los datos disponibles y se concluyó que, para los resultados publicados hasta la fecha, $\tau_u = 9.5$ MPa es el valor que mejor representa el comportamiento de los anclajes de FRP instalados en hormigones con resistencia igual o superior a 20 MPa.

En la figura 5.7 se representa la bondad de ajuste de los resultados con fallo adherente a $\tau_u = 9.5$ MPa, para hormigones de resistencia a compresión igual o superior a 20 MPa, y con $\tau_u = 4.62$ MPa para hormigones de resistencia a compresión inferior a 20 MPa.

Figura 5.7. Carga máxima versus predicción de fallo por arrancamiento para $\tau_u = 9.5$ MPa con $f'_c \geq 20$ MPa y $\tau_u = 4.62$ MPa con $f'_c < 20$ MPa

Puede observarse en la Figura 5.6 que el valor de $\tau_u = 9.5$ conlleva un mejor ajuste manteniendo además un 65% de valores seguros, con una media del ratio resultado/predicción de 1.06.

5.4.5 Resistencia por doblado

Este apartado define la rama de la envolvente de rotura correspondiente al fallo por acodalamiento o por concentración de tensiones en el tramo de doblado, según la Figura 5.3, y constituye la principal novedad del modelo propuesto.

El comportamiento adherente y fallo mixto de los anclajes de FRP es independiente a efectos prácticos de la dirección de introducción, es decir, de si el anclaje trabaja principalmente a tracción o a cortante. De esta forma, en el apartado anterior se ha presentado un refinamiento del modelo existente de Kim y Smith (2010) para este tipo de comportamiento. Contrariamente al caso del fallo adherente, el fallo por acodalamiento depende en gran medida de la dirección de la sollicitación actuante en el anclaje, y de los factores estudiados en la fase experimental presentada en el capítulo 3 de este documento. En el caso de los anclajes sometidos a corte, el fallo de acodalamiento se producirá siempre que la resistencia por doblado sea superior a la que provoque el fallo mixto e inferior a la resistencia a tracción del propio conector. Esta rama de comportamiento, por tanto, es intermedia y característica de los anclajes sometidos a cortante con una longitud de introducción suficiente para evitar el deslizamiento.

En la discusión de resultados del capítulo 3 se indicó la prevalencia del fallo adherente en los conectores con longitudes embebidas iguales a 50 mm, siendo este modo de fallo poco habitual para longitudes superiores. Como consecuencia, este apartado se centra en los parámetros relacionados con lo observado para anclajes con profundidad embebida mayor de 50 mm. Es necesario señalar que la base de datos disponible presenta escasos resultados para profundidades comprendidas entre 50 mm y 75 mm.

En el análisis de regresión lineal múltiple presentado en el apartado 3.4 de este documento se identificaron las variables implicadas en el comportamiento de conectores para longitudes embebidas iguales o superiores a 75 mm. Con dicho análisis se concluyó que puede despreciarse la variable de fabricación, por tener baja significación, y que el diámetro de la perforación tiene una baja relevancia en la resistencia.

La variable de sistema de fabricación, por tanto, se eliminó en las fases consecutivas del modelo de regresión y tampoco se ha tenido en cuenta en el modelo expuesto en este capítulo. La relativamente baja influencia del diámetro de la perforación se redujo a la influencia del diámetro en el radio de doblado, de forma análoga a lo realizado en el análisis de regresión con reagrupación de variables. Las variables de longitud embebida, inclinación de la perforación respecto a la carga y avellanado se estudiaron para su inclusión en el modelo.

Como se ha indicado en capítulos anteriores, el radio y del ángulo de doblado han sido escasamente estudiados en el ámbito de los anclajes de FRP. Este ha sido uno de los principales motivos del limitado desarrollo de este sistema de anclaje. Las investigaciones sobre el acodamiento se han centrado en gran medida en los refuerzos internos para hormigón, en sustitución de armaduras de acero, con objeto de establecer límites normativos para el doblado de barras y pletinas. Por este motivo, para el desarrollo del modelo de cálculo para anclajes se ha partido de las expresiones disponibles para estimar la reducción de la resistencia por doblado en refuerzos internos. El modelo de referencia es el de la JSCE (2006), el cual ha sido adoptado por la ACI440.1R (2006) y la ISIS-M03 (2007) con distintos valores del factor de seguridad F_s en cada caso. La expresión es de la forma:

$$\frac{P_{dob}}{P_{ult}} = (0.05 \cdot r_b + 0.3)/F_s \quad (5.5)$$

con:

$$r_b = R_{dob}/d_a \quad (5.6)$$

siendo:

R_{dob} = radio de doblado

d_a = radio del anclaje

Dado que los ensayos se hicieron con dos variables que afectan directamente al radio de doblado, el diámetro de la perforación y el sistema de avellanado, dichas variables se pusieron en términos de r_b para su incorporación al modelo. La transformación se realizó siguiendo las mismas consideraciones geométricas que para la agrupación de variables en el segundo análisis de regresión lineal presentado en el apartado 3.4.2. De esta forma se puso el diámetro y la técnica de avellanado en términos del radio interno de doblado, en función de la geometría de la herramienta y del ángulo de doblado.

Según las figuras presentadas en el apartado 3.4.2 identificando el radio de doblado R_{dob} para cada configuración ensayada en la campaña experimental, y considerando $r_b = R_{dob} / d_a$, se obtienen las siguientes relaciones de r_b para las campañas experimentales realizadas:

Tabla 5.4. Ratio de doblado de los anclajes de la primera campaña experimental

Ángulo	Sistema de avellanado	d_0 (mm)	r_b
90°	No avellanado	16	0.3
		20	0.5
	Broca (20 mm)	20	2.5
	Sierra radial	16	2.0
		20	3.0
120°	Sierra radial	20	2.0
135°	Sierra radial	20	2.5

Una vez expresadas todas las variables implicadas en términos del radio de doblado o de la profundidad embebida, se procedió a estudiar los principios geométricos detrás de la expresión (5.5) de la JSCE (2001) para refuerzos internos, incluyendo la influencia de los parámetros incluidos de forma explícita en la expresión y los asumidos por el modo de trabajo propio de los refuerzos internos. Dado que el origen de la expresión son los refuerzos internos, se ha precisado un ajuste para su uso en anclajes.

El primer aspecto de este ajuste responde al hecho de que los refuerzos internos siempre están rodeados en toda su longitud de hormigón, activando simultáneamente el fenómeno adherente, la propia resistencia del hormigón y el doblado en sí. Conforme a esto, se ha considerado la hipótesis de que el valor del término independiente, 0.3, responde al valor de confinamiento aportado por el hormigón alrededor del tramo de doblado. En el caso de anclajes puede aceptarse la hipótesis de que la longitud embebida influye en la correcta redistribución de tensiones en el hormigón circundante al tramo de doblado.

La hipótesis expuesta en el apartado anterior implica que, para longitudes embebidas inferiores a la longitud de desarrollo o efectiva, existirá un factor de reducción de la resistencia de doblado. Esto es coherente con los resultados de Ehsani et al. (1995), que indican que la longitud de desarrollo para barras utilizadas como refuerzos internos en doblados debe ser igual a 16 veces el diámetro de la barra; de igual manera, recomiendan un tramo recto embebido de al menos 11.3 veces el diámetro de la barra para que los ensayos sean representativos del comportamiento de doblado. Por su parte, Ahmed et al. (2009) compararon dos métodos disponibles para ensayar refuerzos internos de FRP. Ambos ensayos, presentados en la Figura 5.8, son normalizados y considerados válidos por la ACI 440.6M (2008) para refuerzos internos; sin embargo, los resultados sin hormigón fueron inferiores y los autores concluyeron que la presencia del hormigón afecta el comportamiento de acodalamiento.

Figura 5.8. Ensayos para la resistencia de doblado en refuerzos internos
(Fuente: Ahmed et al., 2009)

A partir de las consideraciones anteriores, puede aceptarse la hipótesis de que una longitud de introducción insuficiente da lugar a una reducción en la resistencia. Consecuentemente, la ecuación de la JSCE se ha modificado como se presenta a continuación:

$$\frac{P_{dob}}{P_{ult}} = \left(0.05 \cdot r_b + 0.3 \cdot \frac{h_{emb}}{h_{eff}} \right) / F_s \quad \text{para } h_{emb} \leq h_{eff} \quad (5.7)$$

Siendo h_{eff} la profundidad efectiva para la transmisión de esfuerzos de doblado al soporte, y h_{emb} la profundidad de la perforación. Para longitudes de introducción superiores a la efectiva, se adoptaría directamente la expresión con el valor 0.3 sin minorar.

Para estimar la profundidad efectiva en el caso de los anclajes de FRP, la expresión ha sido aplicada a los resultados de la primera campaña experimental con ángulos de doblado de 90° para distintas longitudes de tramo embebido y radios de doblado. Se ha concluido un valor de 150 mm para la profundidad efectiva. Debe tenerse en cuenta, no obstante, que los datos empleados corresponden a profundidades iguales e inferiores a 125 mm, por lo que no se puede saber si a partir del valor propuesto para h_{eff} la longitud embebida deja de tener influencia en la resistencia.

La expresión considerada hasta este momento funciona para ángulos de doblado de 90°, que son los considerados por la JSCE (2001). También sería válida para todos aquellos anclajes en los que se pase directamente del fallo mixto o adherente al fallo a tracción (como es el caso de anclajes sometidos a tracción pura). Sin embargo, la expresión no define la mejora obtenida para inclinaciones intermedias comprendidas entre 90° y 180°.

Para tener en cuenta esta posible mejora se ha considerado que el ángulo de doblado incidirá en la resistencia, al igual que lo hace el radio de doblado.

Inicialmente se estudiaron tres posibles aproximaciones para estimar la mejora conseguida por la inclinación, α , respecto a un ángulo de 90° . Las tres aproximaciones son el resultado de incluir en la expresión (5.7) la relación en radianes entre el ángulo de inclinación y $\pi/2$, y cada una de ellas se desarrolla a continuación:

- a) Formulación 1. El ángulo se estudia como un término separado de la profundidad y del radio de doblado, dando lugar a una expresión del tipo:

$$\frac{P_{dob}}{P_{ult}} = \left[0.05 \cdot r_b + A \cdot \left(\frac{\alpha}{\pi/2} \right) + 0.3 \cdot \frac{h_{emb}}{h_{eff}} \right] / F_s \quad (5.8)$$

Este tipo de expresión es semejante al obtenido mediante la regresión lineal. No obstante, presenta un problema, y es que para ángulos de 90° invalidaría los coeficientes del radio de doblado y de la profundidad efectiva.

- b) Formulación 2. El ángulo de doblado se incluye en el término dependiente de la profundidad embebida, quedando definida la carga máxima como sigue:

$$\frac{P_{dob}}{P_{ult}} = \left[0.05 \cdot r_b + 0.3 \cdot \frac{h_{emb}}{h_{eff}} \cdot \left(\frac{\alpha}{\pi/2} \right)^A \right] / F_s \quad (5.9)$$

La expresión, si bien puede ajustarse empíricamente, no presenta ninguna base mecánica ya que en realidad el ángulo y la profundidad son independientes.

- c) Formulación 3. La inclinación respecto a la carga y el radio de doblado se agrupan en el mismo término, dando lugar a una expresión de la forma:

$$\frac{P_{dob}}{P_{ult}} = \left[0.05 \cdot r_b \cdot \left(\frac{\alpha}{\pi/2} \right)^A + 0.3 \cdot \frac{h_{emb}}{h_{eff}} \right] / F_s \quad (5.10)$$

Se ha considerado que la aproximación de la formulación 3 es la que tiene un mayor sentido mecánico, considerando que las variables del radio de doblado y el ángulo guardan mayor relación entre sí ya que ambas afectan al aplastamiento de las fibras en el tramo de doblado. En conjunto, ambas condicionan la longitud de arco del tramo de doblado.

Siguiendo esta línea se ha analizado la influencia del radio de doblado estudiada por Lee et al. (2013) para refuerzos internos; como parte de la investigación se calculó la fracción volumétrica de fibras que quedaban aplastadas por acodamiento, esto es, las fibras con un radio de doblado menor o igual al de la fibra media, según quedan identificadas en la figura 5.9.

Figura 5.9. Parámetros geométricos que afectan al aplastamiento de fibras por acodamiento (Fuente: Lee et al., 2014)

Dicha fracción volumétrica es función del radio de doblado (R) y del radio del refuerzo de FRP ($\frac{d_f}{2}$):

$$v_k^c = 2 \cdot \int_0^{d_f/2} \int_0^{\sqrt{\left(\frac{d_f}{2}\right)^2 - y^2}} \frac{\pi}{2} \cdot (R_m - R_y) dx dy \left/ \left[\frac{\pi^2 \cdot r_f^2 \cdot (R + 0.5 \cdot d_f)}{2} \right] \right. = \frac{1}{3 \cdot \pi} \cdot \left(\frac{1}{0.5 + r_b} \right) \quad (5.11)$$

El volumen total de fibras que sufren aplastamiento en el tramo de doblado, por tanto, depende de la fracción volumétrica (que a su vez es función de la sección del conector) y de la longitud de arco de doblado. La longitud de arco de doblado, función del ángulo de doblado y del radio de doblado, afecta directamente al nivel de aplastamiento de las fibras. La aportación de Lee et al. (2013) justifica la adopción de la aproximación c) en la que radio de doblado y ángulo se agrupan en un mismo término. Por ello, se ha realizado el desarrollo de esta rama del modelo siguiendo dicha hipótesis.

Por otra parte, el modelo de ajuste empírico propuesto por Zhang y Smith (2012) indica un crecimiento lineal de la resistencia del anclaje con la inclinación. Dicha relación es acorde con los resultados obtenidos en la campaña experimental de conectores aislados y permitiría, en principio, suponer que el ángulo no está afectado por ningún exponente, o por un exponente igual a 1.

A partir de las consideraciones precedentes, se ha incluido en el modelo la longitud del arco de los distintos ángulos comparados con la introducción formando un ángulo recto. En todos los casos donde aparece $\frac{\alpha}{\pi/2}$, esta relación se expresa en radianes. Se ha partido de la expresión 5.10, obteniendo:

$$\frac{P_{dob}}{P_{ult}} = \left(0.05 \cdot r_b \cdot \left(\frac{\alpha}{\pi/2} \right)^1 + 0.3 \cdot \frac{h_{emb}}{h_{eff}} \right) / F_s \quad (5.12)$$

Para longitudes de introducción superiores a la efectiva la expresión queda simplificada como sigue:

$$\frac{P_{dob}}{P_{ult}} = \left(0.05 \cdot r_b \cdot \left(\frac{\alpha}{\pi/2} \right)^1 + 0.3 \right) / F_s \quad (5.13)$$

Las expresiones (5.12) y (5.13) arriba presentadas corresponden a la predicción de reducción por doblado del que se ha denominado modelo básico (sin ajustar), el cual ha servido de punto de partida para la optimización posterior. La existencia de un exponente afectando al ángulo de doblado se mantiene para poder ajustar independientemente el ratio de doblado y el ángulo, en caso de que su contribución no sea exactamente proporcional.

5.4.6 Validación del modelo con la base de datos

En el apartado anterior se han desarrollado las expresiones básicas del modelo analítico teniendo en cuenta tres ramas de comportamiento correspondientes a los tres modos de fallo identificados como principales: adherente o mixto, por acodalamiento y a tracción. De estas tres ramas, la menos estudiada hasta la fecha es la correspondiente al acodalamiento, y la mayoría de investigaciones existentes se refieren a refuerzos internos de FRP por lo que se ha precisado un ajuste a las condiciones propias de los anclajes.

En este apartado se ha procedido a evaluar el ajuste del modelo en función de las distintas variables consideradas, de acuerdo a la base de datos existente de arrancamiento y a los resultados de los conectores aislados ensayados como parte de esta investigación. Para la validación con la base de datos se ha partido del modelo básico y se han realizado dos tipos de optimización: mejor ajuste minimizando la suma de errores cuadráticos, y ajuste que se ha denominado para diseño en el que se ha priorizado que el porcentaje de valores reales superiores a la predicción fuese de un 75%.

A las tres variables se les ha asignado coeficientes o parámetros de diseño, a , b y c , a la longitud embebida, el radio de doblado dividido entre radio del anclaje y el ángulo de la perforación respecto a 90° , respectivamente.

La forma genérica que se ha empleado para la optimización supone que la resistencia del anclaje es la mínima de cada rama de comportamiento, pudiendo expresarse como sigue:

$$P_{anc} = \min \left\{ P_{mix}, \frac{P_{dob}}{P_{ult}}, P_{ult} \right\} \quad (5.14)$$

De acuerdo con lo comentado en el apartado 5.4.4, el fallo adherente queda definido por la expresión genérica para adherencia de anclajes químicos, con $\tau_u = 4.62 \text{ MPa}$ para soportes con $f'_c < 20 \text{ MPa}$, y con $\tau_u = 9.5 \text{ MPa}$ para soportes con $f'_c \geq 20 \text{ MPa}$.

Por su parte, el fallo en el tramo de doblado es el que está sujeto a optimización, partiendo de la expresión:

$$\frac{P_{dob}}{P_{ult}} = \left[a \cdot \frac{h_{emb}}{h_{eff}} + b \cdot r_b \left(\frac{\alpha}{\pi/2} \right)^c \right] \quad (5.15)$$

La tabla 5.5 resume los valores de los parámetros a, b y c, así como los datos estadísticos de los distintos niveles de ajuste. El modelo sin ajuste adopta coeficientes correspondientes a la expresión (5.13), los cuales a su vez son tomados de la expresión de la JSCE (2001) para reducción por doblado. El modelo de mínimos cuadrados se obtuvo imponiendo mínima desviación estándar. Para el modelo de diseño se impuso la restricción de minimizar el error cuadrático, junto con un porcentaje de excedencia de un 75%.

Tabla 5.5. Parámetros de ajuste y valores estadísticos de los distintos modelos para predicción de fallo por doblado

Modelo	Factores de calibración			Valores estadísticos		
	a	b	c	AV	SD	PE
Sin ajuste	0.3	0.05	1	1.09	0.28	0.68
Mínimos cuadrados	0.391	0.032	1.575	1.05	0.27	0.62
Diseño	0.32	0.03	1	1.13	0.28	0.75
Nota: a, b and c son los factores de calibración para la longitud embebida, el ratio de doblado y el ángulo, respectivamente; AV = media de resultados respecto a predicción; SD = desviación estándar; PE = porcentaje de excedencia (%)						

En la tabla puede apreciarse que la capacidad predictiva del modelo sin ajustar es bastante buena. El nivel de ajuste por mínimos cuadrados da lugar a un mayor peso del ángulo de doblado; dado que este mayor peso no queda del lado de la seguridad, y que hay un menor número de datos para ángulos distintos a 90°, para el modelo de diseño se tomó c=1, siguiendo el principio de considerar la longitud de arco adoptado en (5.13) conforme a Zhang y Smith (2012).

En términos generales los tres niveles de ajuste presentan un error medio aceptable, teniendo en cuenta la amplitud de la base de datos y su alta dispersión de partida, incluso para una misma combinación de variables.

La capacidad predictiva de los tres niveles de ajuste se ha representado gráficamente en las Figuras 5.10, 5.11 y 5.12, donde se comparan los resultados disponibles de la base de datos (eje vertical) con las predicciones para cada combinación de variables. Se ha incluido en estos gráficos la totalidad de los resultados de la base de datos, es decir, los conectores con los tres modos de fallo principales; los resultados se han puesto en relación a la predicción realizada con la expresión correspondiente a cada modo de fallo.

Figura 5.10. Resultados experimentales de la base de datos versus predicciones del modelo básico sin ajustar

Figura 5.11. Resultados experimentales de la base de datos versus predicciones del modelo de ajuste por mínimos cuadrados

Figura 5.12. Resultados experimentales de la base de datos versus predicciones del modelo de diseño

5.4.6.1 Evaluación de la idoneidad del modelo propuesto con respecto a formulaciones alternativas

El modelo propuesto para la estimación de la reducción de resistencia por doblado se ha ajustado a partir de la expresión genérica que mejor representa la mecánica del problema, según la bibliografía relativa a refuerzos internos. Dicha hipótesis era la denominada formulación 3 en 5.4.5. A pesar de ello, como método de comprobación de la aptitud del modelo se ha querido evaluar la capacidad de ajuste de las otras dos formulaciones presentadas inicialmente, en las que el ángulo se incluye como un término independiente y como dependiente de la profundidad embebida, respectivamente.

El tramo correspondiente al fallo por deslizamiento es igual en todas las aproximaciones al problema, y queda suficientemente bien descrito con las expresiones correspondientes a anclajes químicos ajustando la resistencia media a corte de la interfaz resina-soporte. Por tanto, no ha sido objeto de modificaciones para esta comprobación.

Por su parte, las expresiones de partida del tramo correspondiente a fallo por acodamiento incluyen factores de para las variables de longitud embebida, radio de doblado e inclinación de la perforación, de forma análoga al modelo anteriormente descrito. Los tres niveles de ajuste también son los mismos que en el modelo propuesto: modelo básico sin ajuste, modelo de mejor ajuste mediante mínimos cuadrados, y modelo con un 75% de valores reales superiores a la predicción.

Las expresiones previas al ajuste de estos modelos alternativos para la resistencia por doblado, con el ángulo como término independiente (Formulación 1) y ligado a la profundidad embebida (Formulación 2):

$$\frac{P_{dob}}{P_{ult}} = \left[0.3 \cdot \frac{h_{emb}}{150} + 0.05 \cdot r_b + 1 \cdot \left(\frac{\alpha}{\pi/2} \right)^1 \right] \quad (5.16)$$

$$\frac{P_{dob}}{P_{ult}} = \left[0.3 \cdot \frac{h_{emb}}{150} \cdot \left(\frac{\alpha}{\pi/2} \right)^1 + 0.05 \cdot r_b \right] \quad (5.17)$$

Donde como en casos anteriores h_{emb} es la longitud embebida en mm, r_b es el ratio de doblado y α es el ángulo de la perforación respecto a la tensión principal, en radianes.

La tabla 5.6 recoge todos los parámetros de ajuste y valores estadísticos de los modelos sin ajuste, de mejor ajuste y de diseño con las formulaciones alternativas. Cabe mencionar que el análisis de regresión lineal múltiple realizado como parte del análisis de datos de los conectores aislados ensayados a corte es semejante al modelo resultante de mejor ajuste con el ángulo como término independiente, aunque con las diferencias propias de una base de datos más amplia y de separar el fallo de adherencia y por doblado.

Tabla 5.6. Parámetros de ajuste y valores estadísticos correspondientes a formulaciones alternativas para el fallo por acodamiento

Modelo	Factores de calibración			Valores estadísticos		
	a	b	c	AV	SD	PE
$\frac{P_{dob}}{P_{ult}} = \left[a \cdot \frac{h_{emb}}{150} + b \cdot r_b + c \cdot \left(\frac{\alpha}{\pi/2} \right) \right] \text{ (Formulación 1)}$						
Sin ajustar	0.3	0.05	1	1.01	0.30	0.56
Mínimos cuadrados	0.285	0.039	0.056	1.05	0.27	0.61
Diseño	0.25	0.032	0.032	1.14	0.29	0.75
$\frac{P_{dob}}{P_{ult}} = \left[a \cdot \frac{h_{emb}}{h_{eff}} \cdot \left(\frac{\alpha}{\pi/2} \right)^c + b \cdot r_b \right] \text{ (Formulación 2)}$						
Sin ajustar	0.3	0.05	1	1.07	0.29	0.66
Mínimos cuadrados	0.293	0.059	0.997	1.05	0.29	0.61
Diseño	0.4	0.085	0.3	1.19	0.52	0.75
<p>Nota: a, b and c son los factores de calibración para la longitud embebida, el ratio de doblado y el ángulo, respectivamente; AV = media de resultados respecto a predicción; SD = desviación estándar; PE = porcentaje de excedencia (%)</p>						

A partir de los resultados puede concluirse que el ajuste es ligeramente mejor para el modelo con tres términos. Esto era esperable ya que este tipo de expresión permite una optimización similar a la realizada en el capítulo 3; sin embargo, las diferencias no son significativas y no justifican la adopción de este modelo, el cual no se basa en el comportamiento mecánico de los conectores.

Cabe reseñar que para la formulación 2 el modelo de ajuste correspondiente al percentil 75 de valores seguros da lugar al mismo valor para los factores b y c , es decir, que pueden agruparse los términos correspondientes al ángulo y al ratio de doblado.

Por su parte, la expresión agrupando el ángulo de doblado y la longitud embebida lleva a peores niveles de ajuste en todos los casos. Esto es especialmente relevante en el modelo de diseño, donde para hallar un percentil de resultados seguros del 75% la desviación estándar de la formulación 2 es muy elevada: comparando únicamente los ajustes de diseño en las tres formulaciones, se obtiene una desviación estándar de 0.28 para la formulación propuesta, de 0.29 para la formulación 1 y de 0.52 para la formulación 2; además, ello no redundaría en diferencias significativas en la media de resultados respecto a la predicción.

Los resultados de la formulación 2 eran esperables teniendo en cuenta que los parámetros de ángulo de doblado y longitud embebida tienen escasa relación desde el punto de vista mecánico.

Comparando los resultados del modelo propuesto con los de las formulaciones alternativas, puede afirmarse que el modelo propuesto lleva a un mejor ajuste de los datos, con una desviación estándar menor que la de las otras dos formulaciones para un mismo porcentaje de excedencia. El peor comportamiento de las expresiones alternativas valida las hipótesis del modelo propuesto, ya que este supone una mejor predicción del comportamiento real de los anclajes al tiempo que agrupa los parámetros con mayor relación entre sí desde el punto de vista mecánico y también desde el de diseño.

Con respecto a la dependencia del radio de doblado y del ratio de doblado, esta no es solo mecánica sino que también tiene una componente geométrica, ya que para distintas inclinaciones es posible llegar a distintos radios internos utilizando la misma herramienta de avellanado.

5.4.6.2 Capacidad predictiva del modelo para distintas variables

Las valores de a , b y c de los modelos propuestos con las optimizaciones de mejor ajuste y de diseño han sido evaluadas en términos de variables aisladas. Para ello se han representado en distintas figuras las envolventes de rotura según el nivel de ajuste por mínimos cuadrados y el de diseño, junto con los resultados de los ensayos correspondientes a cada combinación de variables concreta, con objeto de validar las simplificaciones realizadas en el modelo de diseño propuesto y de poder observar cómo se comporta dicho modelo respecto a los resultados de la fase experimental presentada en el capítulo 3.

Se han seleccionado tres relaciones fijas, las cuales se consideran las más representativas de la bondad de ajuste de los modelos para la base de datos disponible: $r_b \cdot (\alpha/\frac{\pi}{2}) = 2.5$, para diferentes longitudes embebidas; $h_{emb} = 100$ mm con valores variables del producto $r_b \cdot (\alpha/\frac{\pi}{2})$, en ambos casos expresándose los ángulos en radianes; y, para los ensayos de arrancamiento, $\alpha = 180^\circ$; en esta última relación, al no existir doblado, el modelo consta sólo de la rama de adherencia y de la de fallo a tracción.

El ratio de doblado r_b y el ángulo de doblado α se han agrupado porque, para el modelo de diseño, la evolución de la resistencia de doblado es proporcional al producto $r_b \cdot \alpha$. Esta agrupación lleva, en el caso del modelo de mejor ajuste, a la aparición de distintas gráficas que cumplen esta proporción pero con distintos valores de α ; se ha empleado la Figura 5.13 para validar concretamente la simplificación adoptada en el modelo de diseño de $c = 1$, es decir, para evaluar si puede asumirse la resistencia como afectada en igual medida por el ángulo de doblado y por el radio interno de doblado, para un diámetro de anclaje dado.

Para los anclajes sometidos a tracción, se ha distinguido entre resistencias del soporte de $f'_c < 20$ MPa y $f'_c \geq 20$ MPa. De esta forma se trata de validar la expresión de adherencia para hormigones con distintas resistencias, según la base de datos y de acuerdo con las expresiones de adherencia expuestas en el apartado 5.4.4.

La Figura 5.13 muestra la evolución de la resistencia de los anclajes con la profundidad, para una relación fija de $r_b \cdot (\alpha/\frac{\pi}{2}) = 2.5$. Puede apreciarse el punto de transición del fallo de adherencia a fallo en el tramo de doblado, dando lugar a modelos bilineales tanto para el nivel de mejor ajuste como para el de diseño.

Figura 5.13. Evolución de la resistencia para $r_b \cdot \alpha/(\frac{\pi}{2}) = 2.5$

Según se aprecia en la figura anterior, el comportamiento adherente es igual para el modelo de mejor ajuste y el de diseño, ya que ambos comparten la expresión para esta primera rama. Los modelos difieren en el punto de transición de fallo adherente a fallo de doblado, el cual se sitúa en $h_{emb} = 56$ mm en el modelo de mejor ajuste y en $h_{emb} = 40$ mm en el modelo de diseño.

Teniendo en cuenta que, de los anclajes de 50 mm de longitud embebida de la primera campaña experimental, unos anclajes presentaron fallo por deslizamiento y otros fallo en el tramo de doblado, existe un cierto grado de incertidumbre con respecto al punto exacto de transición. Puesto que el fallo en el tramo de doblado es más frágil, se considera que el modelo de diseño es más recomendable ya que evalúa como fallos de doblado algunos de deslizamiento, mientras que el modelo de mejor ajuste es menos seguro por evaluar como fallo adherente fallos en el tramo de doblado.

Ambos niveles de ajuste representan de una forma adecuada la evolución de la resistencia de doblado con la profundidad. El modelo de diseño queda del lado de la seguridad, sin ser demasiado conservador según los datos disponibles.

La figura 5.14 representa la variación de la resistencia de doblado en función de $r_b \cdot \alpha / (\frac{\pi}{2})$. En este caso, como se comentó anteriormente, el modelo de diseño distingue entre los valores de α que pueden dar lugar a una misma relación de $r_b \cdot \alpha / (\frac{\pi}{2})$; en cambio, el modelo de diseño se hizo asumiendo que la resistencia es proporcional al producto del ratio de doblado y ángulo de doblado, es decir, es dependiente de la longitud de arco de doblado.

Figura 5.14. Resistencias de doblado para $h_{emb} = 100$ mm

Puede apreciarse que los resultados experimentales tienen bastante dispersión en función del parámetro considerado. Sin embargo, la tendencia de crecimiento queda moderadamente bien recogida por ambos modelos. La mayor dispersión, ofrecida por los ensayos con una inclinación de 120° , es la que motiva el valor de $c = 1.575$ en el modelo de mejor ajuste; por otra parte, la variación conseguida por la discriminación de los distintos ángulos es poco relevante en comparación con la lograda por $r_b \cdot \alpha / (\frac{\pi}{2})$.

La observación de la Figura 5.14, junto con el deseo de dotar al modelo propuesto de un carácter ingenieril, lleva a aceptar la hipótesis de que $c = 1$, es decir, de que la resistencia de doblado es proporcional al producto de ratio de doblado y ángulo de doblado.

La figura 5.15 muestra las curvas correspondientes a los ensayos de arrancamiento por tracción directa para hormigones de resistencia normal ($f'_c \geq 20$ MPa). Dado que los conectores instalados a 180° no presentan tramo de doblado quedando su envolvente definida únicamente por el comportamiento adherente y a tracción, en la figura sólo se ha representado la rama de resistencia de adherencia, hasta un valor de $P_{m\acute{a}x}/P_u = 1$.

Cabe recordar en este punto que en esta rama de adherente no existen distintos niveles de ajuste, ya que el valor de 9.5 MPa adoptado para τ_u procura tanto un buen ajuste como una seguridad suficiente. En el gráfico se aprecia la diferencia de aprovechamiento de los anclajes en función de su resistencia nominal, es decir, de la cuantía de fibras. Para anclajes con el mismo diámetro de perforación, incrementar la sección resistente se traduce en un incremento de la carga máxima muy inferior al incremento de la propia resistencia a tracción del anclaje.

Esta tendencia, que había sido observada por Özdemir (2005) y por Kim y Smith (2009) queda confirmada al superponer los resultados de la base de datos y las predicciones del modelo, las cuales quedan del lado de la seguridad.

Figura 5.15. Capacidad predictiva del modelo de cálculo para arrancamiento, con $f'_c \geq 20$ MPa

En la Figura 5.15 puede apreciarse cómo de acuerdo con el modelo el aprovechamiento de los conectores más resistentes es inferior, obteniéndose un valor semejante de $P_{máx}/P_u$ para longitudes embebidas mayores. De esta forma, para un aprovechamiento igual al 40% de la resistencia a tracción se lograría para una profundidad de perforación de 30 mm con anclajes fabricados con tejido de 60 mm de ancho, mientras que serían necesarios 65 mm para conseguir un mismo ratio de aprovechamiento con conectores a partir de tejido de 130 mm.

No obstante, es destacable en la figura anterior que el modelo tiene un mejor ajuste para cuantías menores de fibra, resultando excesivamente conservador para las cuantías mayores. Esto puede ser debido a un error de precisión del modelo, o bien al método de estimación de la resistencia a tracción el cual obvia la contribución de la resina en los conectores fabricados a partir de tejidos; dado que se desconoce el diámetro final de los conectores fabricados por Özdemir (2005), Ozbakkaloglu y Saatcioglu (2009) y Kim y Smith (2010), existen incertidumbres respecto a su resistencia nominal.

La figura 5.16, por su parte, representa la predicción y resultados de la base de datos para hormigones de baja resistencia. Dado que todos los datos disponibles para hormigones de $f'_c < 20$ MPa provienen de la misma fuente, el modelo ha mantenido el valor de $\tau_u = 4.6$ MPa propuesto por Kim y Smith (2010), el cual garantizaba un buen ajuste para estos datos.

Figura 5.16. Capacidad predictiva del modelo de cálculo para arrancamiento, con $f'_c < 20$ MPa.

De acuerdo con lo comentado en el párrafo anterior, era esperable que la Figura 5.16 reprodujera el buen ajuste del modelo para resistencias bajas del soporte. Sin embargo, el número de datos disponibles haría preciso contrastarlos con otras campañas experimentales para una mejor validación del comportamiento adherente para hormigones con resistencia a compresión inferior a 20 MPa así como para otros soportes, como puede ser el caso de fábricas de ladrillo.

5.5 Relación entre la resistencia unitaria del anclaje y la mejora en refuerzos anclados

El modelo de diseño propuesto presenta un ajuste aceptable para la base de datos existente, y ello con un percentil de excedencia del 75% lo que da cierto margen de seguridad ante la dificultad de control de ejecución de los anclajes de FRP. El modelo puede servir para estimar, por tanto, la carga unitaria de los conectores a tracción o a corte; sin embargo, esto no se corresponde exactamente con el estado tensional real de estos anclajes. Como se indicó en el capítulo 2 respecto a este tipo de anclajes, y de acuerdo con Kobayashi (2001), las tensiones transversales a las fibras del refuerzo deben transmitirse al tramo embebido del anclaje en función del ángulo de expansión del abanico.

Para el diseño de refuerzos anclados es necesario por tanto considerar las variables del tramo libre de los anclajes y de su posición con respecto al refuerzo, las cuales condicionan la transferencia de tensiones del refuerzo al abanico del anclaje, y de éste al tramo embebido. Estas variables son, a raíz de lo presentado en el apartado 2.9.2.2: ángulo del abanico, longitud del abanico, ancho de refuerzo cubierto por el anclaje, distancia del anclaje al extremo cargado del refuerzo, distancia del anclaje al extremo libre, relación entre la longitud del tramo libre y diámetro del anclaje, rigidez del refuerzo, y número y alineación de anclajes múltiples. Junto con estas variables cabría señalar también, a partir de los resultados de la campaña experimental con tejidos anclados expuesta en el capítulo 4 de este documento, la posición relativa entre el tramo libre del anclaje y el refuerzo.

Los anclajes de FRP trabajan retrasando el despegue y sustituyendo al mecanismo adherente cuando se ha iniciado el despegue con la consecuente degradación de la resistencia de adherencia. En muchos casos, en la curva carga-desplazamiento de los refuerzos anclados no se puede identificar claramente la carga de despegue en el frente de los anclajes, ni tampoco la carga directamente aportada por el anclaje y la resistencia al despegue del laminado tras la línea de anclajes, una vez que estos han fallado.

Dada la dificultad señalada en el párrafo anterior para identificar la región de la curva carga-desplazamiento ligada únicamente a la resistencia de los anclajes, y para poder trabajar con toda la base de datos disponible, se ha optado por comparar la resistencia de refuerzos anclados a la de los laminados simplemente adheridos.

Dicha comparación se ha realizado partiendo de la hipótesis de que la aportación de los anclajes queda definida como el incremento en la carga máxima conseguido en las probetas con refuerzos anclados respecto a las probetas control de cada campaña experimental (sin anclar), $(P_{m\acute{a}x} - P_{ab})$, o bien respecto a la carga de despegue calculada a partir de alguno de los modelos de adherencia existentes, $(P_{m\acute{a}x} - P_{ab,pred})$

Para obtener una primera aproximación de la capacidad predictiva del modelo de anclajes a corte, sin tener en cuenta ninguno de los parámetros específicos del tramo libre ni de la posición, se ha calculado la relación (5.18):

$$\gamma' = (P_{m\acute{a}x} - P_{ab})/P_{anc} \quad (5.18)$$

Siendo P_{anc} la carga máxima del anclaje según el modelo propuesto, es decir, el mínimo de la resistencia de adherencia, resistencia por doblado y resistencia a tracción. De esta forma se tiene en cuenta la resistencia y sección de los conectores.

Para la primera aproximación a la contribución de los anclajes a la resistencia a despegue de los refuerzos se han considerado probetas con un único anclaje, ya que el comportamiento de anclajes múltiples es mucho más complejo y entran en juego parámetros particulares tales como la disposición (transversal, longitudinal o al tresbolillo) y el espaciamiento entre filas o en sentido transversal.

En la tabla 5.7 se resumen los resultados obtenidos para las distintas series de ensayos consideradas. La carga de despegue P_{db} se ha tomado de las probetas control (sin anclajes) de cada campaña experimental de la base de datos; por lo general, todos los autores realizan una serie de control de refuerzos adheridos sin anclajes, para poder evaluar el porcentaje de mejora logrado con la inclusión de anclajes. En caso de no contarse con una serie de control, puede emplearse alguno de los modelos de cálculo existentes para refuerzos adheridos.

Tabla 5.7. Resultados de la base de datos para refuerzos con un anclaje

Referencia		d_a (mm)	h_{emb} (mm)	l_{ab} (mm)	P_{joint} (kN)	β (°)	α (°)	P_{db} (kN)	γ'
Eshwar et al. (2008)	T-2(50)	10	50	--	66.7	360	90	53.4	0.83
	T-2(75)	10	75	--	66.7	360	90	53.4	0.56
Zhang & Smith (2011-2013)	SF-200	12	40	50	32.5	60	90	15	1.00
	SF-200R	12	40	50	25.4	-60	90	15.9	0.57
	BF-200	12	40	50	28.8	± 60	90	15.9	0.77
	BF-300	12	40	50	29.9	± 60	90	15.9	0.84
	BF-400	14	40	50	32.8	± 60	90	15.9	0.89
	DA-45	12	40	50	19.7	60	45	15.9	0.23
	DA-67	12	40	50	21.4	60	67.5	15.9	0.33
	DA-90	12	40	50	32.5	60	90	15.9	1.00
	DA-101,3	12	40	50	30.4	60	101.3	15.9	0.87
	DA-112,5	12	40	50	35.7	60	112.5	15.9	1.19
	DA-123,8	12	40	50	35.3	60	123.8	15.9	1.16
	DA-135	12	40	50	39.0	60	135	15.9	1.38
	DA-157,5	12	40	50	40.4	60	157.5	15.9	1.47
	CD-134	12	40	50	24.8	60	90	17.9	0.41
	CD-200	12	40	50	27.7	60	90	17.9	0.58
	CD-259	12	40	50	26.4	60	90	17.9	0.50
	CD-134	12	40	50	29.0	60	90	17.9	0.66
	CI-200	12	40	50	31.1	60	90	17.9	0.79
	CI-259	12	40	50	30.1	60	90	17.9	0.73
	PL-100	12	40	50	17.5	60	90	15.9	0.10
	PL-125	12	40	50	24.0	60	90	15.9	0.39
	PL-150	12	40	50	24.9	60	90	15.9	0.54
	PL-175	12	40	50	26.2	60	90	15.9	0.62
	PL-200	12	40	50	26.8	60	90	15.9	0.66
	PL-225	12	40	50	25.4	60	90	15.9	0.57
	PL-250	12	40	50	32.5	60	90	15.9	1.00
	PL-275	12	40	50	36.1	60	90	15.9	1.21
	PL-300	12	40	50	35.3	60	90	15.9	1.16
	PL-325	12	40	50	32.0	60	90	15.9	1.16
	PL-350	12	40	50	35.4	60	90	15.9	1.17
	PT-2	12	40	50	26.2	60	90	14.4	0.71
	PT-3	12	40	50	28.5	60	90	16.6	0.71
	PT-4	12	40	50	33.9	60	90	18.9	0.90
	PT-5	12	40	50	34.9	60	90	20.0	0.89
	PE-227	12	40	50	33.9	60	90	19.0	0.90
	PE-95	12	40	50	24.8	60	90	13.4	0.68
	1FA	12	40	50	31.1	60	90	15.5	0.93
	1RA	12	40	50	40.9	60	90	15.5	1.52
Valor medio									0.83

En la Tabla 5.7 puede apreciarse que la resistencia de los anclajes tomada con respecto a las probetas control es bastante cercana a la predicción de carga máxima con el modelo propuesto, a pesar de la dispersión de los resultados y de la existencia de variables secundarias.

Como consecuencia precisamente de la dispersión, se ha querido calcular también una media recortada en un 25% para descartar los valores extremos. El valor de $\gamma'_{0.25}$ para los valores de la tabla 5.6 es 0.79. Esto supone una reducción de la eficiencia de los anclajes, respecto a la predicción de carga unitaria dada por el modelo propuesto. Debe notarse, sin embargo, que los conectores ensayados por Eshwar et al. (2008) son de GFRP, y que existen otras variables dentro de la serie como son distintas longitudes adheridas y distancia del conector al extremo cargado.

Las variables de longitud adherida, siempre que esta sea mayor a la efectiva de adherencia, y de distancia del conector al extremo cargado, tienen una baja influencia en el comportamiento de los refuerzos anclados.

Dentro de los refuerzos con un único anclaje existen, sin embargo, otras variables menos estudiadas y que sí tienen una gran relevancia en el aprovechamiento de la resistencia unitaria de los conectores. Tal es el caso de la distancia del anclaje al extremo libre, es decir de la longitud adherida tras la línea de anclajes. También del ancho máximo de lámina que puede anclarse con un único conector, aunque esta última variable entra en relación con el aprovechamiento de anclajes múltiples.

Se ha tratado particularmente en primer lugar la influencia de la longitud adherida tras la línea de anclajes. Se han considerado independientemente de la Tabla 5.7 las series experimentales en las que, bien variando la posición de los anclajes en la longitud del refuerzo, manteniendo fija dicha longitud, o bien fijando la distancia al extremo cargado ($l_{ecargado}$) y variando la longitud adherida total l_b , se ha alterado la longitud al extremo libre (l_{elibre}). Ambas opciones se muestran en la Figura 5.17.

Figura 5.17. Variación de la longitud adherida tras el anclaje

Dos series de la investigación recogida en Zhang (2013) y aumentada en Zhang y Smith (2017) se ocupan específicamente de esta variable, y por ello no se han incluido en la Tabla 5.7. Se considera que el parámetro es relevante ya que los tejidos anclados suelen disponer de una cierta ductilidad tras el fallo del anclaje, especialmente cuando este se produce por deslizamiento, aportada por el mecanismo de adherencia del tramo de refuerzo tras la línea de anclajes. Los resultados de estas series publicadas en Zhang (2013) y Zhang y Smith (2017) se recogen en la Tabla 5.8.

Tabla 5.8. Resultados de la base de datos para refuerzos con distinta longitud adherida tras el anclaje

Referencia		d_a (mm)	h_{emb} (mm)	β (°)	P_{joint} (kN)	l_{elibre} (mm)	b_{FRP} (mm)	P_{db} (kN)	γ'
Zhang & Smith (2017)	C1	12	40	60	17.54	25	50	15.9	0.10
	C-2				22.40	50			0.39
	C-3				24.87	75			0.54
	C-4				26.17	100			0.61
	C-5				26.83	125			0.65
	C-6				25.43	150			0.57
	C-7				32.51	175			0.99
	C-8				36.15	200			1.21
	C-9				35.31	225			1.16
	C-10				35.20	250			1.15
	C-11				35.44	275			1.17
	A-1				32.51	175			0.99
	A-2				28.53	125			0.76
	A-3				23.49	75			0.45
	A-4				16.97	25			0.06
Valor medio									0.72

Como puede apreciarse por la variación de γ' en la tabla anterior, el valor medio no es representativo cuando se varía la longitud adherida tras el anclaje l_{elibre} . Aunque no existe una tendencia completamente lineal, es evidente a partir de los resultados recogidos en la Tabla 5.8 que la resistencia unitaria del anclaje cuando se varía la longitud adherida tras el anclaje es dependiente de dicha variación de la forma:

$$P_{m\acute{a}x} = P_{db} + A \cdot P_{anc} \quad (5.19)$$

Donde A es menor o igual que 1, y es función de los parámetros que impiden el aprovechamiento máximo de la resistencia de los anclajes. Para el diseño, P_{db} debería tomar el valor normativo con los coeficientes de seguridad correspondientes; P_{anc} también debe minorarse con un coeficiente de seguridad.

Los resultados recogidos en la Tabla 5.8 muestran un crecimiento de la resistencia proporcional a la longitud adherida tras el punto de inserción del anclaje; esta tendencia se da para l_{elibre} de hasta 200 mm, longitud a partir de la cual la influencia es prácticamente nula.

Niemitz et al. (2012) no constataron ninguna influencia de esta variable. Debe tenerse en cuenta que en sus ensayos compararon l_{elibre} de 125 mm y 420 mm, y siempre con anclajes con un abanico de 360°. Estos dos factores han podido influir en sus conclusiones, ya que en el caso de anclajes con abanicos circulares la influencia del anclaje se extiende un tramo igual al diámetro del abanico tras el punto de inserción, y además las longitudes comparadas son relativamente elevadas, con lo que cabría esperar que en todos los casos la longitud adherida tras el anclaje efectiva fuese inferior a la dispuesta.

A partir los resultados de las investigaciones analizadas se acepta la hipótesis de que hay una influencia, pero queda como incertidumbre la longitud efectiva ($l_{elibre,eff}$). Para el modelo se ha calibrado el valor de la longitud adherida tras los anclajes para lograr un ajuste estadístico a la base de datos, si bien se quiere destacar que los resultados disponibles pueden no ser representativos del comportamiento real dado el escaso número de ensayos disponibles.

El ajuste realizado lleva a la siguiente expresión:

$$P_{m\acute{a}x} = P_{db} + \frac{l_{elibre}}{175} \cdot P_{anc} \quad (5.20)$$

Para longitudes adheridas tras el anclaje inferiores a 175 mm; dicha longitud adherida al extremo libre se considera suficiente para evitar el fallo prematuro del anclaje ligado al despegue súbito del extremo libre. Para los anclajes con l_{elibre} mayor o igual a 175 de la Tabla 5.8, el valor medio de γ' es igual a 1.11, de forma que puede afirmarse que el ajuste realizado queda del lado de la seguridad.

La segunda variable que no se incluyó en la Tabla 5.7 y que influye en el aprovechamiento de la carga unitaria de los anclajes de FRP es la relación entre el ancho de lámina, y la resistencia unitaria del conector. Esta variable está en realidad relacionada con la resistencia a despegue del refuerzo adherido, según se discutió en el capítulo 2.

La variación del ancho de lámina, para cumplir con el consenso de que el abanico del anclaje debe cubrir totalmente el refuerzo, obliga a variar o bien el ángulo del abanico o bien su longitud. Los únicos resultados disponibles hasta la fecha son los recogidos en Zhang (2013), variando el ángulo del abanico (β); estos resultados se resumen en la Tabla 5.9.

Tabla 5.9. Resultados de la base de datos para refuerzos de distinto ancho con un único anclaje

Referencia		d_a (mm)	h_{emb} (mm)	$l_{abanico}$ (mm)	P_{joint} (kN)	β (°)	b_{FRP} (mm)	P_{db} (kN)	γ'
Zhang & Smith (2017)	PW-50	12	40	50	28.53	60	50	15.9	0.76
	PW-75	12	40	50	36.93	64	75	25.0	0.72
	PW-100	12	40	50	42.84	60	100	32.9	0.59
	PW-125	12	40	50	51.28	64	125	40.4	0.65
	PW-150	12	40	50	59.47	74	150	52.1	0.44
Valor medio									0.63

Claramente puede apreciarse en la Tabla 5.9 que el valor medio de γ' tampoco es representativo cuando entra en juego este parámetro, siendo el aprovechamiento del conector dependiente del ancho del refuerzo. Esta dependencia es función, a su vez, de dos variables: el ancho del refuerzo, el cual condiciona la resistencia de adherencia, y las dimensiones del abanico.

Es lógico pensar que simplemente incrementando la longitud del tramo libre no se consigue anclar de forma efectiva cualquier ancho de lámina. La limitación de la eficacia de un anclaje parece encontrarse en el entorno de los ensayos recogidos en la Tabla 5.9, para la resistencia unitaria de los anclajes empleados en dicha campaña experimental. Para los anclajes ensayados por Zhang (2013), la resistencia unitaria de los conectores según el modelo propuesto es igual a 16.7 kN. Los resultados, en términos de una menor mejora aportada por los anclajes, se han relacionado con la mayor resistencia a despegue del FRP ligada a una misma carga unitaria del anclaje.

Kobayashi et al. (2001) apuntaron, al inicio de las investigaciones de los anclajes de FRP, que se precisaba una cuantía de fibras superior a la del refuerzo para un máximo aprovechamiento de las propiedades del conector. En esta misma línea, se considera que la resistencia unitaria del anclaje debe estar relacionada con la resistencia de adherencia del refuerzo anclado.

A la vista de los resultados existentes, la mejora aportada por los anclajes es mayor cuando P_{db} es menor o igual a la resistencia del anclaje. Es decir, para un mismo diseño de conector ($\text{co}P_{anc} = n \ 16.7 \text{ kN}$) γ' es mayor, de media, en los casos en que la resistencia a despegue del refuerzo es 15.9 o inferior.

En la Tabla 5.9 la tendencia puede observarse más claramente, ya que el mayor ancho de lámina conlleva un crecimiento proporcional de P_{db} . Esto lleva a concluir que, hasta que se obtengan datos más fiables en cuanto a la relación óptima entre la resistencia unitaria del conector y la resistencia a despegue, esta relación puede tomarse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$P_{m\acute{a}x} = \min\{(P_{db} + \gamma'_{0.25} \cdot P_{anc}), 2 \cdot P_{db}\} \quad (5.21)$$

Con vistas al diseño, será preferible disponer un ancho de lámina tal que:

$$P_{db} \leq P_{anc} \quad (5.22)$$

La carga máxima conseguida mediante el mecanismo adherente es mayor cuanto mayor es el ancho de un refuerzo. Hasta la fecha, los refuerzos adheridos de FRP suelen diseñarse modificando este parámetro para llegar a la resistencia requerida, aunque esto implique reducir el aprovechamiento del material de refuerzo. En el caso de los refuerzos anclados, cuanto mayor es P_{db} mayor debe ser también la resistencia unitaria del conector, para lograr una optimización del sistema.

La resistencia unitaria del conector no puede mejorarse, según las limitaciones observadas en el modelo propuesto, más allá de un porcentaje de un 50%-60% de su resistencia a tracción, la cual a su vez es bastante homogénea para los conectores con fibras de secciones habituales (con diámetros entre 10 mm y 15 mm, generalmente).

Las variables propias del abanico de anclaje se definen a partir del ancho de lámina, el cual a su vez queda determinado por las expresiones anteriores. Para evitar irregularidades en la distribución de deformaciones en la sección del laminado, como las observadas por Niemitz (2008) en el punto medio de dos anclajes, se parte de la hipótesis de que el ancho de lámina debe quedar completamente cubierto por el abanico de expansión. Para que un ancho de lámina dado, b_{FRP} , quede cubierto por el abanico debe cumplirse la siguiente expresión:

$$\sin\left(\frac{\beta}{2}\right) \cdot l_{ab} \cdot 2 = b_{FRP} \quad (5.23)$$

siendo $\frac{\beta}{2}$ el semiángulo del abanico, y l_{ab} la longitud del tramo de expansión del anclaje (o longitud de abanico).

El ángulo de expansión se ha revelado como no significativo en el aprovechamiento de los anclajes. Esto fue destacado por Zhang y Smith (2013), y puede apreciarse también comparando los resultados de la base experimental., donde no se aprecian diferencias claras entre los anclajes con abanicos de 360° y los anclajes dispuestos con abanicos de 60°.

Esto lleva a concluir que el ángulo de expansión es una variable secundaria, y que el diseño en este sentido deberá estar condicionado por la posibilidad de cambios en la orientación de las cargas y no por el aprovechamiento de la resistencia unitaria de los conectores.

5.5.1 Aprovechamiento de anclajes múltiples

Todos los parámetros de diseño arriba indicados permiten optimizar el aprovechamiento de los anclajes. Sin embargo, en ocasiones se precisan refuerzos más anchos, con más resistencia, que no pueden cumplir estas limitaciones y que por tanto no pueden anclarse de forma efectiva por un único conector. Esto ha llevado a la comunidad científica a ensayar múltiples anclajes, con las alineaciones que se comentaron sucintamente en el marco teórico de este trabajo.

Queda fuera del objetivo de este trabajo evaluar la eficacia de todas las disposiciones posibles, puesto que no hay suficientes datos disponibles y la campaña experimental realizada como parte de esta investigación sólo incluyó anclajes múltiples para cuantificar la eficacia respecto a un anclaje, pero no se estudiaron todos los parámetros propios de cada disposición. Por ello, en este apartado se detallan los resultados correspondientes a anclajes dispuestos transversalmente, es decir, en una única fila.

El espaciamiento de los anclajes dispuestos transversalmente está estrechamente relacionado con el ancho de lámina que puede quedar correctamente anclado con un conector, según las premisas arriba indicadas que ponen en relación la resistencia de adherencia del refuerzo y la carga máxima unitaria del anclaje.

Dichas premisas se han tomado como punto de partida para evaluar la contribución de anclajes múltiples alineados transversalmente se han considerado los resultados de la bibliografía existente en los que se ensayaron probetas a corte con dos anclajes en una única fila. Los datos correspondientes a estos ensayos se resumen, procedentes de las campañas llevadas a cabo por Niemitz (2008), Niemitz et al. (2012) y McGuirk y Breña (2012) se muestran en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10. Resultados de la base de datos para refuerzos con dos anclajes en una fila (alineados transversalmente)

Referencia		d_a (mm)	h_{emb} (mm)	$l_{abanico}$ (mm)	P_{joint} (kN)	β (°)	α (°)	P_{db} (kN)	γ'
Niemitz (2008)	B-Y-2-5-4	13	51	51	55.3	360	90	35.6	0.90
	B-X-2-5-4	13		51	60.6			35.6	1.15
	C-Y-4-10-6	19		102	96.6			50.9	1.35
	C-X-4-10-6	19		102	87.6			50.9	1.09
Niemitz et al. (2012)	BII-13-1.3-5	13		25.5	55.3			35.6	0.90
	BIIS-13-1.3-5	13		25.5	60.6			35.6	1.15
	BII-25-1.9-10	19		51	96.6			50.9	1.35
	BIIS-25-1.9-10	19		51	87.6			50.9	1.09
McGuirk & Breña (2012)	S1-2a-24	13		32	77.9			43.4	2.71
	F1-2a-24	13		32	80.6			49.8	2.34
	F2-2a-24	13		32	150.5			69.8	6.13
	S2-2a-24	13		32	117.0			--	--
Valor medio									1.83

El valor medio de γ' es bastante cercano al doble de la resistencia aportada por un anclaje. Debe notarse, sin embargo, que los valores extremos pueden desvirtuar la validez de esta apreciación, como ocurría en el caso de un único anclaje. Por ello se ha procedido a estimar la media recortada al 25%, de igual manera que se hizo con un único anclaje. Esto da lugar a $\gamma'_{25} = 1.46$.

La aproximación permite observar que la presencia de dos anclajes no necesariamente implica el doble de la resistencia aportada por un único conector, aunque puede llegar a alcanzar dicho valor.

Junto con los resultados presentados en Niemitz (2008), Niemitz et al. (2012) y McGuirk y Breña (2012), en los que se ensayaron siempre anclajes múltiples, esta tendencia ha sido constatada en Cageggi (2013) para refuerzos adheridos a soportes de fábrica de ladrillo, comparando distinto número de anclajes en una fila y variando el ángulo y longitud del abanico.

Por otra parte, cabe señalar que en el caso de los anclajes múltiples ensayados como parte de la presente investigación, no se consiguió ninguna mejora en términos de resistencia.

Todas las observaciones con respecto a anclajes múltiples dispuestos transversalmente permite concluir que la resistencia no crece proporcionalmente al número de anclajes. De hecho, puede no traducirse en ningún incremento en función de la geometría y espaciado de anclajes, según se extrae de los resultados de la fase experimental de este trabajo y de acuerdo con otros autores como Cageggi et al. (2014).

Para el modelo de diseño se ha asumido la hipótesis de que la eficacia de los anclajes múltiples es función del espaciado óptimo de los mismos, la cual es a su vez equivale al ancho de lámina óptimo que puede anclarse con un único conector. Es decir, si un único anclaje tiene la resistencia suficiente para anclar un ancho de lámina dado, la sustitución por dos anclajes dispuestos transversalmente no se traducirá en un aumento de resistencia.

Por el momento una medida de diseño conservadora podría incluir una limitación del incremento de resistencia conseguido por los anclajes en términos de la resistencia de adherencia del refuerzo. De este modo, si los anclajes están demasiado cerca unos de otros, su contribución unitaria disminuye.

Siguiendo esta hipótesis, se ha optado por limitar la contribución total de anclajes de forma que la resistencia total del refuerzo anclado no supere $2 \cdot P_{db}$, es decir, de forma que la contribución de los anclajes como mucho sea igual a la resistencia de adherencia del laminado, con independencia del número y disposición de los anclajes.

Las filas adicionales de anclajes servirían para aportar ductilidad al conjunto, y podrían ser especialmente útiles para prevenir el fallo por fisuración ya que podrían situarse entre fisuras manteniendo unido el refuerzo en cada tramo.

5.6 Recomendaciones para el diseño de refuerzos con anclajes de FRP

En esta sección se resume la estrategia de aplicación del modelo propuesto para diseño de refuerzos anclados. El objetivo de los siguientes párrafos es aclarar el proceso a seguir para el diseño con anclajes de FRP, aplicando el modelo de carga unitaria y las consideraciones con respecto al aprovechamiento y a la interacción entre los anclajes y el refuerzo.

A partir de los distintos ajustes realizados y de los análisis presentados en los apartados anteriores, el modelo de diseño para la carga unitaria de los anclajes de FRP queda de la forma:

$$P_{anc} = \min \left\{ P_{mix}, \frac{P_{dob}}{P_{ult}}, 0.6 \cdot P_{ult} \right\} \quad (5.24)$$

Con el factor de reducción de P_{ult} se pretende aportar un factor de seguridad frente al fallo por rotura a tracción de las fibras. El valor propuesto es acorde al modelo de Kim y Smith (2010), quienes fijaron un coeficiente de 0.59 para el mismo supuesto. Las dos ramas principales de comportamiento, una vez dispuesto un coeficiente de seguridad frente al fallo a tracción de las fibras, son la adherente y la de doblado o acodalamiento.

El fallo mixto o adherente que según se analizó en apartados anteriores engloba también puede englobar el fallo por rotura de cono de hormigón para anclajes someros, quedando del lado de la seguridad, se expresa con (5.25) y (5.26) en función de la resistencia del soporte.

$$P_{mix} = 9.5 \cdot h_{emb} \cdot \pi \cdot d_0 \quad \text{para } f'_c \geq 20 \text{ MPa} \quad (5.25)$$

$$P_{mix} = 4.6 \cdot h_{emb} \cdot \pi \cdot d_0 \quad \text{para } f'_c < 20 \text{ MPa} \quad (5.26)$$

Este tipo de comportamiento es función, por tanto, de la profundidad y del diámetro de la perforación (en mm). A partir de cierta profundidad y relación entre diámetro de anclaje y diámetro de la perforación el fallo estará gobernado, en el caso de anclajes sometidos a corte, por el acodalamiento, y en el caso de anclajes sometidos a tracción pura el máximo será igual a $P_{mix} = 0.6 \cdot P_{ult}$.

Por su parte, el fallo por acodalamiento o concentración de tensiones en el tramo de doblado según el modelo de diseño propuesto sigue la expresión:

$$\frac{P_{dob}}{P_{ult}} = 0.32 \cdot \frac{h_{emb}}{150} + 0.03 \cdot r_b \cdot \frac{\alpha}{\left(\frac{\pi}{2}\right)} \quad (5.27)$$

Donde la longitud embebida h_{emb} se expresa en mm y el ángulo de doblado α en radianes.

Con el objetivo de aportar un instrumento de sencilla aplicación para el diseño, y al mismo tiempo un esquema visual de la incidencia de cada variable en el modelo, se han elaborado ábacos para representar la evolución de la resistencia con distintas combinaciones de variables. Las variables principales han sido: producto del ratio de doblado por el ángulo de doblado $r_b \cdot \alpha$, longitud del tramo embebido h_{emb} y relación entre el diámetro de la perforación y el del anclaje d_0/d_a .

La figura 5.18 es el primero de estos ábacos, y corresponde a la variación de la resistencia con el producto del ángulo y el ratio de doblado. Se muestran las líneas correspondientes a las profundidades más habituales de introducción, incluyendo todas empleadas para las campañas experimentales de esta investigación así como la hipotética longitud embebida efectiva de 150 mm. Lógicamente, al tratarse de ángulos inferiores a 180° , el ábaco muestra resistencia de doblado.

Figura 5.18. Variación de la resistencia por doblado en función del producto del ratio de doblado por el ángulo ($r_b \cdot \alpha / (\frac{\pi}{2})$).

Como puede apreciarse en la figura anterior, la mejora conseguida para un anclaje con cualquier longitud embebida es del orden de un 20% de la resistencia a tracción del FRP para $r_b \cdot \alpha = 10$. La mejora es notable, por lo que se recomienda el avellanado o inclinación del tramo embebido, según sea posible, para un mejor aprovechamiento de este tipo de anclajes.

Según se comentó anteriormente, el radio de doblado no puede incrementarse en exceso, y se considera que el radio de doblado de cuatro veces el diámetro del anclaje, equivalente a una relación $r_b \cdot \alpha = 4$, es inalcanzable en la mayoría de los casos (Baggio, 2013). Sin embargo, alcanzar una relación semejante combinando el avellanado de la sección con la inclinación de la perforación es posible. En las campañas experimentales realizadas como parte de esta investigación se han empleado relaciones $r_b \cdot \alpha$ de hasta 3, mediante perforaciones a 135° y sin especial control del avellanado.

La figura 5.19 corresponde a la mejora conseguida con la variación de la longitud embebida. Se han representado distintas relaciones $r_b \cdot \alpha$, hasta la equivalente a los ensayos de arrancamiento por tracción directa ($\alpha = 180^\circ$). En el ábaco pueden apreciarse los puntos de transición del fallo por deslizamiento o mixto al fallo por concentración de tensiones de doblado, siendo este ábaco el que más se acerca al genérico representado en la Figura 5.3 al inicio del capítulo.

Figura 5.19. Variación de la resistencia por adherencia y doblado en función de la longitud embebida h_{emb}

Es destacable que, para $r_b \cdot \alpha = 6$, el comportamiento de los anclajes a corte sólo difiere del de los anclajes sometidos a tracción pura a partir de longitudes embebidas de 100 mm. En este caso, para la longitud embebida igual a 150 mm (considerada como efectiva) la diferencia es de un 10%. De acuerdo con el modelo propuesto, para longitudes embebidas superiores a la efectiva no se produciría un incremento de resistencia a igualdad del resto de variables.

En el extremo opuesto a lo comentado anteriormente para $r_b \cdot \alpha = 6$, la respuesta de los anclajes con $r_b \cdot \alpha = 0.5$, equivalente a los anclajes con un diámetro de perforación de 20 mm y sin tratamiento del filo de la primera fase experimental de esta investigación, está claramente marcada por la concentración de tensiones de doblado.

Esto da lugar a un aprovechamiento mucho menor y a la prevalencia de este tipo de fallo para cualquier longitud embebida. Es por ello que resulta recomendable, siempre que esto sea posible, avellanar el filo de la perforación y disponer un ángulo de doblado superior a 90° .

En la figura 5.20 se presenta el comportamiento adherente de los anclajes en función del ratio d_0/d_a , para un diámetro de anclaje de 10 mm.

Figura 5.20. Variación de la resistencia por adherencia en función de d_0/d_a

Según se aprecia en la Figura 5.20, el aprovechamiento es menor cuando menor es el diámetro de la perforación, para un mismo diámetro nominal de anclaje. Esto se relaciona con el menor aprovechamiento de la sección resistente si el diámetro de la perforación no se incrementa proporcionalmente a esta, ya que no llega a desarrollarse una resistencia a corte en las paredes de la perforación coherente con el incremento de la resistencia nominal del anclaje.

Otra apreciación interesante a partir del ábaco representado en 5.20 es que el límite de $F_{mix} \leq 0.6 \cdot P_{ult}$ lleva a desaprovechar profundidades de perforación superiores a 100 mm para una relación entre el diámetro de la perforación y el diámetro de anclaje de 3. Esto es indicativo de que, en el caso de anclajes sometidos a tracción, la resistencia máxima del anclaje es fácilmente obtenible incrementando la profundidad y el diámetro de la perforación.

5.6.1 Recomendaciones para diseño de láminas ancladas

Para el caso de lámina ancladas, la carga unitaria del anclaje debe ser el punto de partida para el diseño de las posibles agrupaciones de anclajes. Siguiendo las observaciones hechas en la sección 5.5, se propone el siguiente procedimiento de diseño:

1. Se parte de la expresión:

$$P_{m\acute{a}x} = 2 \cdot P_{db} \quad (5.28)$$

Siendo $P_{m\acute{a}x}$ la carga máxima a transferir en la longitud efectiva de adherencia. La carga máxima a despegue del laminado, supuesto sin anclar (P_{db}), se calculará según el modelo o normativa elegidos. Se recomienda hacer esta comprobación de forma iterativa, igualando en primer lugar a 2 y refinando si no se logra un anclaje tal que su contribución sea igual a la de la adherencia.

2. Dimensionado del anclaje para que la carga unitaria del anclaje, P_{anc} , cumpla la expresión:

$$P_{db} \geq P_{anc} \quad (5.29)$$

En este punto podrán emplearse los ábacos arriba reproducidos, o bien la formulación completa del modelo con las ramas correspondientes a cada modo de fallo. Cuanto más cercana sea la resistencia del anclaje a la de despegue, mayor será el aprovechamiento total del material de refuerzo.

3. Cálculo de la reducción de resistencia unitaria del anclaje debido a una longitud adherida insuficiente tras la línea de anclajes (A); en principio, se ha fijado la longitud adherida efectiva tras el refuerzo en 175 mm.

$$A = \frac{L_{elibre}}{175} \quad (5.30)$$

Cabe pensar que será siempre preferible disponer longitudes adheridas tras el anclaje iguales o superiores a 175 mm. Sin embargo, esto puede ser imposible en determinadas situaciones constructivas como las que se representan a continuación en la figura 5.21.

Figura 5.21. Situaciones constructivas en las que no puede disponerse tramo adherido tras la línea de anclajes

4. A continuación se calcula el coeficiente de aprovechamiento del anclaje para un refuerzo dado, es decir, para un P_{db} determinado y conocido el valor de A .

$$B \cdot P_{db} = A \cdot P_{anc} \quad (5.31)$$

En el caso de $P_{db} = P_{anc}$, $B = A$.

Si $B \leq 0.65$, es más efectivo disponer dos anclajes. En caso contrario, se aceptará la reducción de resistencia provocada por un ancho excesivo, ya que si se colocaran dos anclajes la eficiencia relativa de cada uno de ellos sería muy baja o, dicho de otro modo, se estaría desaprovechando la resistencia del material.

5. Con todo ello el cálculo de $P_{m\acute{a}x}$ se hará para el ancho de lámina del refuerzo, o para un ancho equivalente al espaciamiento entre anclajes.

$$P_{m\acute{a}x} = P_{db} + A \cdot P_{anc} \leq 2 \quad (5.32)$$

Alternativamente, se podrá calcular la contribución necesaria de los anclajes a partir del nivel de refuerzo requerido en un elemento estructural. Se trataría en este caso de modificar la cuantía del refuerzo sabiendo que la limitación de despegue no es la dada por las formulaciones clásicas, sino que puede ser entre un 125% y un 200% superior, en función de la optimización de los anclajes. De esta forma, se podría partir directamente del punto 5 variando simultáneamente P_{db} y P_{anc} para lograr la carga máxima requerida, pero manteniendo la condición de que la contribución de los anclajes no debe ser superior a la de adherencia. Esta condición es necesaria, por una parte, para aportar una mayor seguridad en caso de fallo de los anclajes y, además, viene dada por las incertidumbres en torno a la relación máxima entre el ancho de lámina y la resistencia unitaria del anclaje.

5.7 Relación entre el modelo de cálculo y los resultados de la segunda campaña experimental

En esta sección se ha aplicado los pasos de diseño arriba presentados a la segunda campaña experimental realizada como parte de la presente investigación. Esto corresponde a la fase de diseño y validación del cuadro expuesto en la sección 2.1, y pretende validar tanto el procedimiento de diseño en sí como las observaciones acerca del comportamiento de los ensayos expuesto en el capítulo 4.

A todas las consideraciones previamente discutidas con respecto al diseño de anclajes de FRP para láminas adheridas habría que añadir la influencia de la disposición relativa entre el tramo de expansión y el refuerzo. Lamentablemente, los resultados de la segunda fase experimental no son lo suficientemente concluyentes como para conseguir obtener un coeficiente que recoja el efecto producido por las distintas configuraciones constructivas.

Se incluye a continuación la aplicación del modelo de diseño propuesto a los anclajes de la segunda fase experimental obviando el componente relativo a la configuración constructiva, el cual presumiblemente incrementaría el aprovechamiento de la resistencia unitaria de los conectores.

En primer lugar, se ha comprobado la relación entre la resistencia de adherencia y la carga unitaria de los anclajes. Dado que en este caso el dimensionado de los anclajes no se hace a partir de la carga máxima de despegue, sino que es un dato, presumiblemente $P_{anc} < P_{db}$.

La carga de despegue en este caso, de acuerdo con los resultados de la serie de control, es de 41.58 kN. En este caso se ha utilizado como carga de depegue el valor calculado según la CNR-DT 200 (2013), para aportar un coeficiente de seguridad. Según esta guía, el valor de P_{db} para el refuerzo ensayado es de 34.23 kN; se ha elegido este valor por ser el menos conservador dentro de los valores normativos que quedan del lado de la seguridad

A continuación se ha calculado la resistencia de los anclajes, como ya se ha indicado obviando el parámetro relativo a la disposición del abanico de anclaje. El proceso de aplicación del modelo de cálculo para la carga unitaria de los conectores se presenta en (5.33), (5.34), (5.35) y (5.36).

$$P_{anc} = \min \left\{ P_{mix}, \frac{P_{dob}}{P_{ult}}, 0.6 \cdot P_{ult} \right\} \quad (5.33)$$

La resistencia a tracción, P_{ult} , se ha calculado siguiendo los datos del material aportados por la ficha técnica del fabricante, dando lugar a:

$$P_{ult} = f_{FRP} \cdot A_{FRP} = 1900 \cdot 5^2 \cdot \pi; P_{ult} = 149.2 \text{ kN} \quad (5.34)$$

La resistencia frente a fallo mixto o adherente por deslizamiento, P_{mix} , se ha obtenido con la expresión desarrollada en el apartado 5.4.4 para hormigones con resistencia superior a 20 MPa.

$$P_{mix} = 9.5 \cdot h_{emb} \cdot \pi \cdot d_0 = 9.5 \cdot 100 \cdot \pi \cdot 20; P_{mix} = 59.7 \text{ kN} \quad (5.35)$$

El comportamiento por acodalamiento, dado que los anclajes se insertaron con un ángulo inferior a 180° quedando sometidos a corte, se ha calculado de acuerdo con el ajuste de diseño del apartado 5.5.5.

$$P_{dob} = \left[0.32 \cdot \frac{h_{emb}}{150} + 0.03 \cdot r_b \cdot \frac{\alpha}{\left(\frac{\pi}{2}\right)} \right] \cdot P_{ult}; P_{dob} = 48.6 \text{ kN} \quad (5.36)$$

Dado que $P_{mix} > P_{dob}$, se toma el valor de acodalamiento para el dimensionado de la carga unitaria de los anclajes.

$$P_{anc} = P_{dob} = 48.6 \text{ kN} \quad (5.37)$$

El siguiente paso, una vez obtenida la carga unitaria del anclaje, es calcular la reducción de la contribución de los anclajes por no disponer de una longitud adherida tras los mismos de 175 mm. Por ello se ha calculado el coeficiente A :

$$A = \frac{100}{175} = 0.57 \quad (5.38)$$

Con todo ello se calcula el coeficiente de reducción B , para el ancho de lámina dado y el valor de despegue considerado, en este caso, el calculado según la guía italiana CNR-DT (2013).

$$B \cdot P_{db} = A \cdot P_{anc}; B = 0.81 \quad (5.39)$$

Dado que $B > 0.65$, sería suficiente con un anclaje o, dicho de otro modo, no habría mejoras reseñables con múltiples anclajes para el ancho de lámina dado. Esto es coherente con las observaciones del capítulo 3, donde se apreció la no mejora de la resistencia con anclajes múltiples para este ancho de lámina.

El valor máximo de los refuerzos anclados se obtendría como sigue:

$$P_{m\acute{a}x} = P_{db} + A \cdot P_{anc} = 61.94 \text{ kN} \quad (5.40)$$

El valor es ligeramente superior al valor medio de 58.65 kN obtenido en la serie I de la segunda campaña experimental. Puesto que no se ha incluido ningún factor de seguridad para P_{anc} , y considerando además que en estos ensayos no se alcanzó el fallo de los conectores, los resultados permiten aceptar la capacidad predictiva del modelo propuesto.

En los párrafos precedentes se ha desarrollado la metodología de cálculo propuesta con la aplicación a los resultados experimentales. A la vista de lo observado, es preciso refinar el modelo con los parámetros menos estudiados, tales como el espaciamiento de anclajes o la longitud adherida tras los mismos, así como procurar una metodología de ensayo que permita alcanzar realmente la carga unitaria de los conectores.

Como parte de un análisis crítico, siguiendo el esquema de validación expuesto en la sección 5.2, se considera que los ensayos de corte doble serían una alternativa válida para este tipo de experimentación, ya que pueden evitar el problema de concentración de tensiones en el punto de aplicación de la carga en el laminado, o la debilitación de dicho tramo. Con respecto a la resistencia unitaria de los conectores, son adecuados tanto los ensayos por arrancamiento por tracción directa como los de corte simple realizados en la presente investigación, quedando siempre impregnada la longitud libre de los anclajes.

Ha sido posible realizar un modelo lo suficientemente seguro para un alto porcentaje de los ensayos realizados hasta la fecha, lo cual demuestra la capacidad de los anclajes de FRP de elevar la carga última de refuerzos adheridos. Puede afirmarse que la cuantía de mejora respecto a refuerzos adheridos se encuentra entre un 25% y un 100%, dando lugar a resistencias del refuerzo anclado de un 125% a un 200% de la resistencia a despegue; estos valores son coherentes con las observaciones de diversos autores, con los datos disponibles en la bibliografía y con los resultados experimentales.

Desea destacarse una vez más la imposibilidad de extraer conclusiones relativas a las múltiples filas, con relación a los datos disponibles. Esta variable se presenta como fundamental de cara a futuras investigaciones, según se detallará en el capítulo siguiente.

5.8 Ejemplo de diseño de refuerzos adheridos y estimación de la contribución de anclajes

En esta sección se desarrolla un ejemplo de aplicación del modelo propuesto para situaciones críticas en términos de adherencia en refuerzos de elementos estructurales a flexión. La resistencia de adherencia y la tensión de la interfaz se han evaluado con ayuda del programa de cálculo gratuito CarboDur (versión 3.4), desarrollado por CYPE en colaboración con SIKA. Dicho programa permite calcular refuerzos de FRP de distintos elementos constructivos, tomando como base la norma ACI 440, la TR55, la SIA 166 o parámetros fijados por el usuario. Por tratarse de la guía más cercana al ámbito europeo, ya que toma como base el Eurocódigo para los cálculos del hormigón, se han empleado los parámetros de la guía inglesa TR55 (2012) para los cálculos.

El caso considerado es una viga de canto biapoyada con una resistencia media antes de ser reforzada, lo cual permite considerables contribuciones del FRP a la resistencia, particularmente frente a acciones no permanentes. Los refuerzos a flexión con FRP en vigas biapoyadas suelen disponerse en el tramo central para responder al momento flector pésimo; en estos casos los anclajes pueden utilizarse para incrementar la capacidad de transferencia de la interfaz, de acuerdo con lo expuesto en el apartado 2.8.1.

El procedimiento seguido en el ejemplo ha consistido en la definición de las cargas actuantes y de la geometría y refuerzo interno del elemento original. La escuadría del elemento y su refuerzo interno se han diseñado específicamente para que la viga precise refuerzo, pero sea capaz de cumplir con las exigencias de fuego y resistencia ante cargas permanentes en caso del fallo del refuerzo; para esto se ha tomado la situación pésima considerada por la guía considerada. A continuación se ha procedido a calcular el refuerzo con el programa de cálculo, teniendo en cuenta las limitaciones correspondientes a evitar el fallo por despegue.

El escenario se considera idóneo para la aplicación de un sistema de anclaje, ya que este supondría un ahorro de material y permitiría aprovechar en mayor medida las propiedades mecánicas del FRP. Aplicando el modelo de cálculo propuesto, se ha estimado en qué forma los anclajes permiten reducir el número de capas de refuerzo necesarias.

5.8.1 Ejemplo de viga de canto biapoyada

Este apartado presenta el desarrollo del ejemplo de refuerzos en una viga de canto biapoyada. Dicho ejemplo podría ligarse a vigas biempotradas, siempre que se aceptara una redistribución de momentos tal que sólo se precisara refuerzo en la cara inferior de la viga. Es digno de mención a este respecto que los refuerzos exteriores con FRP suelen realizarse por la cara inferior, donde el acceso es más sencillo, para conseguir una intervención lo menos costosa posible.

La viga objeto de análisis tiene una luz de 6 m con una escuadría de 0.35x0.6 m con apoyos simples en ambos extremos de 300 mm de ancho. El hormigón tiene una resistencia a compresión de 25 MPa. Para emular una situación con pérdida de resistencia o correspondiente a una estructura de cierta antigüedad, el acero de armar se ha escogido B400. Las cargas permanentes de diseño son de 18 kN/m, existiendo un 80% de la carga permanente antes del refuerzo. Las cargas variables en este caso son de 10 kN/m, resistiendo la sección inicialmente el 60% de las mismas.

La viga se ha dimensionado con un armado suficiente para resistir las cargas iniciales, pero con escaso margen de seguridad, como parte del proceso de verificación según la guía TR55 (2012). Esto se materializa en cuatro redondos de 12 mm de diámetro en la cara superior y cinco redondos de 12 milímetros de diámetro en la cara inferior, más dos redondos de 16 mm de diámetro en la cara inferior en el centro de vano con una longitud de 4 m.

La Figura 5.22 muestra de forma esquemática la situación de cargas y la geometría de sección y armadura de la viga.

Figura 5.22. Ejemplo a reforzar de viga biapoyada

Para el momento flector psimo en centro de vano, el clculo con el programa informtico da lugar a un momento resistente de la seccin sin reforzar de 89 kNm, frente a un momento flector de diseo igual a 98 kNm; la comprobacin de la combinacin mnima de cargas y de la resistencia del elemento en caso de incendio arrojan que el elemento resiste un 172% de la solicitacin en caso de incendio y un 157% de la combinacin de cargas para situacin accidental de fallo del FRP. Es digno destacar que estas dos comprobaciones, la de situacin accidental de fallo del FRP y la de incendio, son obligatorias en las guas disponibles, y suelen llevar a una importante limitacin de la contribucin del refuerzo frente a cargas permanentes; es por ello que este tipo de refuerzos resultar ms recomendable en situaciones con elevada sobrecarga de uso, en las que la estructura original pueda resistir las cargas permanentes.

Con todo ello se dimensiona con el programa informático el refuerzo, el cual da lugar a dos capas de 0.129 mm de tejido de fibra de carbono de 0.3 m de ancho; la comprobación del anclaje lleva en este caso a verificar la aptitud del diseño del refuerzo, para una longitud total del mismo de 5.498 m.

En la Figura 5.23 es muestran las comprobaciones de dimensionado y anclaje del tejido en la viga considerada

Separación del FRP inducida por fisuras de cortante	$V_{Ed} \leq V_{Rd,crack}$	$78.62 \text{ kN} \leq 80.12 \text{ kN}$	✓	$x = 5.00 \text{ m}$
Tensión tangencial longitudinal en la zona de plastificación	$\tau_t \leq \tau_{lim,y}$	$4.47 \text{ MPa} \leq 5.39 \text{ MPa}$	✓	$x = [5.00, 5.02] \text{ m}$
Deformación en el FRP	$\epsilon_{mt} \leq \epsilon_{td}$	$0.00532 \leq 0.01105$	✓	$x = 5.00 \text{ m}$
Tensión tangencial longitudinal cerca de los extremos de FRP	$\tau \leq \tau_{lim,c}$	$0.04 \text{ MPa} \leq 0.96 \text{ MPa}$	✓	$x = [0.77, 0.78] \text{ m}$
Anclaje	$T_d \leq T_k$	$38.48 \text{ kN} \leq 44.56 \text{ kN}$	✓	$x = 1.00 \text{ m}$

Figura 5.23. Dimensionado de refuerzo adherido en centro de vano en ejemplo de viga biapoyada

La situación de diseño cumple holgadamente con las necesidades del refuerzo, siendo el momento resistente de diseño en situación de servicio igual a $143 \text{ kN}\cdot\text{m}$, lo que supone un 147% del momento flector máximo esperable.

Con estas consideraciones se ha intentado reducir la sección del refuerzo. Para ello se ha forzado al programa a evaluar las condiciones de servicio de un refuerzo con una única capa de tejido de 0.129 mm de espesor. Bajo estas condiciones el momento resistente de la sección reforzada pasa a ser de $110 \text{ kN}\cdot\text{m}$, lo que sigue siendo un 113% del momento pésimo de diseño.

Un aspecto que suele ser limitante para el diseño de refuerzos de FRP es la tensión máxima en servicio de la armadura para reducir la zona de plastificación, para la combinación característica de las cargas. En este caso, y pese a haber fijado el tipo de acero en B400, la condición se cumple con una tensión en servicio σ_s de 314.83 MPa. Por su parte, la situación de tensión del refuerzo cumple holgadamente con una tensión en el FRP bajo la combinación característica de cargas σ_f igual a 96.83 MPa, muy por debajo del límite de servicio de 1056 MPa para fibra de carbono según la TR55 (2012).

La carga máxima en la interfaz en la zona de anclaje en este caso sería de 38.8 kN, frente a la resistencia a despegue de un refuerzo de una capa de fibra de carbono la cual es de 31.5 kN. Por ello se requieren dos capas de refuerzo, para incrementar la resistencia a despegue.

De lo expuesto en los párrafos precedentes puede concluirse que el refuerzo sería apto para la situación considerada en términos de estado límite último y de servicio. Sin embargo, el programa informático señala un problema de diseño: la fuerza desarrollada en el refuerzo de FRP no puede ser anclada. El problema surge por la necesidad de disponer la longitud efectiva de adherencia a partir del punto en que la sección necesita refuerzo; en este caso, las dimensiones de la viga hacen que el refuerzo no pueda anclarse en los extremos. Es por ello que se requiere el sobredimensionamiento del refuerzo.

Se considera que este tipo de situaciones son una oportunidad para la utilización de sistemas de anclajes. Para una ancho de lámina de 300 mm, con una longitud de abanico de 150 mm, sería recomendable disponer dos anclajes transversales. Como hipótesis conservadora, dadas las incertidumbres en torno a la eficacia de anclajes múltiples, se tomará la contribución de los dos anclajes igual a la de un único conector.

Siguiendo el procedimiento de diseño expuesto en 5.6, puede aceptarse una contribución de los anclajes igual a la del propio mecanismo adherente, si dichos anclajes tienen suficiente resistencia.

Teniendo en cuenta las dificultades de acceso al entorno del nudo, existen dos posibilidades: introducir los anclajes en el pilar a 180° , con lo que tendrían suficiente longitud adherida tras ellos y no presentarían reducción de resistencia por acodalamiento, o por el contrario disponerlos en el extremo de la viga con 90° . En el segundo caso, probablemente el más sencillo en cualquier obra de intervención ya que no implica afectar al pilar ni compromete el nivel de trabazón de la estructura, habría que considerar la reducción correspondiente a la reducción de resistencia de los anclajes por concentración de tensiones en el tramo de doblado.

La situación podría por tanto definirse con anclajes instalados a 90° con una longitud adherida de 75 mm tras la línea de anclajes. De acuerdo con el modelo de cálculo, para un conector de fibra de carbono de 10 mm de diámetro, con avellanado tal que el ratio de doblado sea igual a 3 y para una profundidad embebida igual a 150 mm, la resistencia unitaria de cada anclaje sería igual a 61 kN. Con la reducción provocada por una longitud adherida tras los anclajes menor de 175 mm, cada anclaje podría contribuir a la resistencia con 26.27 kN.

A pesar de las incertidumbres con respecto al aprovechamiento de dos anclajes dispuestos transversalmente, puede afirmarse que la contribución equivalente a la de un único anclaje supone más de la mitad de la resistencia necesaria frente a despegue, lo que ligado a una resistencia del laminado (de 31.5 kN) da lugar a una resistencia en el extremo de al menos 57.7 kN, claramente superior a la necesaria en este caso.

La solución correspondiente a una capa de refuerzo con anclajes instalados en la propia viga a 90° llevaría a su posición prácticamente en los extremos de la viga, con una distancia de 75 mm a los nudos quedando incluidos en la zona de transferencia de tensiones. Dicha solución se representa en la Figura 5.24.

Figura 5.24. Propuesta de anclajes para viga biapoyada

El ejemplo expuesto en esta sección tiene como objetivo la puesta en valor de los sistemas de anclaje para refuerzos de FRP en casos en que sean necesarios, cuando existe fallo adherente, o también para complementar el mecanismo adherente y optimizar las secciones de los refuerzos cuando el dimensionado queda condicionado por el fallo por despegue.

El modelo propuesto permite diseñar refuerzos con anclajes de FRP considerando su contribución al mecanismo resistente frente a despegue aunque precise de una base de datos más extensa para poder ajustar todos los parámetros, especialmente los relacionados con anclajes múltiples y con la posición relativa del abanico del anclaje respecto al refuerzo.

Capítulo 6

Conclusiones y futuras líneas de investigación

6.1 Introducción

En este capítulo se exponen las conclusiones más relevantes extraídas de los resultados obtenidos en las campañas experimentales realizadas, y las derivadas del desarrollo del modelo analítico y de su aplicación a la base de datos y, más concretamente, a los resultados de la propia investigación.

Como parte de las conclusiones de cada apartado, se ha querido retomar el método de aceptación de sistemas de anclaje presentado en el apartado 2.8.1 del marco teórico y desarrollado en el modelo analítico a partir del esquema incluido en el apartado 5.2 (Figura 5.1).

Asimismo, se identifican las áreas de interés que han surgido de este trabajo y pueden dar lugar a futuras investigaciones, y se enfatizan las limitaciones del conocimiento disponible para el diseño de refuerzos con anclajes de FRP.

6.2 Conclusiones de la campaña experimental de cordones ensayados a corte

En esta sección se recogen las conclusiones extraídas de la primera campaña experimental. En primer lugar se presentan las conclusiones relativas a las variables estudiadas; se ha distinguido entre las conclusiones en términos de modo de fallo, de carga máxima y de relación carga-desplazamiento. A continuación se incluye una reflexión acerca de la representatividad del tipo de ensayo empleado para los anclajes de FRP.

6.2.1 Conclusiones de las variables estudiadas

6.2.1.1 Modo de fallo

En la campaña experimental se observaron tres modos de fallo: deslizamiento o fallo adherente de la resina respecto de las paredes del soporte, fallo por acodalamiento en el tramo de doblado de las fibras y fallo a tracción en el tramo libre del cordón.

La variable que tiene una mayor influencia en el modo de fallo es la longitud embebida, ya que domina el paso de fallo adherente a los otros dos posibles modos de fallo.

Dado que ningún cordón alcanzó su tensión de rotura, ni siquiera en los casos de fallo a tracción en el tramo libre, se considera que la presencia de un tramo embebido y del doblado conlleva una reducción de la resistencia a tracción respecto a la obtenida en ensayos de tracción pura.

La notable incidencia del fallo por acodalamiento es característica de los anclajes de FRP trabajando a cortante. Los parámetros estudiados permiten paliar en distinto grado la concentración de tensiones en el tramo de doblado, pero sin llegar a evitar el modo de fallo

6.2.1.2 Resistencia

A partir de los resultados obtenidos y del análisis estadístico realizado, se concluye que las variables de construcción e instalación de anclajes y el diámetro juegan un papel menor en la resistencia de los anclajes, siendo las variables con mayor relevancia la profundidad embebida, ángulo de inserción y avellanado.

Concretamente, las diferencias no son significativas para anclajes instalados en fresco y endurecidos. Con respecto al propio proceso constructivo, los anclajes instalados en fresco pueden prepararse simultáneamente a la ejecución, reduciendo plazos, pero su inserción es considerablemente más compleja. Se considera que para elementos difícilmente accesibles los anclajes endurecidos pueden ser más adecuados.

La profundidad embebida, además de afectar al modo de fallo, presenta una influencia en la carga máxima. En los anclajes a 90° el crecimiento de la resistencia con la longitud del tramo embebido presenta una tendencia lineal; en los anclajes con distintas inclinaciones esta tendencia no es tan clara, aunque también puede relacionarse con la dispersión de los ensayos al ser más complicada la ejecución de los taladros inclinados.

La técnica de tratamiento del filo tiene una influencia fundamental en la resistencia siendo. Los anclajes con avellanado con sierra radial consiguen los mejores resultados; en el caso de los anclajes con diámetro de la perforación de 20 mm las resistencias son de media un 23% superiores a las de los conectores sin avellanado del filo.

Las diferencias en el diámetro de la perforación, si bien tienen una influencia menor, dependen de la técnica del tratamiento del filo. Para perforaciones sin avellanar, los diámetros menores tienen un peor comportamiento; en perforaciones avellanadas con sierra radial, la diferencia entre perforaciones de 16 mm y de 20 mm es prácticamente despreciable. La inclinación de la perforación incide en la concentración de tensiones en el tramo de doblado. Los mejores resultados de la campaña se han obtenido para anclajes a 135°, con una resistencia máxima de 734 MPa.

Diferentes combinaciones de los parámetros estudiados permiten conseguir resistencias comparables de los conectores. Valores similares fueron obtenidos para perforaciones a 90° con avellanado con sierra radial y a 135°, con profundidades de 100 mm, y para perforaciones a 90° con avellanado con broca y 125 mm de introducción.

A partir de estos resultados se concluye que las distintas combinaciones de variables podrán emplearse en función del diseño del refuerzo y de las limitaciones de acceso del elemento estructural reforzado.

El análisis de regresión lineal realizado permite obtener una correlación entre las variables estudiadas, en términos del porcentaje de la resistencia a tracción conseguido por los anclajes a cortante. La alta significación de las variables de profundidad, tratamiento del filo y orientación permite acotar en gran medida el problema de diseño de anclajes de FRP.

6.2.1.3 Relación carga-desplazamiento

Las diferencias más acusadas en términos de desplazamientos son las correspondientes a los anclajes con fallo por deslizamiento. En estos conectores se observó una mayor ductilidad.

Los anclajes a 90° con 50 mm de longitud embebida presentaron prevalencia de fallo por deslizamiento y, consecuentemente, su comportamiento fue dúctil en la mayoría de los casos. Aunque en menor medida, el deslizamiento es apreciable también para los anclajes inclinados a 120° y 135° con profundidades de 75 mm.

Prácticamente todos los demás anclajes presentan una relación lineal carga-desplazamiento hasta rotura. A medida que la profundidad es mayor, se observa una rigidización del sistema con una mayor pendiente, que se corresponde también con los anclajes que alcanzan mayores cargas máximas.

6.2.2 Representatividad del ensayo para las variables estudiadas

Los ensayos realizados recogen las principales variables que afectan a la resistencia de anclajes de FRP a cortante. Se han dejado fuera de la campaña experimental los parámetros de resistencia del soporte y de cuantía de fibras de los propios anclajes.

Para las variables estudiadas, se han obtenido resultados coherentes con la mecánica del problema. Cabe destacar que las dispersiones han sido elevadas en algunos casos, obligando a repetir ensayos para conseguir tener una base de datos suficientemente amplia para su evaluación.

Las dispersiones obtenidas se relacionan con los siguientes aspectos: complejidad del proceso de instalación de los anclajes e importancia de la mano de obra, dificultad de impregnar correctamente el tramo libre de los anclajes, irregularidades en dicha impregnación y en la colocación de las sufrideras.

Con carácter general se considera que el tipo de ensayo realizado es suficientemente representativo del comportamiento de los anclajes de FRP. Sin embargo, la dificultad de impregnar el tramo libre del anclaje ha llevado en ocasiones a fallos a tracción prematuros que no se corresponden con el fallo esperable en anclajes trabajando a cortante, ya que en estos casos el abanico de expansión quedaría siempre suficientemente impregnado. Se quiere llamar la atención a la posibilidad de perfeccionamiento de este sistema, o bien al uso de tramos libres más cortos para que la impregnación de los mismos tenga una menor influencia en la resistencia.

6.3. Conclusiones de la campaña experimental de refuerzos anclados

En esta sección se recogen las conclusiones extraídas de la segunda campaña experimental, particularizando las relativas a anclajes únicos y múltiples. Se sigue prácticamente el mismo esquema de la sección anterior correspondiente a la primera campaña experimental.

6.3.1. Conclusiones de las variables estudiadas

6.3.1.1 Modo de fallo

Se observaron tres modos de fallo: despegue o fallo cohesivo del refuerzo, fallo a cortante del anclaje, resistencia a tracción de las fibras. En algunos casos existió también un fallo de carácter secundario en el soporte, simultáneo o previo al colapso del sistema.

Los anclajes con el tramo libre embebido en rozas radiales no consiguen cambiar el modo de fallo; en estas probetas, al igual que en la serie control, todos los refuerzos presentaron despegue de tipo cohesivo, con el consiguiente arrancamiento de una capa superficial de hormigón del soporte.

Tanto los anclajes con el abanico de expansión entre capas del refuerzo como los de abanicos adheridos sobre el refuerzo consiguieron cambiar el modo de fallo. No se consiguió llegar a la rotura del anclaje excepto en una ocasión, presentando todos los demás ensayos rotura en el tramo de doblado del refuerzo.

En parte de los ensayos de conectores instalados atravesando el refuerzo se produjo una deslaminación parcial del tramo adherido tras el anclaje, a ambos lados de su punto de inserción. Esto es una consecuencia del mayor nivel de afectación del laminado por este tipo de instalación de los anclajes, comparado con el de los abanicos instalados entre capas de refuerzo en los que la capa superior no requiere la deformación de las fibras en la inserción del anclaje.

La serie de anclajes múltiples presenta en su totalidad fallo en el tramo de doblado del refuerzo, sin que sea observable un despegue del refuerzo más allá del límite del tramo de expansión de los conectores. No hay diferencias apreciables entre las disposición longitudinal y transversal.

6.3.1.2 Resistencia

A partir de los resultados, puede concluirse que los anclajes con abanico de expansión embebido entre dos capas de refuerzo presentan una mayor optimización del sistema de anclaje, con una carga máxima media igual a 141% la de la serie control con refuerzos simplemente adheridos.

El nivel de aprovechamiento de los anclajes con el abanico sobre el refuerzo lleva a superar la resistencia de adherencia en un 31%.

La serie que presenta unos peores resultados es la del tramo de expansión embebido en rozas, como consecuencia de no lograr evitar el despegue del refuerzo. Sin embargo, incluso en esta serie la mejora de adherencia lograda por la mayor superficie disponible lleva a retrasar el despegue.

Las probetas con anclajes múltiples no presentan mejoras apreciables en términos de la carga máxima. Esto puede explicarse como una consecuencia del modo de fallo, que impide alcanzar la carga de rotura de los anclajes, o bien porque la resistencia unitaria de un anclaje es suficiente para el ancho de lámina ensayado. La primera hipótesis impide verdaderamente estimar la mejora conseguida con los anclajes de FRP; la segunda se explica detalladamente a partir del modelo analítico propuesto, y se relaciona con el espaciamiento óptimos de los anclajes en función de la resistencia unitaria del conector y de la resistencia de adherencia de la interfaz refuerzo-soporte.

6.3.1.3 Relación carga-desplazamiento

En la serie control se da una relación tensión-desplazamiento prácticamente lineal hasta la deslaminación completa del refuerzo. Un comportamiento similar se observa en la serie con el tramo de expansión embebido en rozas bajo el refuerzo.

Los conectores con el tramo embebido entre capas del refuerzo o adherido sobre el mismo se pueden distinguir dos tramos diferenciados. La distinción es más evidente en la serie con el tramo libre entre capas de refuerzo, donde puede llegar a identificarse la carga pico o carga de despegue del tramo adherido antes del anclaje, el descenso inmediatamente después del despegue cuando entra en carga en carga el anclaje y la resistencia post-pico aportada por el anclaje.

El comportamiento de la serie con el tramo de expansión de los anclajes entre capas de refuerzo se ha comparado con un modelo genérico existente. La diferencia más significativa es que en los ensayos realizados la carga post-pico del anclaje llega a superar la carga previa al inicio de la deslaminación, pero en ambos casos se observa que dicha carga máxima previa a la deslaminación era superior a la carga de despegue del laminado simplemente adherido.

Con respecto a los anclajes múltiples, las relaciones carga-desplazamiento se relacionan estrechamente con lo observado en términos del modo de fallo y de la carga máxima. En este caso se observa una pendiente de la gráfica prácticamente igual a la de los refuerzos con un anclaje, si acaso con una moderada rigidización, y un fallo frágil en el tramo libre del refuerzo que impide siquiera apreciar el comportamiento post-pico, al no llegar se a despegar más que un tramo muy reducido de refuerzo hasta el frente de anclaje.

6.3.2 Representatividad del ensayo para las variables estudiadas

En este caso el tipo de ensayo ha sido una limitación importante para la valoración de la influencia de las variables estudiadas. En la línea del método para la validación del sistema de anclajes, no se podría considerar suficientemente representativo, aunque permite extraer conclusiones en cuanto a la relevancia de las variables en la carga máxima y la tendencia general de comportamiento de los refuerzos con anclajes de FRP. En este apartado se desarrollan las ventajas y desventajas del tipo de ensayos realizado, y posibles mejoras para futuras investigaciones.

Los ensayos de corte simple han sido señalados en numerosas ocasiones como un método válido para estimar la resistencia de adherencia de los refuerzos de FRP. Se trata de un ensayo relativamente sencillo de realizar, y que presenta la sollicitación pésima para la interfaz refuerzo-soporte; por tanto, es una simplificación del lado de la seguridad respecto en comparación con los ensayos de tipo viga, o ensayos de elementos constructivos completos.

La limitación más importante de los ensayos realizados ha sido la sujeción del extremo del refuerzo para la aplicación de la carga. Se optó por doblar el refuerzo para adaptarlo a la prensa disponible, de modo que el ensayo se realizara sin necesidad de sufrideras que pudieran presentar deslizamiento o dañar el refuerzo; sin embargo, este método ha revelado que se produce una excesiva diferencia de resistencia a tracción entre el tramo recto del refuerzo y el tramo de doblado. A consecuencia de esta diferencia, ha sido imposible alcanzar la resistencia máxima de los anclajes en la mayoría de las configuraciones.

Siguiéndose de las ventajas de los ensayos de corte, y teniendo en cuenta las limitaciones que se han encontrado en la campaña experimental, se propone que para un mejor estudio de las variables propias de refuerzos anclados se realicen ensayos de corte doble, que eviten el problema del tramo de doblado y al mismo tiempo de la colocación de sufrideras.

6.4 Conclusiones del modelo analítico

Esta sección presenta las conclusiones del modelo analítico propuesto, con sus distintos niveles de ajuste, tanto para la carga unitaria de los conectores como para su aplicación a refuerzos anclados. Las conclusiones son relativas al nivel de ajuste a la base de datos existente, la coherencia de los resultados de la campaña experimental y la base de datos, y la capacidad predictiva del modelo.

6.4.1 Conclusiones de la resistencia unitaria de anclajes

6.4.1.1 Modo de fallo. Tramos del modelo

El modelo se ha dividido en tramos de comportamiento relacionados con el modo de fallo esperable. Estos modos de fallo se han relacionado, por una parte, con la base de datos para anclajes a arrancamiento por tracción directa y los resultados de la base experimental, y a los modelos existentes para anclajes sometidos a tracción directa y para refuerzos internos con acodalamiento, por otra. La discriminación en tres tramos de fallo: adherente o mixto (soporte-adherente), fallo por doblado y resistencia a tracción trata de aproximarse en lo posible al comportamiento real de los anclajes y a las causas que intervienen en los distintos modos de fallo.

6.4.1.2 Selección de parámetros

Para cada tramo se ha establecido una carga máxima en función de los parámetros más representativos.

En el caso del comportamiento adherente, las variables son extraídas de los modelos existentes para anclajes químicos y anclajes de FRP, excluyendo las relativas a la limpieza del taladro, tipo de adhesivo y rugosidad de las paredes de la perforación.

Para el tramo de fallo por acodalamiento, las variables se han extraído de los modelos para refuerzos internos de FRP, cotejados con el análisis de regresión lineal múltiple de la primera campaña experimental y con los propios resultados de dicha campaña. Todo ello ha llevado a unos parámetros coherentes con la mecánica del problema y con un razonable nivel de ajuste a los modos de fallo observados.

El fallo a tracción se relaciona directamente con la resistencia característica del material compuesto, función a su vez de la fibra empleada y de su cuantía, y de la sección del conector.

6.4.1.3 Niveles de ajuste

La resistencia unitaria se ha evaluado conforme a tres niveles de ajuste. El primero corresponde a los modelos de partida, pero con las variables seleccionadas al caso estudiado. El segundo se realizó mediante una minimización de los errores cuadráticos, dando lugar a un buen ajuste teniendo en cuenta la dispersión de los datos disponibles. El tercer nivel de ajuste se realizó con vistas al diseño, para reducir la inseguridad del modelo optimizado dada la dificultad de control de algunos parámetros y la variabilidad debida a la mano de obra.

Para los distintos niveles de ajuste se ha evaluado la capacidad predictiva del modelo tanto en términos de carga máxima como de modo de fallo. Existe buena correlación entre ambas predicciones, con una menor fiabilidad en el punto de transición de fallo adherente a fallo por doblado, para anclajes a cortante.

El modelo resultante (de diseño) tiene una expresión que relaciona directamente el ratio de doblado y ángulo de doblado agrupándolos en un único término modificado por un coeficiente de 0.03; teniendo en cuenta que los valores usuales del producto de ambos parámetros no son superiores a 6, puede concluirse que la mejora sería del orden de un 18% respecto a la situación pésima con ángulos de 90° sin avellanar y con un diámetro de perforación reducido.

Por su parte, la profundidad embebida es reflejada en el modelo como la variable con una mayor incidencia, siempre que sea igual o menor a la efectiva fijada en 150 mm, ya que queda en un término separado de los demás parámetros. El coeficiente de 0.32 que afecta al cociente de la profundidad embebida dividida entre la efectiva es equivalente a un coeficiente de 0.002 afectando solo a la profundidad embebida real, siendo el doble del obtenido mediante regresión múltiple de la primera campaña experimental. La sensibilidad a esta variable se evidencia cuando se anula el término independiente y cuando se utiliza la totalidad de los datos disponibles.

6.4.2 Conclusiones de la aplicación a refuerzos anclados

El objetivo último de un modelo de cálculo para anclajes es poder estimar la contribución de dichos anclajes a la resistencia de los refuerzos. Con este objetivo se ha elaborado una extensión del modelo a refuerzos adheridos de FRP; el modelo es aplicable tanto partiendo de la resistencia unitaria de los conectores como de la resistencia de adherencia del refuerzo, limitando la contribución de anclajes de modo que la resistencia total frente al fallo por despegue del refuerzo anclado no sea superior al doble de la aportada por el mecanismo adherente.

Quizás lo más destacado del modelo completo, el cual dista mucho de poder ser aplicable directamente dada la escasez de datos disponibles, es la dependencia que se ha establecido entre la resistencia del anclaje y la resistencia de adherencia, es decir, del ancho y espesor de la lámina considerando unas propiedades fijas del FRP y del soporte.

Esta dependencia, aunque la magnitud exacta sea difícilmente cuantificable con los datos existentes, apunta a que un anclaje optimizado puede aportar como máximo el equivalente a la resistencia de adherencia del refuerzo anclado, llevando a que la resistencia máxima duplique dicha resistencia de adherencia. Este valor, fruto de una simplificación pero correspondiente a las observaciones de algunos autores, supone un punto de partida interesante para la optimización del diseño de refuerzos anclados.

Otro aspecto reseñable es la dependencia detectada en el modelo de la longitud adherida tras la línea de anclajes, coherente con los resultados obtenidos en la serie de un único anclaje de la segunda campaña experimental. Nuevamente, los datos apuntan a una influencia de esta variable pero son demasiado escasos como para que el ajuste del modelo propuesto sea aceptable.

La aplicación de los parámetros de diseño propuestos a los ensayos de la segunda campaña experimental, la cual no se tuvo en cuenta en la optimización, llevan a concluir que, considerando los fallos prematuros observados en la misma, el modelo queda del lado de la seguridad.

Posiblemente, y fruto precisamente de que estos ensayos no alcanzaron la carga máxima de la unión anclada, el modelo sea demasiado conservador; es preferible, no obstante, contar con un modelo capaz de predecir con un margen de seguridad elevado dado el número de parámetros que presentan un alto grado de incertidumbre en la actualidad. Si se aceptan los condicionantes de diseño propuestos, puede observarse que efectivamente la inclusión de anclajes contribuye a maximizar el aprovechamiento del material de refuerzo. El ejercicio de aplicación a una viga según los modelos de distintas guías de cálculo apunta a la posibilidad de reducir hasta la mitad la cuantía de material de refuerzo necesaria para el mismo nivel tensional del elemento reforzado, cuando el dimensionado viene condicionado por la adherencia.

6.5 Futuras líneas de investigación.

En este trabajo se ha presentado un estudio de las variables que afectan al comportamiento de los anclajes de FRP, y de los refuerzos adheridos y anclados. La investigación se ha centrado en aquellas variables que, a priori, tienen una mayor influencia en la resistencia de los anclajes. Se precisa la validación del tipo de ensayos realizados y del modelo con futuras investigaciones que den cuenta de la aplicabilidad de los mismos.

Los ensayos de la primera fase experimental han permitido destacar la influencia de las variables de tratamiento del filo. A pesar de que la broca avellanadora no ha permitido evitar el fallo por concentración de tensiones en el tramo de doblado, se considera que la tecnología es de interés ya que permite un mayor control del proceso de avellanado; dicho proceso, según se extrae de los resultados obtenidos, es fundamental para el aprovechamiento de la resistencia de los conectores de FRP. A raíz de esto se considera de interés un estudio más detallado de variables de radio de doblado, tanto modificando el ángulo como el diámetro de la perforación o procurando radios de avellanado más ajustados a la curvatura de las fibras.

Sin embargo, las limitaciones asociadas al tipo de ensayo de la segunda campaña experimental hacen necesarias más investigaciones para poder cuantificar con exactitud el grado de mejora. Los resultados de anclajes embebidos en rozas hacen suponer que, en este caso, no hay una verdadera interacción entre el anclaje y el refuerzo, dado el modo de fallo observado en todas las probetas con esta configuración. Esto abre el camino a una investigación con rozas rellenas de resina, para estudiar la mejora del mecanismo adherente al incrementar la superficie de contacto del refuerzo con el hormigón.

La elaboración del modelo analítico ha permitido identificar carencias en la base de datos disponible para la elaboración de un modelo completo para el diseño de anclajes de FRP. A continuación se indican los aspectos que deberían estudiarse para completar y rectificar el modelo propuesto.

La profundidad efectiva del anclaje o, dicho de otro modo, identificar si existe una longitud del tramo embebido más allá de la cual, a igualdad de las demás variables, no haya un incremento de la resistencia. Esta noción se relaciona con las consideraciones para refuerzos internos para hormigón que se han tomado como base para el modelo de reducción por doblado.

El espaciamiento máximo entre anclajes, o el ancho máximo de lámina que se puede anclar con un único anclaje. Se considera que, una vez aceptada una expresión para la carga unitaria del anclaje, esta debe poder relacionarse con un ancho de lámina. Se precisan más investigaciones para poder establecer un espaciamiento óptimo entre anclajes, que permita alcanzar una máxima relación entre la carga máxima y la carga de despegue del refuerzo.

La longitud adherida tras la línea de anclajes es una variable insuficientemente estudiada hasta la fecha, y que a la hora de elaborar el modelo se ha destacado como fundamental para definir coeficientes de aprovechamiento de la carga unitaria de los anclajes. Análogamente, la influencia del número de filas de anclajes y del espaciamiento entre ellas pueden ser sujeto de posteriores estudios, no siendo concluyente la base de datos a este respecto.

Capítulo 7

Concluding remarks and future works

7.1 Introduction

This chapter summarises the most relevant remarks from the experimental results, as well as the conclusions drawn from the analytical model and from its application to the existing database and, specifically, to the results obtained in the experimental campaigns.

The methodology for assessing the suitability of anchorage systems previously discussed in the section 2.8.1 of the literature review, which was explained in section 5.2 (Figure 5.1) has been regarded herein as a way to evaluate the experimental techniques employed in this research and the results.

In addition to these remarks, the fields of interest that have risen from the present investigation are identified. Special emphasis has been put on the gaps in knowledge and future research needs.

7.2 Remarks from the single-shear tests on isolated anchors.

In this section the conclusions from the first experimental campaign are presented. Firstly, the influence of the studied parameters is evaluated; the conclusions have been grouped in terms of the influence of the parameters on the failure mode, maximum load and load-slip response. Secondly, the suitability of the test method is judged.

7.2.1 Influence of the studied parameters

7.2.1.1 Failure mode

During the testing three failure modes were identified: slippage or bond failure between the adhesive and the substrate, fibre rupture in the bending region due to stress concentration and tensile rupture of the free end of the rope.

The most influential parameter, according to the experimental results, is the embedded length. It governs the transition from the bond failure to the other two observed failure modes.

None of the anchors reached its tensile capacity, even if some of the specimens failed in the free end. It is considered, consequently, that the existence of an embedded region and of bending provokes a reduction in the strength compared to that of the same material in flat-coupon tests.

From the high incidence of bending failure, it is concluded that this failure mode is characteristic of the anchors subjected to shear loads. The studied parameters contribute to a reduction of the stress concentration, but none of them is actually able to avoid this failure mode.

7.2.1.2 Maximum load

From the experimental results it can be drawn that the parameter of construction and insertion of the anchors plays a minor role in their performance. Similarly, the influence of the hole diameter is not significant if compared to the most influential parameters.

No significant differences in terms of maximum load were observed between hardened anchors and wet installation. When it comes to the installation process, the wet technique allows preparation of the anchor immediately prior to insertion. On the other hand, this technique has the disadvantage of having a more complex installation process, and thus hardened anchors are recommended for works on hard-to-reach elements.

The embedment length, apart from greatly affecting the failure mode, influences the maximum load. For 90° dowel angles, it was observed an almost proportional increase of the failure load to the embedment length; for anchors with dowel angles greater than 90°, the trend is not so clear but there is also an increase with the embedded length, and the non-linearity can be related to the higher scatter registered by those specimens.

The smoothing of the hole edge is crucial in the strength of the spike anchors. The best results were obtained for specimens in which the smoothing of the hole edge was assisted by a radial saw. As a significant example, the anchors with 20 mm diameter holes smoothed with a radial saw, having a 90° dowel angle, had an average 23% increase in maximum strength compared to that of the same embedded length, dowel angle and hole diameter but with non-smoothed edge.

The hole diameter has a minor influence, as it was previously mentioned. However, an impact has been observed and it is also dependent on the smoothing technique. For non-smoothing hole edges, it is concluded that the smaller diameter, the lower the maximum load; the difference between diameters of 16 mm and 20 mm was considerably smaller if the hole edge was smoothed with radial saw.

The dowel angle has a clear influence on the stress concentration within the bending region. Accordingly, the best results of the experimental campaign were displayed by anchors having a 135° dowel angle; the average strength registered for those specimens was 734 MPa.

An interesting finding is that different combinations of parameters can lead to similar maximum loads. As an example, the results of anchors with 100 mm embedment length, 90° dowel angle and smoothing of the hole edge with radial saw were slightly lower than those of anchors with the same embedment length but with 135° dowel angle; furthermore, both of them were similar to the results of 125 mm embedment length, 90° dowel angle and smoothing with a drill.

From this it is concluded that several combinations of parameters can be employed depending on the limitations of the original member and of the FRP reinforcement.

The linear regression analysis has led to a correlation of the studied parameters. The high significance of the embedment length, smoothing technique and dowel angle constitute a first step towards the anchor's design proposal.

7.2.1.3 Load-slip response

The most significant differences in terms of load-slip response are associated to the different failure modes. The anchors that displayed slippage from the substrate presented higher displacements and higher ductility.

The slippage was prevailing in specimens with 90° dowel angles and 50 mm embedment length. As a result, most of them had some displacement prior to failure at a stable maximum load. A similar trend was observed in inclined anchors with 75 mm embedment length.

With few exceptions, all the other anchors displayed a linear load-slip relationship prior to failure. A greater slope, that is, greater stiffness, was observed for increasing embedment lengths.

7.2.2 Suitability of the test method for isolated anchors

The first experimental campaign was focused on the ultimate capacity of isolated anchors. The amount of fibres of the connectors, as well as the concrete strength, have not been included in this study.

For the considered parameters, coherent results have been obtained. It should be noted, however, that the high scatter has obliged in some cases to repeat tests, in order to collect a representative amount for each parameter.

The scatter is related to the complexity of installation linked to the necessity of skilled labour. It is essential to provide embedded length with regular impregnation, being especially critical the moment of clamping the end of the anchor to avoid its bending during insertion.

In general, it can be accepted the single-shear test as an adequate method to study the spike anchors' behaviour. Nevertheless, the premature fibre rupture in the free end of the anchor is not expected in real configurations, as it was mainly related to poor impregnation of this region which would not be found in splayed anchors. It is worth noting that the system could be optimised by reducing the free length, in order to limit the deficiencies in its preparation. In this sense, the problems associated to the impregnation are similar to the ones found in flat-coupon tests for fibre ropes.

7.3 Remarks from the single-shear tests on anchored joints

This section includes the conclusions drawn from the results of the second experimental campaign. The structure of the section is virtually the same as the one of the previous section.

7.3.1 Influence of the studied parameters

7.3.1.1 Failure mode

Three primary failure modes were observed: cohesive failure with delamination of the reinforcement from the substrate, anchor rupture in the bending region and tensile rupture of the reinforcement. In some specimens two failure modes were displayed by the same joint, simultaneously or not.

The anchors with free length embedded in grooved were not able to change the failure mode. In all these specimens, as in the control series, debonding of the plate was observed. The delamination typically consisted of a cohesive failure 2 to 3 mm within the substrate.

In general, spike anchors with their fans bonded onto the reinforcement of inserted between two plies were able to prevent debonding. Only one anchor did actually fail due to stress concentration in the bending region, whereas all the other specimens displayed tensile rupture of the reinforcement in the loaded end.

In some of the anchors with fans bonded onto the reinforcement a partial delamination of the bonded length behind the insertion point was observed. In this case debonding began at each end of the transversal section. This secondary failure mode is a consequence of the greater damage suffered by the reinforcement when the anchor is inserted by piercing it.

All specimens belonging to the series of multiple anchors presented fibre rupture in the loaded end of the reinforcement. In none of them debonding was observed but up to the front of the anchor fans, and no significant differences were found between longitudinal and transversal arrangement of anchors.

7.3.1.2 Maximum load

From the results it can be concluded that the anchors inserted between two plies of the reinforcement lead to an optimisation of the anchorage system. These specimens present a mean increase of the maximum load of 41% with respect to the control series.

Anchors installed piercing the reinforcement, with the anchor fan bonded onto it, led to a 31% increase of the mean strength of the bonded plates.

The worst results were obtained for anchor splay regions embedded in grooves, as this configuration was not able to prevent debonding. Yet, the bond strength was improved by the system, due to the better adherence and to the unevenness of the substrate surface. On the whole, this system performed similarly to anchorage devices based on shear keys with or without NSM bars.

Notably, specimens with two anchors did not present any improvement in terms of maximum load. This can be explained as a consequence of the failure mode, which hindered the anchor's resistance to be fully exploited. Alternatively, this can be a consequence of one anchor being strong enough for the width of the anchored plate, what is further discussed below according to the results obtained by the application of the analytical model to the design of the anchored joints.

7.3.1.3 Load-slip response

The control series presents an almost linear load-slip relationship up to complete debonding. A similar trend was observed in the specimens with anchor fans embedded in grooves.

In the series with anchor fans bonded onto the plate or inserted between two plies of reinforcement two regions can be identified. This is more evident in joints with anchor fans between plies of the reinforcement, where the peak load can be clearly marked; after this peak point, which is related to the delamination of the laminate up to the front of the anchor, there is post-peak behaviour characterised by a drop in the load; this drop is followed by a second peak, with a further increase in the load due to the contribution of the anchor's strength. The abovementioned behaviour with different regions has been compared to an existing generic model for the load-slip response of anchored joints. The preeminent difference is that in the tests, the second peak load was higher than the first peak. In both cases, however, the pre-plate debonding maximum load was higher than the one reached by unanchored bonded plates.

The series of multiple anchors reveals coherence of the load-slip response, the failure mode and the maximum load. It was observed a linear relationship up to the reinforcement failure, with considerable stiffness which is a consequence of the greater amount of fibres in the anchored region. As debonding was completely prevented by the anchors, no post-peak behaviour can be identified.

7.3.2 Suitability of the test method for anchored joints

The single-shear tests are regarded as a considerable limitation for the analysis of the parameters studied herein. According to the methodology of anchorage devices assessment, the results are not representative enough of the behaviour of anchored joints, mainly due to the premature failure of the loaded end of the plates.

However, the tests let it be concluded that spike anchors do actually increase the maximum load, and that the relative position of the anchor fan is relevant in the stress-transfer mechanism; as a result of the failure mode, the tests underestimated the contribution of the anchors to the strength, so the values can be accepted as conservative ones.

Single-shear tests have been usually referred to as a valid method to estimate the bond strength of FRP reinforcements. This method is considerably simple, and it tests the worst possible stress pattern for the FRP-to-substrate interface. Therefore, it results in a conservative estimation compared to the one obtained from beam tests. As the bond strength is considerably lower than the tensile strength of one ply of carbon fibre sheet, the failure mode of unanchored joints is properly described by single-shear tests regardless of the clamping system for the load end of the plate.

In this case, the critical aspect is the clamping of the loaded end of the reinforcement. In the experimental campaign a continuous plate was employed for the two plies of the reinforcement, and it was looped in the loaded end to avoid using dollies that could lead to greater slips than the actual strain of the reinforcement. This system was revealed as problematic because it provokes an excessive difference of tensile strength between the looping region and the actual reinforcement, where the two plies are glued and therefore develop a composite action. This hindered the achievement of the maximum possible strength.

Considering the limitations found during the testing, and also the advantages provided by the shear tests, it is suggested that double-shear tests are used in order to study the contribution of spike anchors to the strength of bonded plates. This avoids both the problems related to the use of dollies as well as the premature failure registered in this research. Double-shear tests can be made with symmetric configurations of just providing greater level of anchorage in one end to guarantee that the failure is produced in the opposite one.

7.4 Conclusions of the analytical model

In this sections the findings related to the analytical model are presented, regarding the fitting approaches and the two levels of design, that of the maximum load of the anchorage device and that of the anchored plates. Several conclusions have been drawn based on the model goodness, on the coherence of the results from the database and on the predictive capacity of the model.

7.4.1 Design of the anchorage device

7.4.1.1 Failure modes and model general form

Three different behaviours and failure modes are considered in the model. These failure modes have been taken from the database of pull-out tests and from the results of the first experimental campaign of this investigation.

The general form of the model entails: mixed or bond failure (what included concrete cone failure and adherent failure), failure due to stress concentration in shear and tensile fibre rupture.

7.4.1.2 Selection of parameters

For each failure mode the maximum load has been established according to the most representative parameters affecting this particular failure mode. This selection is considered to be coherent with the mechanics of the anchors subjected to tensile stress and to shear stress.

The bond failure model is based on the existing models for post-installed anchors. It should be noted that several parameters have been disregarded, such as the drilling technique and the roughness of the hole.

The model for bending has been build from existing models for internal reinforcement with FRP stirrups, and is has been adapted to the specific needs of spike anchors in shear based on the experimental results from this investigation. This has led to a model that presents coherency with the mechanics of the problem and also acceptable fitting to the observed failure modes and maximum loads

Failure within the free length is correlated to the nominal strength of the composite material, which is a function of the fibre type employed in its manufacture as well as of the fibre amount and the total cross-sectional area of the anchor.

7.4.1.3 Model fitting

The model has three levels of optimisation. The first one corresponds to the so-called “raw models”, that is to say, to the original calibration factors from the models in which the model is based, but with the parameters considered for the design of spike anchors. From this, a best-fit optimisation was done by minimising the quadratic error related to the database; a proper level of error was obtained, considering the great scatter of the results from the database. The third level of optimisation, referred to as “design model”, guarantees a 75% of exceedance; this model is specially interesting as it is more focused on real applications, trying to provide the designer with a simple rule that is safe enough in spite of the difficulties related to the manufacture and installation of the spike anchors.

For each model the predictive capacity has been evaluated in terms of the maximum load and of the failure mode. There is a good correlation between the two predictions. The lowest predictive capacity is located in the transition from adherent to bending failure, which is coherent with the results from the first experimental campaign as both failure modes were observed for the same parameters in this transition region.

The equation of the resulting design model directly related the bend ratio with the dowel angle, being these parameters grouped in a single term which is modified by the coefficient 0.03. Considering that the usual values of the product of the bend ratio and dowel angle are rarely greater than 6, it is concluded that the maximum enhancement with an optimised design of smoothing, dowel angle and hole diameter would represent a 18% of the tensile strength.

For its part, the embedment length is presented in the model as the most influential parameter, its influence being limited to an effective embedment length which has been set to 150 mm. The coefficient of 0.32 modifies the embedment length divided by the effective one, and therefore it would be equal to 0.002 multiplying solely the actual embedment length; this is twice the influence reflected in the regression model. The high relevance of the parameter is clearly shown when the total number of data are used.

7.4.2 Applicability of the model to anchored joints

The ultimate goal of the model is the estimation of the spike anchors' contribution to the strength of externally bonded joints. With that aim in view, the model has been applied to anchored joints from the bond strength of the plates and the predicted capacity of the anchors.

It is noteworthy that the complete model, even though it is far from being precise enough due to the scarce of available data, has notwithstanding allowed identifying a correspondence between the anchor's shear capacity and the bond strength of the plate that can be effectively anchored, that is, the plate width and plate thickness for a given FRP and support material properties.

This dependence let it be concluded that an optimum anchor could lead to a maximum strength twice the bond strength of the plate. This value is a simplification of the results from the database, but it is a mean value that has been previously observed in the literature. It constitutes, in any case, an interesting starting point to optimise the design of anchored joints.

It is also remarkable the relationship between the maximum load and the bonded length after the anchor's insertion point. This finding can justify the results from the second experimental campaign. Again, the available data point out an influence of this parameter, but they are too scarce to be able to supply the model with proper fitting.

The application of the proposed design parameters to the results of the second experimental campaign, which was not considered for the model fitting, it is concluded that the model gives acceptable levels of safety. The model could be found to be too conservative, but this is nonetheless preferable over not having any sort of model for design.

Another remark is related to the inclusion of multiple anchors. It has been previously pointed out that there were two possible explanations for the poor performance of multiple anchors in the second experimental campaign.

According to the design model, it was found that for the tested plate width one anchor should provide the maximum level of anchorage, which means that there was no need to use two anchors as it would not imply, as it actually did not imply, greater strength of the anchored joint.

By applying the design model it can be observed that spike anchors do actually lead to a greater usage of the FRP properties. As a consequence, the amount of reinforcement for a required level of strengthening can be reduced, and accordingly the level of strengthening for a fixed reinforcement is greater as debonding failure is largely delayed or even prevented.

7.5 Future works.

In this thesis a number of parameters affecting the behaviour of spike anchors have been studied. The investigation was focused on the parameters that, a priori, influenced the maximum load of the anchors and the contribution of the anchors to the strength of anchored joints. In order to validate the results of the investigation presented herein, and to get a larger database to improve the model fitting, further research is needed.

The first experimental campaign has put the emphasis on the importance of limiting the stress concentration in spike anchors in shear. Even though the drilling tool was not found to prevent the kinking of the fibres, it is considered that the technology is of interest because it provides a higher level of control of the smoothing of the hole edge. On this ground, it is suggested that further research is carried out regarding the parameters of the bending region. For instance, specific tools could be manufactured to obtain non-uniform bending radii.

The results of the second experimental campaign let it be concluded that the relative position of the anchor fan with respect to the reinforcement can enhance the anchor's contribution. However, this enhancement was not adequately quantified, and hence further investigation is required.

The conclusions arising from the anchors with the splay region embedded in grooves indicate that no actual stress transfer is produced from the reinforcement to the anchor. However, the observed performance is more related to that of the shear keys, and as it was found that this anchorage system also delayed debonding it is possible to optimise the bond strength by increasing the contact surface of the interface or by altering the debonding pattern,

The analytical model served as a way to identify the gaps in knowledge concerning the database. In order to complete and further optimise the proposed model, the following aspects should be studied more deeply.

It is essential to contrast the existence, and to quantify, the effective embedment length. For the model, the effective embedment length was largely based on the existing notions for internal reinforcement; as no maximum value was obtained for the anchor capacity, being the largest embedment length tested of 125 mm, it cannot be asserted that the proposed value of 150 mm actually leads to a maximum value of the tensile or shear strength.

The optimum anchor spacing, which could be the same as the optimum plate width for one anchor, should also be studied in detail. Once the expression for isolated anchors is accepted, it must be related to the plate width to be used for design purposes. Future works should further analyse this parameter, as the database is especially scarce in this sense.

Finally, the bonded length behind the anchors is a parameter that has been identified by some authors as crucial to define the anchor's contribution. However, it has not been sufficiently studied to date. Similarly, the influence of the longitudinal arrangement of multiple anchors, including the number of rows and the spacing between them, can be object of future works as the existing database is not conclusive in terms of the influence of none of those variables.

Bibliografía

ACI 440.1R-06. (2006). Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars

ACI 440.2R-08. (2008). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures

ACI 440.3R-04. (2005) Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures.

Ahmed, E. A., El-Sayed, A. K., El-Salakawy, E., & Benmokrane, B. (2009). Bend strength of FRP stirrups: Comparison and evaluation of testing methods. *Journal of composites for construction*, 14(1), 3-10.

Al-Mahaidi, R., & Kalfat, R. (2011). Investigation into CFRP laminate anchorage systems utilising bi-directional fabric wrap. *Composite Structures*, 93(4), 1265-1274.

Angelillo, M., Babilio, E., Cardamone, L., Fortunato, A., & Lippiello, M. (2014). Some remarks on the retrofitting of masonry structures with composite materials. *Composites Part B: Engineering*, 61, 11-16.

Ascione, L., & Berardi, V. P. (2011). Anchorage device for FRP laminates in the strengthening of concrete structures close to beam-column joints. *Composites Part B: Engineering*, 42(7), 1840-1850.

Baggio, D. F. (2013). Effect of FRP Anchors on the FRP Rehabilitation of Shear Critical RC Beams and Flexure Critical RC Slabs. Thesis University of Waterloo, Ontario

Balaguru, P., Nanni, A., & Giancaspro, J. (2008). FRP composites for reinforced and prestressed concrete structures: A guide to fundamentals and design for repair and retrofit. CRC Press.

Bank, L. C., & Arora, D. (2007). Analysis of RC beams strengthened with mechanically fastened FRP (MF-FRP) strips. *Composite Structures*, 79(2), 180-191.

Beigay, M., Young, D. T., & Gergely, J. (2003). An Improved Composite Anchoring System. *Civil Engineering*, 32(9), 1701-1706.

Bilotta, A., Ceroni, F., Di Ludovico, M., Nigro, E., Pecce, M., & Manfredi, G. (2011). Bond efficiency of EBR and NSM FRP systems for strengthening concrete members. *Journal of Composites for Construction*, 15(5), 757-772.

Borri, A., Corradi, M., & Vignoli, A. (2001). Seismic upgrading of masonry structures with FRP. In 7th International Conference on inspection appraisal repairs and maintenance of buildings and structures, Nottingham Trent University, Nottingham, United Kingdom (pp. 43-54).

Bournas D. A., Pavese A., Tizani, W., (2015) Tensile capacity of FRP anchors in connecting FRP and TRM sheets to concrete, *Eng. Structures*, Vol. 82, 1:72-81

Bournas, D. A., Triantafillou, T. C., & Papanicolaou, C. G. (2009). Retrofit of Seismically Deficient RC Columns with Textile-Reinforced Mortar (TRM) Jackets.

Büyüköztürk, O; Yu, Tzu-Yang. (2006). Understanding and Assessment of Debonding Failures in FRP-Concrete Systems". VII International Congress on Advances in Civil Engineering, Istanbul, Turkey

Cageggi, C. (2013). Experimental analysis of the efficiency of carbon fiber anchors applied over CFRP to firebrick bonded joints. Tesis Paris-Catane

Cao, S. Y. et al. (2005) Debonding in RC Beams Shear Strengthened with Complete FRP Wraps. *Journal of Composites for Construction*, 9(5), pp. 417-428

Carloni, C., & Subramaniam, K. V. (2009). Investigation of the interface fracture during debonding between FRP and masonry. *Advances in Structural Engineering*, 12(5), 731-743.

Carozzi, F. G., Milani, G., & Poggi, C. (2014). Mechanical properties and numerical modeling of Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) systems for strengthening of masonry structures. *Composite Structures*, 107, 711-725.

Ceroni, F., & Pecce, M. (2010). Evaluation of bond strength in concrete elements externally reinforced with CFRP sheets and anchoring devices. *Journal of Composites for Construction*, 14(5), 521-530.

Chajes, M. J.; Finch, W. W.; Shenton, H. W. (2005). Enhanced End Anchorage of Bonded FRP Repairs.

Chen, J. F.; Teng, J. G. (2001). Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete. *J. Estruct. Eng.*, 127:784-791, ASCE

Choi, H. S.; Lee, C. Y.; Yi, S. T.; Lee, S. W. & Heo, G. (2005). The effects of shear key and U strip on the flexural behavior of CFS strengthened RC beams, *International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures*

CNR-DT 200. (2013). Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.

Codispoti, R., Oliveira, D. V., Fangueiro, R., Lourenço, P. B., & Olivito, R. S. (2013). Experimental behavior of natural fiber-based composites used for strengthening masonry structures. In *Conference Papers in Science*. Hindawi Publishing Corporation.

D'Ambrisi, A., Feo, L., & Focacci, F. (2013). Experimental and analytical investigation on bond between Carbon-FRCM materials and masonry. *Composites Part B: Engineering*, 46, 15-20.

Dai, J., Ueda, T., & Sato, Y. (2005). Development of the nonlinear bond stress–slip model of fiber reinforced plastics sheet–concrete interfaces with a simple method. *Journal of Composites for Construction*, 9(1), 52-62.

De Lorenzis, L.; Rizzo, A.; La Tegola, A. (2002). Bond and Anchorage Length of Near-Surface Mounted FRP Rods in Concrete.

De Lorenzis, L; Nanni, A. (2003) Proposed Design Procedure of NSM FRP Reinforcement for Flexural and Shear Strengthening of RC Beams. *FRPRCS-6*

De Lorenzis, L; Teng (2007). Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. *Composites Part B: Engineering* 38:119-143.

Díaz Heredia, E. (2006). Influencia de diferentes variables en el comportamiento a flexión de secciones de hormigón armado reforzadas con materiales compuestos. Tesis UPM

Ehsani, M. R., Saadatmanesh, H., & Tao, S. (1995). Bond of hooked glass fiber reinforced plastic (GFRP) reinforcing bars to concrete. *ACI Materials Journal*, 92(4), 391-400.

Eshwar, N., Ibell, T. J., & Nanni, A. (2005). Effectiveness of CFRP strengthening on curved soffit RC beams. *Advances in Structural Engineering*, 8(1), 55-68.

Eshwar, N.; Nanni, A.; Ibell, T. (2008). Performance of two anchor systems of externally bonded fiber-reinforced polymer laminates. *ACI Mat. J.*, 105: 72-80.

Fagone, M., Ranocchiali, G., Caggegi, C., Bati, S. B., & Cuomo, M. (2014). The efficiency of mechanical anchors in CFRP strengthening of masonry: An experimental analysis. *Composites Part B: Engineering*, 64, 1-15.

FIB Bulletin 14 (2001). Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical Report. Fédération internationale du béton.

Franco, A., & Royer-Carfagni, G. (2014). Cohesive debonding of a stiffener from an elastic substrate. *Composite Structures*, 111, 401-414.

Franco, A., & Royer-Carfagni, G. (2014). Effective bond length of FRP stiffeners. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 60, 46-57.

Galati, N., Micelli, F., Tumialan, J. G., La Tegola, A., & Nanni, A. (2004). Comparison between FRP strengthening techniques on the out-of-plane behaviour of URM masonry walls. 1st international conference on innovative materials and technologies for construction and restoration—IMTCR04, Lecce, Italy (pp. 440-457).

Grelle, S. V.; Sneed, L. H. (2013). Review of Anchorage Systems for Externally Bonded FRP Laminates. *Int. J. of Concrete Structures and Materials* Vol.7, No.1

Hall, J. D., Schuman, P. M., & Hamilton III, H. R. (2002). Ductile anchorage for connecting FRP strengthening of under-reinforced masonry buildings. *Journal of Composites for Construction*, 6(1), 3-10.

Hollaway, L. C. (2010). A review of the present and future utilisation of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties. *Construction and Building Materials*, 24(12), 2419-2445.

Holzenkämpfer, P. (1994). Ingenieurmodelle des verbunds geklebter bewehrung für betonbauteile. IBMB, TU.

ICRI 310.1R (2008). Guide for surface preparation for the repair of deteriorated concrete resulting from reinforcing steel corrosion. International Concrete Repair Institute.

ICRI 330.2 (2016). Guide specifications for externally bonded FRP fabric systems for strengthening concrete structures. International Concrete Repair institute.

JSCE (1997). Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforcing materials. Concrete engineering series. Japan Society of Civil Engineers.

JSCE (2001). Recommendations for upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets. Concrete engineering series. Japan Society of Civil Engineers.

Kalfat, R., & Al-Mahaidi, R. (2014). Experimental investigation into the size effect of bidirectional fiber patch anchors in strengthening of concrete structures. *Composite Structures*, 112, 134-145.

Kalfat, R., & Al-Mahaidi, R. (2016). Mitigation of premature failure of FRP bonded to concrete using mechanical substrate strengthening and FRP anchors. *Composites Part B*, 94, 209-217

Kalfat, R., Al-Mahaidi, R., & Smith, S. T. (2011). Anchorage devices used to improve the performance of reinforced concrete beams retrofitted with FRP composites: State-of-the-art review. *Journal of Composites for Construction*, 17(1), 14-33.

Kalupahana, W. K. K. G. (2009) Anchorage and bond behaviour of Near Surface Mounted Fibre Reinforced Polymer Bars. University of Bath, UK

Khalifa, A., Alkhrdaji, T., Nanni, A., & Lansburg, S. (1999). Anchorage of surface mounted FRP reinforcement. *Concrete International*, 21(10), 49-54.

Kim, S. (2008). Use of CFRP to Provide Continuity in Existing Reinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads. Thesis Univirsity of Austin, Texas

Kim, S.; Jirsa, J.O.; Bayrak, O. (2008). Use of Fiber-Reinforced Polymer Anchors to Repair and Strengthen Lap Splices of Reinforced Concrete Columns. *ACI Structural Journal*, 108(5), 630-640.

Kim, S. J., & Smith, S. T. (2010). Pullout strength models for FRP anchors in uncracked concrete. *Journal of Composites for Construction*, 14(4), 406-414.

Kim, S. J., & Smith, S. T. (2009). Shear strength and behavior of FRP spike anchors in cracked concrete. *Advances in Structural Engineering*, 12(6), 845-865.

Kim, S. J., & Smith, S. T. (2010). Pullout strength models for FRP anchors in uncracked concrete. *Journal of Composites for Construction*, 14(4), 406-414.

Kim, Y. J., Siriwardanage, T., Hmidan, A., & Seo, J. (2014). Material characteristics and residual bond properties of organic and inorganic resins for CFRP composites in thermal exposure. *Construction and Building Materials*, 50, 631-641.

Koutas, L., Pitytzogia, A., Triantafillou, T. C., & Bousias, S. N. (2013). Strengthening of infilled reinforced concrete frames with TRM: Study on the development and testing of textile-based anchors. *Journal of Composites for Construction*, 18(3), A4013015.

Koutas, L., & Triantafillou, T. C. (2012). Use of anchors in shear strengthening of reinforced concrete T-beams with FRP. *J. Compos. for Construction*, 17(1), 101-107.

Lee, C., Ko, M., and Lee, Y. (2013). Bend Strength of Complete Closed-Type Carbon Fiber-Reinforced Polymer Stirrups with Rectangular Section. *J. Compos. Constr.*, 10.1061

Lee, J. H., Lopez, M. M., & Bakis, C. E. (2009). Slip effects in reinforced concrete beams with mechanically fastened FRP strip. *Cement and Concrete Composites*, 31(7), 496-504.

Liu, I. S. T., Oehlers, D. J., & Seracino, R. (2007). Study of intermediate crack debonding in adhesively plated beams. *Journal of Composites for Construction*, 11(2), 175-183.

López González, Julio César (2012). Estudio de la redistribución tensional en la interfase FRP-Hormigón. Tesis UPM

López-González, J. C., Fernández-Gómez, J., & González-Valle, E. (2012). Effect of adhesive thickness and concrete strength on FRP-concrete bonds. *Journal of Composites for Construction*, 16(6), 705-711.

Loreto, G.; Leardini, L.; Arboleda, D. & Nanni, A. (2013). Performance of RC slab-type elements strengthened with fabric-reinforced-cementitious matrix (FRCM) composites. *J. Composites for Construction*. ASCE

Lunn, D. (2013). Behavior and Modelling of Infill Masonry Walls Strengthened with FRP using various End Anchorage.

Lunn, D. S., & Rizkalla, S. H. (2013). Design of FRP-Strengthened Infill-Masonry Walls Subjected to Out-of-Plane Loading. *Journal of Composites for Construction*, 18(3), A4013002.

Lunn, Dillon S.; Rizkalla, S. H.; Maeda, S.; Ueda, T. (2012). FRP Anchorage Systems for Infill Masonry Structures.

Maeda, T.; Asano, Y.; Sato, Y.; Ueda, T. & Kayuta, Y. (1997). A study on bond mechanism of carbon fiber sheet. *Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, vol. 1, 271-278.

Mancusi, G.; Ascione, F. (2012). Performance at collapse of adhesive bonding. *Composite Structures* 96, 256-261.

McGuirk, G. N.; Breña, S. F. (2012). Development of anchorage system for FRP strengthening applications using integrated FRP composite anchors. (Concrete Research Council of the ACI Foundation)

Mofidi, A., Chaallal, O., Benmokrane, B., & Neale, K. (2011). Performance of end-anchorage systems for RC beams strengthened in shear with epoxy-bonded FRP. *Journal of Composites for Construction*, 16(3), 322-331.

Morphy, R. D. (1999). Behaviour of fibre-reinforced polymer (FRP) stirrups as shear reinforcement for concrete structures.

Mostafa, A., & Razaqpur, A. G. (2013). CFRP anchor for preventing premature debonding of externally bonded FRP laminates from concrete. *Journal of Composites for Construction*, 17(5), 641-650.

Niemitz, C.W. (2008). Anchorage of carbon fiber reinforced polymers to reinforced concrete in shear applications. Thesis University of Massachusetts

Niemitz, C. W., James, R., & Breña, S. F. (2010). Experimental behavior of carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) sheets attached to concrete surfaces using CFRP anchors. *Journal of composites for construction*, 14(2), 185-194.

Olivito, R. S., Cevallos, O. A., & Carrozzini, A. (2014). Development of durable cementitious composites using sisal and flax fabrics for reinforcement of masonry structures. *Materials & Design*, 57, 258-268.

Ortega, C.A.; Belarbi, A. & Bae, S.W. (2009). End anchorage of externally bonded FRP sheets for the case of shear strengthening of concrete girders. Proc. FRPRCS-9. Thomas Telford, London.

Orton, S., Jirsa, J. O., & Bayrak, O. (2009). Carbon fiber-reinforced polymer for continuity in existing reinforced concrete buildings vulnerable to collapse. ACI Structural Journal, 106(5), 608.

Orton, S. L., Jirsa, J. O., & Bayrak, O. (2008). Design considerations of carbon fiber anchors. Journal of Composites for Construction, 12(6), 608-616.

Ozbakkaloglu, T., & Saatcioglu, M. (2009). Tensile behavior of FRP anchors in concrete. Journal of Composites for Construction, 13(2), 82-92.

Ožbolt, J., Eligehausen, R., Periškić, G., & Mayer, U. (2007). 3D FE analysis of anchor bolts with large embedment depths. Engineering Fracture Mechanics, 74(1), 168-178.

Özdemir, G. (2005). Mechanical properties of CFRP anchorages Thesis Middle East Technical University

Parnas, R., Shaw, M. T., & Liu, Q. (2007). Basalt fiber reinforced polymer composites (No. NETCR63).

Pham, L.T. (2009). Development of a quality control test for carbon fiber reinforced polymer anchors. MS Thesis, University of Texas at Austin

Pham, H. B., & Al-Mahaidi, R. (2006). Prediction models for debonding failure loads of carbon fiber reinforced polymer retrofitted reinforced concrete beams. Journal of composites for construction, 10(1), 48-59.

prEN 1992-4 (2013) Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 4: Design of fastenings for use in concrete. German version

Sami, Q., Ferrier, E., Michel, L., Si-Larbi, A., & Hamelin, P. (2011). Experimental investigation of CF anchorage system used for seismic retrofitting of RC columns. In *Advances in FRP Composites in Civil Engineering*. Springer Berlin Heidelberg.

Sayed-Ahmed, E. Y., Bakay, R., & Shrive, N. G. (2009). Bond strength of FRP laminates to concrete: state-of-the-art review. *Electron J Struct Eng*, 9, 45-61.

Seo, S. Y., Feo, L., & Hui, D. (2013). Bond strength of near surface-mounted FRP plate for retrofit of concrete structures. *Composite Structures*, 95, 719-727.

Seracino, R., Raizal Saifulnaz, M. R., & Oehlers, D. J. (2007). Generic debonding resistance of EB and NSM plate-to-concrete joints. *Journal of Composites for Construction*, 11(1), 62-70.

Smith, S. T. (2009). FRP anchors: recent advances in research and understanding. *Proceedings of the 2nd APFIS*.

Spadea, G., Bencardino, F., & Swamy, R. N. (1998). Structural behavior of composite RC beams with externally bonded CFRP. *J. Compos. Construction*, 2(3), 132-137.

Subramaniam, K. V., Carloni, C., & Nobile, L. (2007). Width effect in the interface fracture during shear debonding of FRP sheets from concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 74(4), 578-594.

Tanarslan, H. M., & Altin, S. (2010). Behavior of RC T-section beams strengthened with CFRP strips, subjected to cyclic load. *Materials and Structures*, 43(4), 529-542.

Teng, J. G., Chen, J. F., & Smith, S. T. (2001). Debonding failures in FRP-strengthened RC beams: failure modes, existing research and future challenges. In *Composites in Construction: A reality* (pp. 139-148). ASCE.

Tetta, Z. C., Koutas, L. N., & Bournas, D. A. (2015). Textile-reinforced mortar (TRM) versus fiber-reinforced polymers (FRP) in shear strengthening of concrete beams. *Composites Part B: Engineering*, 77, 338-348.

Tomlinson, D., & Fam, A. (2014). Performance of concrete beams reinforced with basalt FRP for flexure and shear. *Journal of Composites for Construction*, 19(2), 04014036.

TR55 (2012) Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials. Concrete Society

Triantafillou, T. (ed.) (2016). *Textile Fibre Composites in Civil Engineering*. Woodhead Publishing (Series in Civil and Structural Engineering: Number 60)

Triantafillou, T. C., & Antonopoulos, C. P. (2000). Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP. *Journal of Composites for Construction*, 4(4), 198-205.

Triantafillou, T. C., & Papanicolaou, C. G. (2005). Textile reinforced mortars (TRM) versus fiber reinforced polymers (FRP) as strengthening materials of concrete structures. In *Proceedings of the 7th ACI International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures* (pp. 99-118). American Concrete Institute.

Triantafillou, T. (ed.) (2016). *Textile Fibre Composites in Civil Engineering*. Woodhead Publishing, series in civil and structural engineering, 60.

Tumialan, J. G. (2001). Strengthening of masonry structures with FRP composites.

Tumialan, J. G., Galati, N., & Nanni, A. (2003). FRP strengthening of UMR walls subject to out-of-plane loads. *ACI Structures Journal*, 100(3), 312-329.

Tumialan, J. G., Morbin, A., Nanni, A., & Modena, C. (2001). Shear strengthening of masonry walls with FRP composites. *Composites*, 3-6.

Tumialan, J. G., Galati, N., Namboorimadathil, S. M., & Nanni, A. (2002). Strengthening of masonry with FRP bars. In 3rd. Int. Conf. on Composites in Infrastructure.

Ueda, T., Dai, J., & Flewitt, P. (2013). 4303-Mode II fracture energy of FRP-concrete interface: its evaluations and roles in interface modeling and anchorage design. In ICF11

UNE-EN 1992-1-1 (2010) Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación

UNE-EN 12504-1 (2001) Testing concrete in structures. Part 1: Cored specimens. Taking, examining and testing in compression.

Yalim, B., Kalayci, A. S., & Mirmiran, A. (2008). Performance of FRP-strengthened RC beams with different concrete surface profiles. *J.Compos.Constr.*, 12(6), 626-634.

Yang, X., Nanni, A., Chen, G. (2001). Effect of corner radius on the performance of externally bonded FRP reinforcement. In Proc. 5th Int. Conf. on Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures.

Yao, J., Teng, J. G., & Chen, J. F. (2005). Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints. *Composites Part B: Engineering*, 36(2), 99-113.

Yuan, H., Teng, J. G., Seracino, R., Wu, Z. S., & Yao, J. (2004). Full-range behavior of FRP-to-concrete bonded joints. *Engineering Structures*, 26(5), 553-565.

Zhang, H. (2013). Influence of FRP anchors on FRP-to-concrete bond interfaces. Thesis University of Hong Kong

Zhang, H. W., & Smith, S. T. (2012). FRP-to-concrete joint assemblages anchored with multiple FRP anchors. *Composite Structures*, 94(2), 403-414.

Zhang, H. W., & Smith, S. T. (2012). Influence of FRP anchor fan configuration and dowel angle on anchoring FRP plates. *Comp. Part B: Engineering*, 43(8), 3516-3527.

Zhang, H. W., Smith, S. T., & Kim, S. J. (2012). Optimisation of carbon and glass FRP anchor design. *Construction and Building Materials*, 32, 1-12.

Zhou, D., Lei, Z., & Wang, J. (2013). In-plane behavior of seismically damaged masonry walls repaired with external BFRP. *Composite Structures*, 102, 9-19.

Anexos

Anexo A. Herramientas de perforación, control de calidad de instalación	292
Anexo B. Distribución de las perforaciones en las probetas de la primera campaña experimental	297
Anexo C. Equipos utilizados y sistema de registro de datos.....	301
Anexo D. Características técnicas de los productos utilizados	305
Anexo E. Ejemplos de vigas con refuerzos adheridos	320
Anexo F. Base de datos de refuerzos con dos filas de anclajes de FRP	334
Anexo G. Estimación de longitud efectiva de adherencia y carga de despegue en probetas con anclajes de FRP	335
Anexo H. Ajuste de modelos de arrancamiento a anclajes a tracción	337
Anexo I. Base de datos de anclajes de FRP en elementos constructivos	338
Anexo J. Bases de datos de sistemas alternativos de anclaje.....	340

Anexo A: Herramientas de perforación, control de calidad de la instalación

Una de las preocupaciones que motivaron el presente trabajo de investigación es la importancia de la mano de obra en la fabricación e instalación de anclajes, que da lugar a una importante dispersión en los datos. Esto dificulta considerablemente la elaboración de guías de diseño sin necesidad de recurrir a muy elevados coeficientes de seguridad. Por este motivo, los aspectos relacionados con la ejecución han sido considerados especialmente en la presente investigación.

Se incluyen en este anexo las herramientas empleadas para la perforación del hormigón, fresado, y tratamiento del filo. El objetivo es permitir a posteriores investigadores conocer las condiciones reales de ejecución de los ensayos. Se muestra también el proceso de fresado, con el que se ha garantizado una rugosidad suficiente para la adherencia, de acuerdo con la norma ACI y el ICRI.

Para las perforaciones se emplearon taladros percutores, y brocas normalizadas de diámetros 16 mm y 20 mm. En las perforaciones inclinadas se empleó un juego de escuadra y cartabón para controlar el ángulo de la perforación; dicho juego se colocó en paralelo a la broca durante la perforación, la cual se interrumpió durante el proceso para relaizar una inspección visual de la inclinación. En la figura A.1 se muestran imágenes de la realización de perforaciones inclinadas.

Figura A.1 Ejecución de perforaciones a 135° y a 120°

La profundidad de perforación se controló, en primer lugar, señalando en la broca la longitud máxima de perforación; en segundo lugar, se introdujo una varilla en cada perforación y se midió la profundidad de introducción, para garantizar una tolerancia máxima de ± 3 mm en la profundidad de las perforaciones. La figura A.2 muestra el proceso de control de la profundidad de perforación seguido en todos los anclajes.

Figura A.2. Proceso de control de profundidad de la perforación: a) Señalización en la broca de la profundidad requerida; b) Realización de la perforación; c) Introducción de varilla para medición; d) Comprobación de tolerancias

La figura A.3 recoge las dos herramientas empleadas para el avellanado del filo. Por una parte, la broca de punta de diamante que da lugar a un radio de avellanado fijo de 20 mm; por otro, la sierra radial de 115 mm de diámetro. En el caso de la broca avellanadora, se siguió un protocolo de avellanado por rotación, sin percusión, con aporte de agua para una correcta refrigeración; con esta herramienta se obtuvo una gran homogeneidad en la calidad de los filos. La sierra radial es un proceso manual; para el control de la calidad de avellanado se vigiló en cada caso que no hubiera áridos salientes, y que la dirección de avellanado fuese paralela a la de la colocación del conector.

Figura A.3. Herramientas de avellanado: a) broca avellanadora; b) Sierra radial

El fresado es esencial para conseguir una buena adherencia en la interfaz FRP-soporte, según indican las normativas existentes. Además, en el caso de hormigón nuevo es necesario eliminar cualquier resto de desencofrante que pueda reducir la capacidad del adhesivo. No se han tomado medidas específicas para garantizar tolerancias de planeidad, dado que todas las probetas se realizaron en moldes hechos a tal efecto, sin que sean evidentes defectos superficiales en las mismas.

La figura A.4 muestra el proceso de fresado de una probeta; el fresado se prolongó en cada caso hasta dejar al descubierto los áridos del hormigón, y posteriormente se procedió a la limpieza con chorro de aire para eliminar las partículas depositadas durante el fresado.

Figura A.4. Fresado: a) Proceso de fresado y b) probeta fresada

probetas 1, 2, 3 y 4

anclajes instalación fresco sobre fresco

297

probetas 5, 6, 7 y 8

avellanado con herramienta avellanadora
anclajes instalación endurecida

Figura B.2. Probetas 5 a 8 de la primera campaña experimental

probetas 9, 10, 11 y 12

perforación inclinada, avellanado manual

anclajes instalación fresco sobre fresco

Figura B.3. Probetas 9 a 12 de la primera campaña experimental

probetas 13, 14, 15 y 16

anclajes a 90° con avellanado manual / sin tratamiento del filo

anclajes instalación fresco sobre fresco

Figura B.4. Probetas 13 a 16 de la primera campaña experimental

Anexo C: Equipos utilizados y sistema de registro de datos

En este anexo se incorporan las características de los equipos de ensayo medición y registro empleados en las campañas experimentales.

Los datos correspondientes a la carga y desplazamiento en cada momento fueron registrados con un manómetro digital y un extensómetro de alta precisión; el manómetro se conectó a la prensa, mientras que el extensómetro se colocó sobre la placa superior de restricción de las probetas a fin de medir los desplazamientos sufridos en ese punto y poder calcular las deformaciones de los anclajes y refuerzos considerando que la deformación del tramo libre es en régimen elástico en todo momento.

La figura C.1. representa la posición del manómetro durante la realización de los ensayos. Por su parte, en la página siguiente se incluyen las características técnicas del manómetro utilizado.

Figura C.1. Manómetro conectado a la prensa para la toma de datos

MANÓMETRO DIGITAL DE ALTA PRECISIÓN

PRECISIÓN 0,01 %FE*

El LEX 1 es un instrumento digital de medida de presión, preciso y versátil, controlado por un microprocesador, y con las funciones Max.- y Min.-, integradas para aplicaciones de calibración de otros instrumentos de medida de presión.

La presión se mide dos veces por segundo, y se muestra en la pantalla. La parte superior del display muestra la presión actual, y la parte inferior del display muestra los valores de presión MAX.- o MIN.- desde el último RESET efectuado.

El LEX 1 tiene dos botones. El botón de la izquierda se emplea para encender el manómetro, para seleccionar las funciones y para cambiar las unidades de presión. El botón de la derecha se emplea para ejecutar la función seleccionada o para aceptar las unidades seleccionadas. El botón de la derecha también permite cambiar entre el valor máximo (MAX.-) y mínimo (MIN.-).

El LEX 1 tiene las siguientes funciones:

- RESET** Permite resetear los valores máximo y mínimo a los valores de presión actual.
- ZERO** Permite situar un cero como valor de referencia. Así, las variaciones de presión atmosférica pueden ser compensadas. El ajuste de cero de fábrica, para rangos ≤ 30 bar es de 0 bar abs. Por lo tanto, para efectuar mediciones con el cero de referencia a la presión atmosférica, deberá utilizar la función ZERO SET a la presión atmosférica. El ajuste de cero de fábrica, para rangos > 30 bar, es la presión atmosférica.
- CONT** El instrumento se apaga automáticamente a los 15 min. sin utilizarlo. Al activar la función "Cont" (continuo) se desactiva esta característica.
- UNITS** Todos los instrumentos estándar están calibrados en bar. La presión puede indicarse en 13 unidades diferentes.

Accesorios opcionales:

- Goma de protección
- Bolsa de transporte

LEX 1

Display de segmentos, de 5 dígitos, del LEX 1

ESPECIFICACIONES				*Exactitud y Precisión
Rangos de presión, Resolución, Sobrepresión	Rango	Resolución	Sobrepresión	<p>El término "Exactitud" es una noción absoluta y el término "Precisión" es una noción relativa. Los medidores de peso muerto son estándares primarios para la magnitud de la presión, en que la presión se define por los valores primarios de masa, longitud y tiempo. Los estándares primarios de clase más elevada en los laboratorios nacionales indican una incertidumbre de sus referencias de presión de 70 a 90 ppm, o cerca del 0,01%.</p> <p>Los medidores de peso muerto comerciales que se utilizan en nuestras instalaciones para calibrar los transmisores y los manómetros tienen una incertidumbre o exactitud del 0,025%. Por debajo de estos niveles, Keller utiliza el término "Precisión" como la capacidad de un transmisor o un manómetro para estar, en cada punto de presión, a menos del 0,01% de la presión de referencia del estándar comercial.</p> <p>El rango de medida del manómetro se puede ajustar a cualquier estándar de presión corrigiendo la ganancia del manómetro con el correspondiente software de calibración.</p>
	-1... 2 bar	0,1 mbar	3 bar	
	-1... 20 bar	1 mbar	30 bar	
	0... 200 bar	10 mbar	300 bar	
	0... 400 bar	50 mbar	600 bar	
	0... 1000 bar	100 mbar	1100 bar	<p>El término "Exactitud" es una noción absoluta y el término "Precisión" es una noción relativa. Los medidores de peso muerto son estándares primarios para la magnitud de la presión, en que la presión se define por los valores primarios de masa, longitud y tiempo. Los estándares primarios de clase más elevada en los laboratorios nacionales indican una incertidumbre de sus referencias de presión de 70 a 90 ppm, o cerca del 0,01%.</p> <p>Los medidores de peso muerto comerciales que se utilizan en nuestras instalaciones para calibrar los transmisores y los manómetros tienen una incertidumbre o exactitud del 0,025%. Por debajo de estos niveles, Keller utiliza el término "Precisión" como la capacidad de un transmisor o un manómetro para estar, en cada punto de presión, a menos del 0,01% de la presión de referencia del estándar comercial.</p> <p>El rango de medida del manómetro se puede ajustar a cualquier estándar de presión corrigiendo la ganancia del manómetro con el correspondiente software de calibración.</p>
Número de dígitos	5 dígitos			
Precisión (10... 30°C)*	0,05 %FE (incluye linealidad, reproducibilidad y histéresis)			
Precisión*	0,05 %FE			
Precisión opcional (≥ 20 bar)*	0,025 %FE / 0,01 %FE			
Temperatura de almacenamiento/trabajo	-10... 60 °C / 0... 50 °C			
Rango de temperatura compensado	0... 50 °C			
Alimentación	pilas de 3V, tipo CR2430			
Vida de la pila	2.000 horas en servicio continuo			
Conexión de presión	G1/4"			
Interface	RS485; acoplamiento posterior FISCHER compatible con el cable convertidor para PC K103-A (RS232) y K104-A (USB)			
Protección	IP 65			
Dimensiones (diámetro x alto x ancho)	76 x 118 x 42 mm			
Peso	210 g			

Sujeto a variaciones

12/04

KELLER AG für Druckmesstechnik	St. Gallerstrasse 119	CH-8404 Winterthur	Tel. +41 (0)52 - 235 25 25	Fax +41 (0)52 - 235 25 00
KELLER Ges. für Druckmesstechnik mbH	Schwarzwaldstrasse 17	D-79798 Jestetten	Tel. +49 (0)7745 - 9214 - 0	Fax +49 (0)7745 - 9214 - 60

Compañías con ISO 9001 aprobadas

www.keller-druck.com

Para la integración de datos se ha utilizado un software desarrollado por la empresa Betazul, S.A. con la colaboración de la empresa Microtest. La empresa Betazul, S.A. ha aportado dicha herramienta para el desarrollo de la fase experimental. El sistema permite conectar al sistema de registro hasta 26 canales, aunque en este caso solo utilizaremos dos, uno para cargas y otro para deformaciones. Se ha programado una lectura por segundo, frecuencia que con la velocidad de aumento de cargas prevista, permite tener suficientes puntos de la curva de tensión-deformación.

Los datos tomados se integran en una hoja de cálculo, en la cual la primera columna es la hora de toma de los datos registrados en ese instante, que se almacenan en la misma fila de la hoja de cálculo.

La centralita con las conexiones a la hoja de datos de representan en la figura C.2.

Figura C.2. Centralita y ordenador conectados al manómetro y al extensómetro durante la realización de los ensayos

La prensa utilizada incluye un sistema propio de registro y monitorización de carga-desplazamiento. Como sistema de doble medición, para garantizar la correcta obtención de datos en caso del fallo de uno de los dos sistemas de registro, todos los ensayos se monitorizaron con el sistema de adquisición de datos arriba descrito y también con un ordenador conectado a la prensa, el cual además permite iniciar y detener el ensayo.

El ordenador tiene instalado el software de la prensa, de modo que se puede monitorizar el estado de las mordazas y la posición en el momento de inicio de ensayo. En la figura C.3. se muestra el ordenador utilizado, con el controlador de la prensa.

Figura C.3. Ordenador para monitorización de la prensa

Anexo D: Características técnicas de los productos utilizados.

En este anexo se incluyen los datos correspondientes a los cordones de fibra de carbono, los tejidos y las resinas y adhesivos empleados en las campañas experimentales. Todos los materiales utilizados fueron suministrados por SIKA SAU.

Todos los conectores se construyeron con SIKA WRAP ANCHOR-C.

Los refuerzos de CFRP se realizaron a partir de tejidos, cortados a las dimensiones requeridas para los ensayos.

La impregnación del tramo embebido de los anclajes, así como la inyección de las perforaciones, se realizó con resina epoxi.

La impregnación y laminación in situ de los refuerzos anclados y no anclados se realizó con resina, la recomendada para los tejidos utilizados.

A continuación se adjuntan las fichas técnicas de los productos arriba mencionados, y la dosificación del hormigón utilizado para la construcción de todas las probetas.

Hoja de Datos de Producto

Edición: 17/01/2012

Identificación: 7.4.6

Versión n°1

SikaWrap® Anchor C

SikaWrap® Anchor C

Cordón de fibra de carbono para la conexión estructural y anclaje del tejido CFRP.

Descripción del Producto	SikaWrap® Anchor C es un cordón de fibra de carbono, unidireccional, contenido en una camisa elástica externa. Esta camisa se puede cortar en la parte final con el fin de crear un anclaje de fibra de carbono que crea un enlace estructural entre el tejido de refuerzo CFRP y el hormigón o mortero.
Usos	<ul style="list-style-type: none"> ■ Anclaje y conexión de tejido y laminado de CFRP ■ Ejecución de anclaje pasante en muros de hormigón ó ladrillo, para la unión de los laminados y tejidos CFRP.
Características/Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> ■ Fibra de carbono: no sujeta a los fenómenos de corrosión ■ Extremadamente ligero y manejable ■ Elevada durabilidad ■ Elevada resistencia química ■ No necesita sistema de fijación mecánica temporal

Datos del Producto

Forma	
Apariencia/Colores	Cordón unidireccional de fibra de carbono, negro
Confección	Longitud 10 m
Diámetro del cordón impregnado	10 mm
Almacenamiento	
Condiciones de Almacenamiento Conservación	24 meses, desde su fecha de fabricación.
Datos Técnicos	
Base química	Fibra de carbono de alta resistencia
Densidad	1,82 g/cm ³
Tensión a rotura de la fibra	4800 MPa
Módulo E de la fibra	240 GPa
Deformación a rotura de la fibra	2,0 %
Sección de fibra resistente	27,3 mm ²

Tensión de rotura a tracción de la fibra con el conector impregnado	1800 MPa
Información del Sistema	
Detalles de Aplicación	
Consumo	Según proyecto.
Calidad del soporte	El soporte debe estar estructuralmente sano, libre de polvo, suciedad y otras sustancias tales como aceite, grasa y eflorescencias. SikaWrap® Anchor C se puede utilizar en diferentes soportes, tales como hormigón, mampostería de ladrillo, muros mixtos, ...etc.
Preparación del soporte	En un proyecto con SikaWrap® Anchor C, antes del uso de materiales de fibra de carbono, se debe evaluar el estado del soporte a reforzar. Si es necesario, reparar la superficie, con el fin de proporcionar un anclaje adecuado del CFRP con resinas epoxi. Para ello se utilizan los sistemas de reparación con los productos Sika MonoTop® o SikaTop® para mampostería u hormigón. Para la colocación del SikaWrap® Anchor C se realiza un taladro de al menos 16 mm de diámetro si es ciego y de 14 mm de diámetro si es pasante y profundidad de acuerdo con el proyecto específico de refuerzo. Para ello se emplearán métodos de perforación en seco, teniendo cuidado con los bordes del taladro, para evitar la rotura del SikaWrap Anchor C. A continuación quitar el polvo y las partículas sueltas que quedan de la perforación. Para ello emplear cepillos especiales de limpieza o emplear una bomba de aire comprimido.
Condiciones de Aplicación/Límites	
Temperatura de aplicación	min. + 8°C ; máx. + 35°C (resina epoxi)
Temperatura del soporte	min. + 8°C ; máx. + 35°C (resina epoxi)
Instrucciones de Aplicación	
Preparación del anclaje	Es necesario tener varillas de metal afiladas (E): agujas de tejer, para emplearlas como núcleo. Cortar la longitud de anclaje, constituida por la parte de relleno en el muro más el exceso de fibra para abrir en forma de abanico en la superficie exterior.

Aplicación del anclaje	<p>Procedimiento de aplicación del SikaWrap® Anchor C en taladros ciegos:</p> <p>Colocar una abrazadera en un extremo del cordón. Retirar la camisa elástica y alisar las fibras. Sobre una superficie rígida disponer una lámina de polietileno, colocando sobre la misma una capa de resina Sikadur®-330 o Sikadur®-52 Inyección. Impregnar todas las fibras y retirar con cuidado el exceso de resina. Volver a colocar la camisa elástica, dejando de nuevo la forma de cordón y colocar una abrazadera para cerrar el cordón.</p> <p>Insertar la varilla metálica por el extremo seco, manteniendo unidas las fibras, hasta llegar a la otra abrazadera.</p> <p>Extruir el Sika AnchorFix®-31 con la pistola adecuada, para rellenar el taladro (ver la hoja de datos del producto sobre métodos de aplicación).</p> <p>Insertar el cordón en el taladro, asegurándose de empujar con firmeza pero lentamente en una suave tracción.</p> <p>Retirar el Sika AnchorFix®-31 en exceso y posteriormente la varilla metálica, teniendo cuidado de no tirar del cordón de fibras.</p> <p>Impregnar con resina Sikadur®-330 el soporte exterior, cortar la abrazadera y extender las fibras en forma de abanico sobre dicha superficie.</p> <p>Procedimiento de aplicación del SikaWrap® Anchor C en taladros a pasantes:</p> <p>Proceder como en el caso de los taladros ciegos hasta que se haya insertado la varilla metálica.</p> <p>Insertar el conector en el taladro y retirar la varilla metálica, teniendo cuidado de no tirar del cordón.</p> <p>Retirar la abrazadera.</p> <p>Extrusionar el Sika AnchorFix®-31 con la pistola adecuada (ver en la HDP del producto la forma de aplicación) hasta rellenar el taladro.</p> <p>Organizar las fibras que quedan a ambos lados del taladro (en las direcciones deseadas) para distribuir el esfuerzo.</p> <p>Impregnar la parte final del cordón con el Sikadur®-330, utilizado para la impregnación del tejido.</p>
Limpieza de herramientas	Limpiar todos los instrumentos y equipamiento con Sika® Colma Limpiador inmediatamente después de su uso.
Notas de aplicación/ Límites	<p>El sistema debe ser protegido de la radiación solar directa;</p> <p>El sistema debe ser protegido del calor, superior a 50-60°C, mediante sistemas de protección adecuados.</p> <p>La fibra de carbono puede generar corrientes galvánicas si se vincula a elementos metálicos; en caso de anclaje en armaduras metálicas, colocar una cantidad suficiente de resina (eléctricamente aislante) o adecuados sistemas de aislamiento;</p> <p>Evitar estirar innecesariamente las fibras de carbono;</p>
Instrucciones de Seguridad e Higiene	Para cualquier información referida a cuestiones de seguridad en el uso, manejo, almacenamiento y eliminación de residuos de productos químicos, los usuarios deben consultar la versión más reciente de la Hoja de Seguridad del producto, que contiene datos físicos, ecológicos, toxicológicos y demás cuestiones relacionadas con la seguridad.

Construcción

Notas Legales

Toda información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento actual y la experiencia de Sika de los productos cuando son correctamente almacenados, manejados y aplicados, en situaciones nominales, dentro de su vida útil, de acuerdo a las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede deducir de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno ofrecido, ninguna garantía en términos de comercialización o idoneidad para productos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier relación legal que pudiera existir. El usuario de los productos debe realizar las pruebas para comprobar su idoneidad de acuerdo al uso que se le quiere dar. Sika se reserva el derecho de cambiar las propiedades de sus productos. Los derechos de propiedad de terceras partes deben ser respetados. Todos los pedidos se aceptan de acuerdo a los términos de nuestras vigentes Condiciones Generales de Venta y Suministro. Los usuarios deben de conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas de Datos de Productos locales, copia de las cuales se mandarán a quien las solicite, o también se puede conseguir en la página www.sika.es.

Oficinas Centrales y Filiales

Madrid 28108 - Alcobendas
P.I. Alcobendas
Carretera de Fuencarral, 72
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 26

Oficinas Centrales y Centros Logísticos

Madrid 28108 - Alcobendas
P.I. Alcobendas
C/ Aragoneses, 17
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 26

Sikathrap® Anchor C

4/4

Hoja de Datos de Producto
Edición 27/07/2014
Identificación n.º 2.7.2
Versión n.º 1
SikaWrap®-230 C

SikaWrap®-230 C

Tejido a base de fibra de carbono para refuerzo estructural

Descripción del Producto

SikaWrap®-230 C es un tejido unidireccional a base de fibra de carbono para su aplicación por proceso seco o húmedo.

Usos

Refuerzos de elementos o estructuras de hormigón armado, fábrica de ladrillo y madera para incrementar su capacidad portante a flexión y cortante.

- Mejora del comportamiento de muros de fábrica de ladrillo frente al sismo.
- Reposición de barras de armadura.
- Incremento de la resistencia y ductilidad de pilares.
- Incremento de la capacidad de carga de los elementos estructurales.
- Cambios de usos de la estructura.
- Defectos constructivos del diseño estructural.
- Movimiento sísmico.
- Mejora de la capacidad de servicio.
- Mejora estructural por adaptación a normativas actuales.

Características/Ventajas

- Fabricado con una trama especial de fibras que consigue una gran estabilidad dimensional (proceso en caliente).
- Uso multifuncional para cada clase de refuerzo.
- Flexibilidad en la adaptación de la geometría de las superficies (vigas, pilares, chimeneas, muros, silos).
- Disponibilidad de varios anchos de tejido para la optimización de las aplicaciones.
- Baja densidad para el peso adicional mínimo.
- Económico comparado con técnicas tradicionales de refuerzo.

Ensayos

Certificados/Normativa

Francia: CSTB-Avis Technique 3/ 10-889 Sika® CarboDur® E/ Sika Wrap®
Slovaquia: TSUS, Building Testing and research institutes, Aprobación técnica TO-09/0080 :2009
Polonia: Aprobación Técnica ITB AT-15-5604/2011
Polonia: Aprobación Técnica IBDIM N° AT/2008-03-0336/1
USA: ACI 440, 2R-08, Guía para el diseño y construcción de refuerzo de estructuras de hormigón armado con sistemas a base de fibra de carbono pegados externamente, julio 2008.
Reino Unido: Concrete Society Technical Report No 55, Guía de diseño para refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos, 2012 (UK).

Datos del Producto**Forma**

Tipo de fibra	Fibras de carbono de resistencias medias.
Composición del tejido	Orientación de las fibras: 0° unidireccional Urdimbre: Fibras de carbono (99% del peso total) Trama: Fibras termoplásticas fijadas por calor (1% del peso total)

Presentación	Longitud del tejido	Ancho del tejido
1 rollo empaquetado en una caja de cartón.	≥ 50 m	300 mm

Almacenamiento

Condiciones de almacenamiento/Conservación	24 meses desde la fecha de fabricación en sus envases de origen bien cerrados y no deteriorados en un lugar seco a temperaturas de entre +5°C y 35°C. Protegerlo de la acción directa del sol.
---	--

Datos Técnicos

Peso	235 g/m ² ± 10 g/m ² (contenido en fibra)
Espesor de diseño de tejido	0,129 mm (sección neta de fibras)
Densidad de fibras	1,82 g/cm ³

Propiedades Mecánicas/Físicas

Propiedades de la fibra en seco	Valores en la dirección longitudinal de la fibra (de acuerdo a ISO 10818)		
Módulo Elástico	Valor Mínimo	230.000 N/mm ²	
Resistencia a tracción	Valor Mínimo	4.000 N/mm ²	
Alargamiento a rotura		1,7 %	

Propiedades del laminado (en relación al espesor de fibra)	Valores en la dirección longitudinal de la fibra <u>Una capa: 27 muestras por serie de ensayo</u>		(de acuerdo a EN 2561*)
Espesor del laminado (nominal)			0,129 mm
Área de diseño para un ancho de 1000 mm			129 mm ²
Módulo Elástico	Media	225 kN/mm ²	
	Característica	220 kN/mm ²	
Resistencia a tracción	Media	3500 N/mm ²	
	Característica	3200 N/mm ²	

Valores de Diseño	La tensión de diseño tiene que ser determinada de acuerdo a la correspondiente norma de diseño. Los valores indicados se refieren a la impregnación con la resina Sikadur® 330		
Resistencia a tracción	Media	452 kN/m	
	Característica	413 kN/m	
Resistencia a tracción (para una elongación de 0,4 %)	Media	116 kN/m	
	Característica	114 kN/m	
Resistencia a tracción (para una elongación de 0,6 %)	Media	174 kN/m	
	Característica	170 kN/m	

Información del Sistema

Estructura del sistema	La configuración del sistema como se describe a continuación debe ser respetada y no se debería modificar Imprimación del hormigón- Sikadur®-330 Resina de impregnación/laminación- Sikadur®-330 Tejido de refuerzo estructural- SikaWrap®-230 C. Propiedades detalladas de la resina, detalles de aplicación del tejido e información general están referidos en la Hoja de Datos de Producto del Sikadur®- 330.
-------------------------------	---

Detalles de Aplicación

Consumo	Depende de la rugosidad del soporte: - Impregnación de la primera capa incluida la imprimación: ~ 0,8 – 1,2 Kg/m ² (Sikadur®-330). - Impregnación de las siguientes capas: ~ 0,7 Kg/m ² (Sikadur®-330). Consultar el procedimiento de ejecución del SikaWrap®.
Calidad del soporte	Requisitos específicos Resistencia a tracción mínima del soporte: 1,0 N/mm ² o la que se especifique en el diseño del refuerzo. Consultar el procedimiento de ejecución del SikaWrap®.
Preparación del soporte	El hormigón debe limpiarse y prepararse para lograr una superficie sin contaminantes no lechadas de cemento, texturada y con el poro abierto. Consultar el Procedimiento de Ejecución del SikaWrap® E.

Instrucciones de Aplicación

Método de aplicación/ Herramientas	El tejido se puede cortar con tijeras especiales o con un cuchillo. ¡No doblar el tejido! SikaWrap®-230 C se aplica empleando procesos de aplicación en seco. Consultar el procedimiento de ejecución del SikaWrap® E.
Notas de aplicación/ Límites	Este producto sólo puede aplicarse por profesionales especializados. El tejido SikaWrap®-230 C se debe cubrir con resina Sikadur® durante el proceso de impregnación y laminación para asegurar el máximo pegado y durabilidad. Para mantener la compatibilidad del sistema no cambiar ninguna de sus partes. El SikaWrap®-230 C puede/debe ser cubierto con una capa cementosa o un recubrimiento por estética o por protección. La elección del tipo de recubrimiento dependerá de los requisitos de exposición. Para protegerlo de los rayos UV utilizar Sikagard®-550 Elastocolor ES. Consultar el procedimiento de ejecución del SikaWrap® E.

Nota	Todos los datos técnicos indicados en esta Hoja de Datos de Producto están basados en ensayos de laboratorio. Pueden variar por circunstancias que se escapen a nuestro control.
-------------	--

Instrucciones de Seguridad e Higiene	Para cualquier información referida a cuestiones de seguridad en el uso, manejo, almacenamiento y eliminación de residuos de productos químicos, los usuarios deben consultar la versión más reciente de la Hoja de Seguridad del producto, que contiene datos físicos, ecológicos, toxicológicos y demás cuestiones relacionadas con la seguridad.
---	---

Notas Legales	Esta información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento actual y la experiencia de Sika de los productos cuando son correctamente almacenados, manipulados y aplicados, en situaciones normales, dentro de su vida útil, de acuerdo a las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede deducir de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno ofrecido, ninguna garantía en términos de comercialización o idoneidad para propósitos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier responsabilidad legal que pudiera existir. El usuario de los productos debe realizar las pruebas para comprobar su idoneidad de acuerdo al uso que se le quiere dar. Sika se reserva el derecho de cambiar las propiedades de sus productos. Los derechos de propiedad de terceros partes deben ser reconocidos. Todos los pedidos se aceptan de acuerdo a los términos de nuestras vigentes Condiciones Generales de Venta y Suministro. Los usuarios deben de conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas de Datos de Productos local, copia de las cuales se mandarán a quien las solicite, o también se puede conseguir en la página www.sika.es .
----------------------	--

Oficinas centrales e Filiales

Madrid 28106 - Alcobendas
P.I. Alcobendas
Carretera de Fuencarral, 72
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

Oficinas centrales e Filiales

Madrid 28106 - Alcobendas
P.I. Alcobendas
C/ Aragoneses, 17
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

SikaWrap®-230 C

3/3

Hoja de Datos de Producto
 Edición 17/08/2007
 Identificación n.º 2.7.4
 Versión n.º 1
 Sikadur®-52 Inyección

Sikadur®-52 Inyección

Resina de inyección de baja viscosidad

2.7.4

Descripción del Producto	Sikadur®-52 Inyección es un producto líquido de baja viscosidad para inyecciones, a base de resinas epoxi de altas resistencias, de dos componentes, sin disolventes.
Usos	Resina de inyección con buena adherencia a hormigón, mortero, piedra, acero y madera. Sikadur®-52 Inyección se usa para rellenar y sellar agujeros y fisuras en estructuras tales como puentes y otro tipo de construcciones civiles e industriales incluyendo pilares, vigas, cimentaciones, muros, soleras y depósitos. No sólo forma una barrera efectiva frente a las filtraciones de agua y al avance de la corrosión, también pega o une las secciones de hormigón existentes.
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> ■ No contiene disolventes. ■ Se puede utilizar con soporte seco o húmedo. ■ Utilizable a bajas temperaturas. ■ Endurece sin retracción. ■ Altas resistencias mecánicas y de adhesión. ■ Duro pero no frágil. ■ Muy baja viscosidad. ■ Inyectable con bombas monocomponentes.

Datos del Producto

Forma	
Color	Comp. A: Transparente Comp. B: Marrón Comp. A+B mezclados: Amarillo transparente
Presentación	Lotes de 1 kg.
Almacenamiento	
Condiciones de almacenamiento/Conservación	24 meses, desde su fecha de fabricación en sus envases de origen bien cerrados y no deteriorados en un lugar seco a temperaturas comprendidas entre +5°C y +30°C.
Datos Técnicos	
Base química	Resina epoxi modificada de dos componentes libre de disolventes.
Densidad	Comp. A: 1,1 kg/l (a +20°C) Comp. B: 1,0 kg/l (a +20°C) Comp. A+B mezclados (2:1) 1,1 kg/l (a +20°C)

Viscosidad	Temperatura	Componentes A «B mezclados (2:1)
	+10°C	~1200 mPa.s
	+20°C	~430 mPa.s
	+30°C	~220 mPa.s
	+40°C	—
Coefficiente de dilatación térmica	88 x 10 ⁻⁶ por °C (de -20°C a +40°C)	(Según EN ISO 1770)
Propiedades Mecánicas/Físicas		
Resistencia a compresión	52 N/mm ² (después de 7 días a +23°C)	(Según ASTM D695-96)
Resistencia a flexotracción	61 N/mm ² (después de 7 días a +23°C)	(Según DIN 53452)
Resistencia a tracción	37 N/mm ² (después de 7 días a 23°C)	(Según ISO 527)
Adherencia	A hormigón: (Según Datsib-Richtlinie, parte 3) >4 N/mm ² (rotura del hormigón)(después de 7 días a +23°C)	
Modulo de elasticidad	1800 N/mm ² (después de 7 días a 23°C)	(Según DIN 53 452)
Información del Sistema		
Detalles de Aplicación		
Consumos/Rendimiento	1 kg de Sikadur®-52 Inyección equivale a 1 l de resina de inyección.	
Preparación del soporte	Requisitos: Sano, limpio libre de aceites y grasas, pinturas y tratamientos superficiales antiguos etc. Pre-tratamiento para una buena adhesión: Hormigón, mortero, piedra deben ser tratados mediante chorro de agua a presión o medios mecánicos tales como lijado o replicado. Se deben limpiar las fisuras para eliminar el polvo mediante un compresor de aire.	
Condiciones de Aplicación/Límites		
Temperatura del soporte	Min. +5°C /max. +30°C	
Temperatura ambiente	Min. +5°C /max. +30°C	
Humedad del soporte	Seco o húmedo (superficie saturada de agua: no encharcada).	
Instrucciones de Aplicación		
Mezclado	Proporción de mezcla A: B = 2:1 partes por peso y por volumen	
Tiempo de mezclado	Envase predosificado: Añadir todo el componente B al componente A. Mezclar con batidora eléctrica de bajas revoluciones (máx. 250 rpm) durante al menos 3 minutos hasta. Evitar la entrada de aire.	

Método de aplicación/ Herramientas	<p>Fisuras en planos horizontales:</p> <p>Saturar la fisura aplicando el producto mediante rodillo en varias pasadas o por vertido entre dos «barreras» hechas con Sikaflex®. Las fisuras pasantes en soleas se deben sellar por la cara inferior con Sikadur®-31 mortero epoxi o morteros cementosos Sika®.</p> <p>Fisuras en planos verticales:</p> <p>Sikadur®-52 pueden ser inyectado bajo presión en fisuras usando una bomba de inyección monocomponente, por ejemplo Aliva AL-1200 o AL-1250. Los inyectores se deben colocar a una distancia de 25 cm y se debe obturar superficialmente la fisura entre tramos de inyectores con Sikadur®-31 para evitar la pérdida de resina durante el proceso de inyección. Las fisuras verticales deben ser inyectadas de abajo a arriba. Tan pronto como la resina rezuma por el siguiente inyector, el primero se debe sellar y continuar el proceso de inyección desde el siguiente. Después de completar el proceso de inyección, los inyectores y el material de sellado se pueden eliminar.</p>													
Limpieza de herramientas	Limpiar las herramientas y el equipo de aplicación con Sika® Coima Limpiador inmediatamente después de su uso. El producto endurecido/curado sólo puede ser eliminado por medios mecánicos.													
Vida de la mezcla (máx. tiempo abierto)	<table><tr><th>Temperatura</th><th>Tiempo abierto (1 kg de mezcla)</th></tr><tr><td>+5°C</td><td>120 minutos</td></tr><tr><td>+10°C</td><td>80 minutos</td></tr><tr><td>+20°C</td><td>25 minutos</td></tr><tr><td>+30°C</td><td>10 minutos</td></tr><tr><td>+40°C</td><td>—</td></tr></table>	Temperatura	Tiempo abierto (1 kg de mezcla)	+5°C	120 minutos	+10°C	80 minutos	+20°C	25 minutos	+30°C	10 minutos	+40°C	—	
Temperatura	Tiempo abierto (1 kg de mezcla)													
+5°C	120 minutos													
+10°C	80 minutos													
+20°C	25 minutos													
+30°C	10 minutos													
+40°C	—													
Notas de aplicación/ Límites	<p>Máximo ancho de fisuras que pueden ser inyectadas: 5 mm</p> <p>Sikadur®-52 inyección es apropiado para soportes húmedos o secos pero no es aplicable en presencia de agua.</p>													
Nota	Todos los datos técnicos indicados en esta Hoja de Datos de Producto están basados en ensayos de laboratorio. Las medidas reales de estos datos pueden variar debido a circunstancias más allá de nuestro control.													
Instrucciones de Seguridad e Higiene	Para cualquier información referida a cuestiones de seguridad en el uso, manejo, almacenamiento y eliminación de residuos de productos químicos, los usuarios deben consultar la versión más reciente de la Hoja de Seguridad del producto, que contiene datos físicos, ecológicos, toxicológicos y demás cuestiones relacionadas con la seguridad.													
Notas Legales	<p>Esta información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento actual y la experiencia de Sika de los productos cuando son correctamente almacenados, manejados y aplicados, en situaciones normales, dentro de su vida útil, de acuerdo a las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede deducir de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno ofrecido, ninguna garantía en términos de comercialización o idoneidad para propósitos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier responsabilidad legal que pudiera existir. El usuario de los productos debe realizar las pruebas para comprobar su idoneidad de acuerdo al uso que se le quiere dar. Sika se reserva el derecho de cambiar las propiedades de sus productos. Los derechos de propiedad de marcas y patentes deben ser respetados. Todos los pedidos se aceptan de acuerdo a los términos de nuestras vigentes Condiciones Generales de Venta y Suministro. Los usuarios deben de conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas de Datos de Productos locales, copias de las cuales se mandarán a quien las solicite, o también se puede conseguir en la página www.sika.es.</p>													

**Oficinas centrales
y Filiales**

Madrid 28108 - Alcobendas
P.I. Alcobendas
Carretera de Fuencarral, 72
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

**Oficinas centrales
y Centros Logísticos**

Madrid 28108 - Alcobendas
P.I. Alcobendas
C/ Aragonés, 17
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

Sikadur®-52 inyección

XIV

Sikadur®-330

Impregnación a base de resina epoxi bicomponente

2.4.7

Descripción del Producto	Sikadur®-330 es un adhesivo impregnante, a base de resina epoxi, bicomponente, tixotrópico.
Usos	<ul style="list-style-type: none"> ■ Resina de impregnación para la aplicación de tejido de refuerzo Sikawrap® por método seco. ■ Resina de imprimación para el sistema de aplicación húmedo. ■ Adhesivo estructural para el pegado de laminados Sika CarboDur®, en superficies muy lisas.
Características/Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> ■ Fácil mezclado, fácil aplicación mediante llana o rodillo. ■ Manufacturado para métodos de saturación manual. ■ Muy buena aplicación tanto en superficies verticales, como en techos. ■ Muy buena adherencia a gran variedad de soportes. ■ Altas propiedades mecánicas. ■ No necesita imprimación.
Ensayos	
Certificados/Normas	<p>Cumple con los requerimientos de:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Avis Technique N° 3/10-669 (anula y reemplaza N° 3/07-502) Procédé 230/45-Sikadur® 330 - Instituto de Investigación de Carreteras y Puentes (Polonia): IBDiM No AT/2003-04-396 <p>Producto de pegado estructural para la adhesión de los laminados de refuerzo según UNE EN 1504-4:2004 con declaración de prestaciones 01 02 06 04 001 0 000004 1053, con certificado de producción según el cuerpo notificador n° 0921-GPD-2054, provisto del marcado CE.</p>
Datos del Producto	
Forma	
Apariencia/Color	<p>Resina componente A: Pasta Componente B: Pasta</p> <p>Color: Componente A: Blanco Componente B: Gris</p> <p>Color de la mezcla: Gris claro</p>
Presentación	Lotes predosificados de 5 kg.
Almacenamiento	
Condiciones de almacenamiento/Conservación	24 meses desde la fecha de fabricación, en sus envases de origen bien cerrados y no deteriorados, en condiciones secas a temperaturas entre +5°C y +30°C. Proteger de acción directa del sol.

Datos Técnicos			
Composición Química	Resina Epoxi		
Densidad	~1,30 kg/l ± 0,1 kg/l (mezcla A+B) (a+23°C)		
Viscosidad	Relación de deslizamiento: 50/s		
	Temperatura	Viscosidad	
	+10°C	~10.000 mPas	
	+23°C	~6.000 mPas	
	+35°C	~5.000 mPas	
Coefficiente de expansión térmica	4,5 x 10 ⁻¹ por °C (-10°C a +40°C)		
Estabilidad térmica	Temperatura de deformación por calor (TDC)		ASTM D648
	Curado	Temperatura	TDC
	7 días	+10°C	+38°C
	7 días	+23°C	+47°C
	7 días	+35°C	+53°C
	7 días, 10°C + 7 días, 23°C	—	+43°C
Temperatura de servicio	-40°C a +45°C		
Propiedades Mecánicas/Físicas			
Resistencia a tracción	30 N/mm ² (7 días a +23°C)		(DIN EN ISO 527-3)
Adherencia	Rotura del hormigón (>4 N/mm ²) sobre soporte con chorreo de arena: (DIN EN ISO 4624)		
Modulo de elasticidad	Flexión:		(DIN EN 1466)
	3.800 N/mm ² (7 días a +23°C)		
	Tracción:		(DIN EN ISO 527-3)
	4.500 N/mm ² (7 días a +23°C)		
Deformación a rotura	0,9% (7 días a +23°C)		(DIN EN ISO 527-3)
Resistencias			
Resistencia química	El producto no es adecuado para exposición a productos químicos.		
Resistencia térmica	Exposición continua a +45°C		
Información del Sistema			
Estructura de sistema	Imprimación del soporte - Sikadur®-330		
	Impregnación/Resina de laminación - Sikadur®-330		
	Tejido de refuerzo estructural - SikaWrap® (tipo adecuado a los requerimientos)		
Detalles de Aplicación			
Consumo	Ver el procedimiento de ejecución PE SikaWrap®		
	Como orientación: 0,7 - 1,5 kg/m ²		
Calidad del soporte	El soporte debe ser sano y con suficiente resistencia a tracción, para conseguir una adherencia mínima de 1 N/mm ² , o según los requerimientos de la especificación de diseño.		
	Ver el procedimiento de ejecución PE SikaWrap®		
Preparación del soporte	Ver el procedimiento de ejecución PE SikaWrap®		
Condiciones de Aplicación/Limitaciones			
Temperatura del soporte	+10°C mín. / +35°C max.		
Temperatura ambiente	+10°C mín. / +35°C max.		

Humedad del soporte	≤ 4% pbr																												
Punto de rocío	Cuidado con la condensación. La temperatura durante la aplicación deberá ser al menos +3°C por encima del punto de rocío.																												
Instrucciones de Aplicación																													
Mezclado	Comp. A : Comp. B = 4 : 1 en peso Cuando no se utilicen lotes completos, se deberán respetar las relaciones de mezcla pesando cada uno de los componentes.																												
Tiempo de mezclado	<i>Lotes Predosificados:</i> Mezclar los componentes A y B durante al menos 3 minutos en una batidora eléctrica de bajas revoluciones (máx. 300 rpm) hasta que el material tenga una consistencia y un color gris uniforme. Evitar la aireación durante el mezclado. Verter la mezcla en un recipiente limpio y batir nuevamente durante 1 minuto aprox. A baja velocidad, para mantener la mínima ocusión de aire. Mezclar solo la cantidad que se vaya a utilizar dentro del tiempo de vida de mezcla.																												
Métodos de aplicación/ Herramientas	Ver el procedimiento de ejecución PE SikaWrap®																												
Limpieza de herramientas	La limpieza de herramientas y los equipos de aplicación se limpiarán con Sika® Colima Limpiador. Inmediatamente después de su uso. El producto una vez endurecido solo puede ser eliminado por medios mecánicos.																												
Tiempo de vida de mezcla	<table><tr><th>Temperatura</th><th>Tiempo</th></tr><tr><td>+10°C</td><td>90 minutos (5 kg)</td></tr><tr><td>+35°C</td><td>30 minutos (5 kg)</td></tr></table> <p>El tiempo de vida de mezcla empieza cuando la resina y el endurecedor se mezclan. Es mas corto a altas temperaturas y mas largo a bajas temperaturas. Cuanta mayor cantidad se mezcle, más corto es el tiempo de vida de la mezcla. Para conseguir mayor trabajabilidad a altas temperaturas, se podrán dividir las proporciones del adhesivo. Otro método de aplicación es enfriar los componentes A y B antes de mezclarlos.</p> <p>Tiempo abierto</p> <table><tr><th>Temperatura</th><th>Tiempo</th></tr><tr><td>+10°C</td><td>60 minutos</td></tr><tr><td>+35°C</td><td>30 minutos</td></tr></table>	Temperatura	Tiempo	+10°C	90 minutos (5 kg)	+35°C	30 minutos (5 kg)	Temperatura	Tiempo	+10°C	60 minutos	+35°C	30 minutos																
Temperatura	Tiempo																												
+10°C	90 minutos (5 kg)																												
+35°C	30 minutos (5 kg)																												
Temperatura	Tiempo																												
+10°C	60 minutos																												
+35°C	30 minutos																												
Tiempo de espera/ Repintabilidad	<p>Para el curado de la resina</p> <table><tr><th>Productos</th><th>Temperatura del soporte</th><th>Mínimo</th><th>Máximo</th></tr><tr><td>Sikadur®-330</td><td>+10°C</td><td>24 horas</td><td rowspan="3">Resinas de más de 7 días tienen que ser desengrasadas con Sika® Colima Limpiador y lijadas antes de revestimiento</td></tr><tr><td>Sikadur®-330</td><td>+23°C</td><td>12 horas</td></tr><tr><td></td><td>+35°C</td><td>6 horas</td></tr></table> <table><tr><th>Productos</th><th>Temperatura del soporte</th><th>Mínimo</th><th>Máximo</th></tr><tr><td>Sikadur®-330</td><td>+10°C</td><td>5 días</td><td rowspan="3">Resinas de más de 7 días tienen que ser desengrasadas con Sika® Colima Limpiador y lijadas antes de revestimiento</td></tr><tr><td>Revestimientos Sikagard®</td><td>+23°C</td><td>3 días</td></tr><tr><td></td><td>+35°C</td><td>1 día</td></tr></table> <p>Los tiempos son aproximados y se verán afectados por el cambio de condiciones atmosféricas.</p>	Productos	Temperatura del soporte	Mínimo	Máximo	Sikadur®-330	+10°C	24 horas	Resinas de más de 7 días tienen que ser desengrasadas con Sika® Colima Limpiador y lijadas antes de revestimiento	Sikadur®-330	+23°C	12 horas		+35°C	6 horas	Productos	Temperatura del soporte	Mínimo	Máximo	Sikadur®-330	+10°C	5 días	Resinas de más de 7 días tienen que ser desengrasadas con Sika® Colima Limpiador y lijadas antes de revestimiento	Revestimientos Sikagard®	+23°C	3 días		+35°C	1 día
Productos	Temperatura del soporte	Mínimo	Máximo																										
Sikadur®-330	+10°C	24 horas	Resinas de más de 7 días tienen que ser desengrasadas con Sika® Colima Limpiador y lijadas antes de revestimiento																										
Sikadur®-330	+23°C	12 horas																											
	+35°C	6 horas																											
Productos	Temperatura del soporte	Mínimo	Máximo																										
Sikadur®-330	+10°C	5 días	Resinas de más de 7 días tienen que ser desengrasadas con Sika® Colima Limpiador y lijadas antes de revestimiento																										
Revestimientos Sikagard®	+23°C	3 días																											
	+35°C	1 día																											

**Notas de aplicación/
Limitaciones**

Este producto solo debe ser utilizado por profesionales experimentados.

Se debe proteger al Sikadur® 330 de la lluvia durante al menos 24 horas después de la aplicación.

Asegurarse que la colocación del tejido y la laminación con el rodillo se realiza durante el tiempo abierto.

A bajas temperaturas y/o alta humedad relativa puede quedar una superficie pegajosa en la resina. Si se van a colocar capas de tejido adicional o un revestimiento, se debe eliminar este residuo para asegurarse una adecuada adherencia. Este residuo se puede eliminar con agua. En ambos casos, la superficie se debe secar antes de la aplicación de la siguiente capa o revestimiento.

Para la aplicación en condiciones de calor o frío una precondition es que el material esté en un sitio con temperatura controlada guante las 24 horas anteriores a la aplicación, para mejorar la aplicación, mezclado y tiempo de vida de la mezcla.

Para más información sobre revestimientos, nº de capas u otras, consultar con un ingeniero estructuralista los cálculos y ver el Procedimiento de Ejecución PE SikaWrap®.

Las resinas Sikadur® se formulan para tener poca fluencia bajo cargas permanentes. Sin embargo, debido a la fluencia que presentan todos los materiales poliméricos bajo carga, las cargas de diseño a largo plazo deben de tener en cuenta este efecto. Generalmente las cargas de diseño a largo plazo deben ser menores del 20-25% de la carga de rotura del adhesivo. Por favor, consulte a un ingeniero estructuralista para cálculo de cargas para su aplicación específica.

Detalles de Curado**Tiempo para entrar en
carga**

Temperatura	Curado total
+10°C	7 días
+23°C	5 días
+35°C	2 días

Los tiempos de curado son aproximados y se verán afectados por cambios de las condiciones ambientales.

Nota

Todos los datos técnicos indicados en estas Hojas de Datos de Producto están basados en ensayos de laboratorio. Las medidas reales de estos datos pueden variar debido a circunstancias más allá de nuestro control.

**Instrucciones
de Seguridad
e Higiene**

Para cualquier información referida a cuestiones de seguridad en el uso, manejo, almacenamiento y eliminación de residuos de productos químicos, los usuarios deben consultar la versión más reciente de la Hoja de Seguridad del producto, que contiene datos físicos, ecológicos, toxicológicos y demás cuestiones relacionadas con la seguridad.

Notas Legales

Esta información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento actual y la experiencia de Sika de los productos cuando son correctamente almacenados, manejados y aplicados, en situaciones normales, dentro de su vida útil, de acuerdo a las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede deducir de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno ofrecido, ninguna garantía en términos de comercialización o idoneidad para propósitos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier relación legal que pudiera existir. El usuario de los productos debe realizar las pruebas para comprobar su idoneidad de acuerdo al uso que se le quiere dar. Sika se reserva el derecho de cambiar las propiedades de sus productos. Los derechos de propiedad de terceros partes deben ser respetados. Todos los pedidos se aceptan de acuerdo a los términos de nuestras vigentes Condiciones Generales de Venta y Suministro. Los usuarios deben de conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas de Datos de Productos locales, copia de las cuales se mandarán a quien las solicite, o también se puede conseguir en la página www.sika.es.

**Oficinas centrales
y Filiales**

Madrid 28108 - Alcobendas
P.I. Alcobendas
Carretera de Fuencarral, 72
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

**Oficinas centrales
y Centros Logísticos**

Madrid 28108 - Alcobendas
P.I. Alcobendas
C/ Aragoneses, 17
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

Anexo E: Ejemplo de viga con refuerzos adheridos

En este anexo se incluyen los documentos correspondientes a los resultados del diseño del ejemplo de la viga incluido en el apartado 5.8.1 del documento principal.

El ejemplo expuesto en la sección 5.8 se ha calculado con ayuda del programa Carbodur (versión 3.4) desarrollado por CYPE en colaboración con SIKA SAU. Dicho programa facilita el cálculo de refuerzos de FRP, tanto exteriores como parcialmente embebidos, de acuerdo con distintas guías y normas de aplicación a nivel internacional. Es aplicable a elementos reforzados a compresión por confinamiento, y de elementos horizontales a flexión y cortante.

En el ejemplo presentado en el capítulo 5 se realizaron los cálculos aplicando los criterios de la TR55 (2012) por ser la más extensible a todo el ámbito europeo partiendo de los supuestos contemplados en los eurocódigos para los coeficientes de mayoración de cargas y los de minoración del hormigón.

El programa de cálculo genera un documento exportable el cual resume las hipótesis de cargas consideradas, los coeficientes adoptados, la necesidad de refuerzo y cumplimiento de las hipótesis para la aptitud de refuerzos de FRP (porcentaje de la resistencia inicial del elemento original, situación en caso de fallo del FRP, situación en caso de incendio, etc.). Por último, el programa propone un diseño y lo valida para las condiciones de fallo por despegue; en el caso de las vigas las comprobaciones incluyen resistencia total de adherencia en el tramo de anclaje, esfuerzo rasante en la interfaz FRP-soporte en distintos puntos desfavorables (inicio del tramo de plastificación de la armadura interna y región de anclaje) así como la limitación de fisuración por cortante para evitar el despegue originado por desplazamiento entre bordes de fisura.

A continuación se incluyen los documentos generados en CarboDur para el ejemplo desarrollado.

Ejemplo: viga biapoyada.

1.- CRITERIO DE CÁLCULO Y NORMATIVAS

Refuerzo a flexión de viga con FRP

Concrete Society Technical Report No. 55 (TR 55): design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials, Third Edition 2012.

EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.

País: España

2.- HIPÓTESIS DE CÁLCULO

2.1.- Definición de la viga

2.2.- Geometría

Sección transversal – Rectangular

Sika Services AG
Corporate Tech. Dept.
Spiezstrasse 22
8330 Pfaffikon (Suiza)
www.sika.com

3/16

Elemento: viga biapoyada
Editor:
Notas:

Fecha: 12/01/2017
Proyecto: viga biapoyada

BUILDING TRUST

Ancho - 350 mm
 Altura - 600 mm

2.3.- Hormigón/concreto

Resistencia a compresión del hormigón/concreto
 Resistencia del hormigón/concreto (f_{ck}) - 25 MPa
 Probeta cilíndrica - 25 MPa
 Probeta cúbica - 30 MPa

2.4.- Acero de refuerzo

Capas del acero de refuerzo

Capa superior	d, mm	Acero f_{yk} (MPa)	E_s (MPa)	Número x Ø (mm)
1.	30	(B400) 400	200000	4 x 12.0
Capa inferior	d, mm	Acero f_{yk} (MPa)	E_s (MPa)	Número x Ø (mm)
1.	30	(B400) 400	200000	2 x 16.0

2.5.- Coeficientes de minoración de resistencias

Definido por (Eurocódigo)

Hormigón/concreto

γ_c (Persistente y transitoria) - 1.50
 γ_c (Accidental) - 1.20
 γ_c (Incendio) - 1.00
 α_{cc} - 1.00

Acero

γ_s (Persistente y transitoria) - 1.15
 γ_s (Accidental) - 1.00
 γ_s (Incendio) - 1.00

Sika Services AG
 Corporate Tech. Dept.
 Speckstrasse 22
 8330 Pfaffikon (Suiza)
 www.sika.com

4/16

Elemento: viga biapoyada
 Editor:
 No.:000

Fecha: 12/01/2017
 Proyecto: viga biapoyada

BUILDING TRUST

2.6.- Coeficientes de mayoración

Combinaciones de Eurocódigo por defecto	Cargas permanentes	Cargas variables
Cargas esperables	1.35	1.50
Fallo del refuerzo de FRP	1.00	0.50
Situación de incendio	1.00	0.30
ELS, característica	1.00	1.00

Categoría A: zonas residenciales, domésticas

$$\psi_1 = 0.5$$

$$\psi_2 = 0.5$$

3.- REFUERZO DE FRP

3.1.- Refuerzo principal de FRP

Simplemente adherido. SikaWrap® C

SikaWrap® 230C - 30cm	Tipo de fibra	Coeficientes de minoración de resistencias	s_k	E_k (MPa)	t_k (mm)	Número	Ancho (mm)
Capa: 1	Carbono	$\gamma_{WR,1}: 1.10, \gamma_{WR,2}: 1.05, \gamma_{WR,3}: 1.25, \gamma_k: 4.00$	0.0145	220000.00	0.129	1	300.00
Capa: 2	Carbono	$\gamma_{WR,1}: 1.10, \gamma_{WR,2}: 1.05, \gamma_{WR,3}: 1.25, \gamma_k: 4.00$	0.0145	220000.00	0.129	1	300.00

4.- COMBINACIÓN DE CARGAS ESPERABLES

4.1.- Cargas en la viga

Cargas iniciales

Sika Services AG
Corporate Tech. Dept.
Speikstrasse 22
8330 Pfaffikon (Suiza)
www.sika.com

5/16

Elemento: Viga simplemente
Editor:
Notas:

Fecha: 12/01/2017
Proyecto: viga simplemente

BUILDING TRUST

Fallo del refuerzo de FRP

Cargas esperables

Sika Services AG
Corporate Tech. Dept.
Speckstrasse 22
8330 Pfaffikon (Suiza)
www.sika.com

6/16

Elemento: viga biapoyada
Editor:
Notas:

Fecha: 12/01/2017
Proyecto: viga biapoyada

BUILDING TRUST

Situación de incendio

5.- RESULTADOS

5.1.- Resumen de resultados

ELU cargas esperables			
carga	M_{Ed} (kN·m)	M_{red} (kN·m)	$M_{red} \geq M_{Ed} (N_{Ed} - N_{red})$
$S_{Ed} = 1.35 \cdot S_G + 1.50 \cdot S_Q$	97.55	143.48	Sección reforzada $143.48 \text{ kN·m} \geq 97.55 \text{ kN·m}$ ✓
ELU fallo del refuerzo			
carga	M_{Ed} (kN·m)	M_{red} (kN·m)	$M_{red} \geq M_{Ed} (N_{Ed} - N_{red})$
$S_{Ed} = 1.00 \cdot S_G + 0.50 \cdot S_Q$	57.09	89.22	Sección sin reforzar $89.22 \text{ kN·m} \geq 57.09 \text{ kN·m}$ ✓
Estados límites de servicio			
carga	Deformaciones en servicio		
$S_{Ed} = 1.00 \cdot S_G + 1.00 \cdot S_Q$	$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$		
	$307.05 \text{ MPa} \leq 320.00 \text{ MPa}$ ✓		
Resistencia en caso de incendio (t=0 min.)			
carga	M_{Ed} (kN·m)	M_{red} (kN·m)	$M_{red} \geq M_{Ed} (N_{Ed} - N_{red})$
$S_{Ed} = 1.00 \cdot S_G + 0.30 \cdot S_Q$	52.13	89.51	Sección sin reforzar $89.51 \text{ kN·m} \geq 52.13 \text{ kN·m}$ ✓

5.2.- Estados límite últimos

Al analizar una sección transversal para determinar su momento último resistente, deben adoptarse las siguientes hipótesis:

La distribución de deformaciones en el hormigón/concreto comprimido y las tensiones en el acero de refuerzo, tanto comprimido como traccionado, se derivan de la presunción de que las secciones planas permanecen planas y de que no existe deslizamiento longitudinal entre o dentro de los distintos componentes de la sección.

Sika Services AG
Corporate Tech. Dept.
Speckstrasse 22
8330 Pfaffikon (Suiza)
www.sika.com

Elemento: viga biapoyada
Editor:
Notas:

Fecha: 12/01/2017
Proyecto: viga biapoyada

BUILDING TRUST

Las tensiones en el hormigón/concreto comprimido se derivan de las curvas tensión-deformación de la sección 3.1.7 de la EN 1992-1-1.

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^n \right] \text{ for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ for } \varepsilon_{c1} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu1}$$

Ancho

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_f}$$

f_{cd} (MPa)	ε_{c1}	ε_{cu1}	n
16.7	0.0020	0.0035	2

Se desprecia la contribución del hormigón/concreto a tracción.

Las tensiones en el acero de refuerzo se derivan de las curvas tensión-deformación de la sección 3.2 de la EN 1992-1-1.

Las deformaciones de la sección transversal deben tener en cuenta las deformaciones presentes en la estructura existente en el momento de la aplicación del refuerzo de FRP.

Sika Services AG
Corporate Tech. Dept.
Speckstrasse 22
8330 Pfaffikon (Suiza)
www.sika.com

Elemento: viga biapoyada
Editor:
Notas:

Fecha: 12/01/2017
Proyecto: viga biapoyada

BUILDING TRUST

Las tensiones en el refuerzo de FRP se derivan de la suposición de que el FRP tiene un comportamiento lineal elástico hasta rotura.

Equilibrio de fuerzas en la sección. Cargas iniciales
 $M_i = 50.64 \text{ kN-m}$

Deformación máxima y mínima $\epsilon_{max} = 0.26 \text{ ‰}$
 $\epsilon_{min} = -1.25 \text{ ‰}$

Tensión máxima en el hormigón $f_c = 4.12 \text{ MPa}$

Profundidad de la fibra neutra $x = 104.84 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 12	270	37.82	0.19
No. 16	-270	-235.11	-1.18

Fallo del refuerzo de FRP. Combinación mínima de cargas a resistir por el elemento sin reforzar.

$$S_{ed} = 1.00 \cdot S_G + 0.50 \cdot S_Q$$

$$M_{ed} \geq M_{Rd}$$

$$89.22 \text{ kN-m} \geq 57.09 \text{ kN-m} \quad \checkmark$$

$$M_{ed} : \underline{89.22} \text{ kN-m}$$

Sika Services AG
 Corporate Tech. Dept.
 Speckstrasse 22
 8330 Pfaffikon (Suiza)
 www.sika.com

9/16

Elemento: viga biapoyada
 Editor:
 Nicolas

Fecha: 12/01/2017
 Proyecto: viga biapoyada

BUILDING TRUST

Deformación máxima y mínima $\epsilon_{max} = 1.36 \text{ ‰}$
 $\epsilon_{min} = -21.02 \text{ ‰}$
 Tensión máxima en el hormigón $f_c = 18.68 \text{ MPa}$
 Profundidad de la fibra neutra $x = 36.39 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 12	270	47.63	0.24
No. 16	-270	-400.00	-19.90

Sección reforzada y cargas esperables.

$$S_{ed} = 1.35 \cdot S_0 + 1.50 \cdot S_0$$

$$M_{ed} \geq M_{k1}$$

$$143.48 \text{ kN-m} \geq 97.55 \text{ kN-m} \quad \checkmark$$

$$M_{ed} \geq 143.48 \text{ kN-m}$$

Sika Services AG
 Corporate Tech. Dept.
 Speckstrasse 22
 8330 Pfaffikon (Switzerland)
 www.sika.com

10/16

Elemento: viga biapoyada
 Editor:
 Notas:

Fecha: 12/01/2017
 Proyecto: viga biapoyada

BUILDING TRUST

Deformación máxima y mínima	$\epsilon_{max} = 1.21 \text{ ‰}$ $\epsilon_{min} = -9.21 \text{ ‰}$
Tensión máxima en el hormigón	$f_c = 14.04 \text{ MPa}$
Profundidad de la fibra neutra	$x = 69.47 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 12	270	137.02	0.69
No. 16	-270	-347.83	-8.69
FRP	-300	-1515.83	-7.96
FRP	-300	-1516.19	-7.96

Situación de incendio. Sección sin reforzar.

$$S_{ed} = 1.00 \cdot S_0 + 0.30 \cdot S_0$$

$$M_{ed} \geq M_{ca}$$

$$89.51 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 52.13 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

$$M_{ed} : 89.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

La resistencia del elemento sin reforzar es suficiente para resistir la combinación de cargas correspondiente a la situación de incendio. El refuerzo de FRP es por tanto innecesario en caso de incendio, no precisando de protección. En caso de requerirse un tiempo determinado de resistencia al fuego, el calculista deberá evaluar la protección del elemento de hormigón armado/concreto reforzado de acuerdo a las normativas locales.

5.3.- Estados límites de servicio

Las tensiones en el acero de refuerzo bajo la combinación característica de cargas (ELS) no deben exceder los límites de diseño indicados en el Eurocódigo 2, parte 1-1.

Equilibrio de fuerzas en la sección. ELS Combinación característica de cargas

$$S_{ed} = 1.00 \cdot S_0 + 1.00 \cdot S_0$$

Sika Services AG
Corporate Tech. Dept.
Speckstrasse 22
8330 Pfaffikon (Suiza)
www.sika.com

Elemento: viga biapoyada
Editor:
Notas:

Fecha: 12/01/2017
Proyecto: viga biapoyada

BUILDING TRUST

Deformación máxima y mínima $\epsilon_{max} = 0.41 \text{ ‰}$
 $\epsilon_{min} = -1.64 \text{ ‰}$
 Tensión máxima en el hormigón $f_c = 4.83 \text{ MPa}$
 Profundidad de la fibra neutra $x = 119.42 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
No. 12	270	60.94	0.30
No. 16	-270	-307.05	-1.54
FRP	-300	-87.77	-0.40
FRP	-300	-87.80	-0.40

En caso de existir cargas dinámicas significativas durante el endurecimiento del adhesivo, la resistencia reducida del adhesivo seguirá siendo superior a la resistencia de cálculo del sustrato de hormigón/concreto (TR55, 6.9.4), considerando que las cargas actuantes en ese periodo correspondieran a la combinación cuasipermanente de cargas.
 $\epsilon_{fisurado} = 0.000047 \leq 0.000200$

5.4.- Fallo por despegue del FRP y diseño del anclaje en el extremo

Separación del FRP inducida por fisuras de cortante	$V_{Ed} \leq V_{Rd,cort}$	$78.62 \text{ kN} \leq 80.12 \text{ kN}$	✓	$x = 5.00 \text{ m}$
Tensión tangencial longitudinal en la zona de plastificación	$\tau_t \leq \tau_{lim,y}$	$4.47 \text{ MPa} \leq 5.39 \text{ MPa}$	✓	$x = [5.00, 5.02] \text{ m}$
Deformación en el FRP	$\epsilon_{ext} \leq \epsilon_{td}$	$0.00532 \leq 0.01105$	✓	$x = 5.00 \text{ m}$
Tensión tangencial longitudinal cerca de los extremos de FRP	$\tau \leq \tau_{lim,c}$	$0.04 \text{ MPa} \leq 0.96 \text{ MPa}$	✓	$x = [0.77, 0.78] \text{ m}$
Anclaje	$T_d \leq T_k$	$38.48 \text{ kN} \leq 44.56 \text{ kN}$	✓	$x = 1.00 \text{ m}$

Sika Services AG
 Corporate Tech. Dept.
 Speckstrasse 22
 8330 Pfaffikon (Suiza)
 www.sika.com

12/16

Elemento: viga biapoyada
 Editor:
 Notas:

Fecha: 12/01/2017
 Proyecto: viga biapoyada

BUILDING TRUST

5.5.- Configuración del FRP

los resultados anteriores corresponden a la siguiente configuración de FRP:

Refuerzo principal de FRP: Número de capas: 2, 1 + 1 (SikaWrap® 230C - 30cm)

6.- ESPECIFICACIÓN DE PRODUCTO

6.1.- Tejidos SikaWrap® adheridos

Se obtendrá el refuerzo mediante tejido de carbono unidireccional, saturado y adherido externamente a la estructura mediante adhesivo epoxi Sikadur®-330

El material será un laminado unidireccional pultruido de CFRP, con un contenido volumétrico de fibra >68%.

Las fibras deberán estar alineadas y libres de torsión.

El material dispondrá de un registro de utilización (> 25 años) para refuerzo estructural.

Sika Services AG
Corporate Tech. Dept.
Speckstrasse 22
9330 Pfaffikon (Suiza)
www.sika.com

13/16

Elemento: viga biapoyada
Editor:
Notas:

Fecha: 12/01/2017
Proyecto: viga biapoyada

BUILDING TRUST

El tejido de fibra será unidireccional y elaborado mediante fibras de carbonos elaboradas a partir de PAN.

Será posible la instalación en varias capas.

El material dispondrá de un largo historial como sistema de refuerzo estructural.

Se aportarán los valores correspondientes a las propiedades mecánicas medidos a partir de los tejidos laminados, basados en series de ensayos de al menos 20 muestras.

6.1.1.- Preparación de la superficie de hormigón/concreto

Cualquier material no cohesivo será retirado, y el hormigón/concreto será reparado tal y como se indica anteriormente. Cualquier oquedad significativa o nido de grava será rellenado con un mortero de reparación adecuado.

Los materiales de reparación serán totalmente compatibles con el adhesivo.

La resistencia real a arrancamiento del soporte de hormigón/concreto será verificada al menos mediante 3 ensayos de pull-off.

El hormigón/concreto tendrá una edad superior a 28 días.

La lechada superficial en el sustrato será eliminada hasta que se logre una superficie de poro abierto.

La superficie del soporte será limpiada hasta que quede libre de aceites, grasas y cualquier otro contaminante, así como de partículas sueltas y polvo.

Para la aplicación de tejidos, se redondearán todas las esquinas con un radio de 20mm, eliminando cualquier borde anguloso.

La humedad del soporte será inferior al 4% pbw.

6.1.2.- Tejidos SikaWrap®

Los materiales cumplirán con las prestaciones mínimas indicadas a continuación:

6.1.2.1.- Propiedades del tejido SikaWrap® 230C - 30cm :

Propiedades del tejido seco:

Contenido volumétrico en fibra		> 68%
Temperatura de trans. vítrea.		> 100°C
Módulo Elástico	EN 2561/ASTM D3039	≈ 230000 N/mm ² (MPa)
Resistencia a tracción	EN 2561/ASTM D3039	≈ 4000 N/mm ² (MPa)
Deformación de rotura	EN 2561/ASTM D3039	17 %

Propiedades del laminado (respecto al espesor del tejido seco):

Módulo Elástico	EN 2561/ASTM D3039	≈ 225000 N/mm ² (MPa)
-----------------	--------------------	----------------------------------

6.1.3.- Adhesivo epoxi

Los adhesivos serán de naturaleza epoxi.

La imprimación del soporte y la impregnación del tejido SikaWrap® 230C - 30cm se realizará mediante Sikadur®-330

6.1.3.1.- Propiedades del adhesivo Sikadur®-330

El adhesivo cumplirá con lo establecido en la EN 1504-4.

Base química		Resina epoxi
Densidad		1.30 kg/l (a +23°C).
Viscosidad (velocidad de cizalladura 50/S)	+10°C	≈ 10000 mPas
	+23°C	≈ 6000 mPas
	+35°C	≈ 5000 mPas
Coeficiente de expansión térmica	-10°C a +40°C	4.5 x 10 ⁻⁵ por °C
Estabilidad térmica. HDT (ASTM D648)	Curado	
	7 días, +10°C	+36°C
	7 días, +23°C	+47°C
	7 días, +35°C	+53°C
Temperatura de servicio	23°C Curado	-40°C a +45°C
Resistencia a tracción	DIN EN ISO 527-3	30 N/mm ² (7 días a +23°C)
Adherencia (soporte chorreado con arena)	DIN EN ISO 4624	Fractura del hormigón/concreto (> 4 N/mm ²)
Módulo elástico (flexión)	DIN EN 1465	3800 N/mm ² (7 días a +23°C)
Módulo elástico a tracción	DIN EN ISO 527-3	4500 N/mm ² (7 días a +23°C)
Deformación de rotura	DIN EN ISO 527-3	0.9% (7 días a +23°C)

6.1.4.- Procedimiento de aplicación

El tejido se cortará a la medida adecuada mediante tijeras especiales para fibra.

Se dispondrá una primera capa de la resina de impregnación sobre la superficie del sustrato, usando una espátula dentada o un rodillo.

El tejido será colocado sobre el soporte, presionándolo suavemente e impregnando la resina en el tejido mediante un rodillo de impregnación hasta que el tejido esté totalmente saturado.

Las capas adicionales se dispondrán tal y como se indicó anteriormente, preferiblemente húmedo sobre húmedo.

En caso de un revestimiento cementoso, la superficie final de resina se saturará con árido de cuarzo.

La impregnación se efectuará siempre en la dirección de las fibras.

Tras la aplicación, el tejido saturado se protegerá de la lluvia, arena, polvo o cualquier otro contaminante.

Si fuera necesario, el sistema aplicado será protegido con un revestimiento adecuado (se dispondrán de tests de compatibilidad entre el tejido y el revestimiento).

Anexo F: Base de datos de refuerzos con dos filas de anclajes de FRP

Si bien el modelo propuesto no considera la aportación de múltiples filas de anclajes, no siendo el objetivo de la presente investigación, se ha querido incluir un anexo reflejando las campañas experimentales en la literatura que han estudiado disposiciones longitudinales de anclajes múltiples.

La Tabla F.1 muestra los resultados de las campañas publicadas hasta la fecha con varias filas de anclajes. Esta tabla puede compararse con la recogida en el capítulo 5 del documento, respecto al aprovechamiento de múltiples anclajes dispuestos transversalmente, y con los resultados de Zhang y Smith (2011-2013) presentados en el mismo capítulo.

Tabla F.1. Refuerzos con dos filas de anclajes

Referencia	Identificación	Nº de anclajes	Disposición	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)
Orton et al. (2008)	22-6s1	6	TRES Y TRES	85.63
	42-4s2	4	DOS Y DOS	104.23
	42-4s5	4	DOS Y DOS	117.12
	42-6s2	6	TRES Y TRES	149.46
	42-6s4	6	TRES Y TRES	150.51
	42-6s5	6	TRES Y TRES	135.45
	41-6s1	6	TRES Y TRES	152.93
	43-6s1	6	TRES Y TRES	131.71
Niemitz (2008)	B-Z-2-5-2	2	LONGITUDINAL	45.4
	B-Z-2-5-4	2	LONGITUDINAL	53.0
	B-Z-4-5-4	2	LONGITUDINAL	49.0
	B-W-2-5-4	2	LONGITUDINAL	41.3
	B-Z-4-5-6	2	LONGITUDINAL	58.2
	C-U-2-10-4	4	TRANSVERSAL	129.1
McGuirk & Breña (2012)	S1-4a-1-24	4	DOS Y DOS	93.7
	F1-4a-1-24	4	DOS Y DOS	106.7
	S1-4a-2-24	4	DOS Y DOS	62.9
	F1-4a-2-24	4	DOS Y DOS	111.7
	S1-4a-1-12.5	4	DOS Y DOS	91.7
	F2-4a-1-24	4	DOS Y DOS	182.5
	S2-4a-1-24	4	DOS Y DOS	156.6
	F2-4a-1-24U	4	DOS Y DOS	62.3
Zhang & Smith (2012)	2RA75	2	LONGITUDINAL	15.48
	2RA100	2	LONGITUDINAL	15.63
	2RA 125	2	LONGITUDINAL	14.48
	2RA 150	2	LONGITUDINAL	15.59
	2RA75 end	2	LONGITUDINAL	15.74
	3RA 75	3	LONGITUDINAL	14.38

Anexo G: Estimación de longitud efectiva de adherencia y carga de despegue en probetas con anclajes de FRP

Como parte de la interpretación de resultados de la segunda campaña experimental, se presentó en el capítulo 4 un resumen de los valores de cálculo de la longitud efectiva de adherencia de los tejidos ensayados conforme a distintos modelos existentes.

Se comprobó que el mejor ajuste era obtenido para el modelo teórico de Chen y Teng (2001), el cual a diferencia de la guía TR55 y de la CNR-DT200 no incorpora coeficientes de seguridad.

Este anexo recoge la estimación, de acuerdo con el modelo de Chen y Teng (2001) de la longitud efectiva de adherencia y de la carga máxima frente a despegue de la campaña experimental realizada y de las campañas de la bibliografía empleadas en la base de datos del capítulo 5, comparadas con los resultados observados en las probetas control (no ancladas). En las comprobaciones de aprovechamiento de anclajes del modelo de diseño se emplearon los valores de despegue de las probetas control, los cuales presentan una baja variaciones respecto a los de cálculo.

Considerar los valores de adherencia de cálculo según el modelo de Chen y Teng (2001) llevará a valores aproximados al ajuste empírico. Por el contrario, si para el diseño se emplean valores de guías como la CNR-DT200 (2013) o la TR55 (2012), debe tenerse en cuenta que el valor de cálculo en este caso sería bastante inferior al experimental; si se limita la contribución de anclajes partiendo de estos valores más conservadores, se obtendrían valores inferiores de resistencia frente a despegue, quedando del lado de la seguridad.

En la Tabla G.1. se incluye, para cada referencia, la carga de despegue de las probetas de control (P_{ult}), la carga de despegue estimada ($P_{db,pred}$), la longitud adherida (L_b), el ancho de lámina (b_{FRP}) y la longitud efectiva de adherencia (L_{eff}).

Tabla G.1. Longitud adherida y carga máxima de las probetas control de la base de datos de refuerzos anclados frente a valores teóricos

Referencia	b_{FRP} (mm)	L_b (mm)	L_{eff} (mm)	P_{ult} (kN)	$P_{db, pred}$ (kN)
Campaña experimental 2	150	260	94	41.58	39.33
Eshwar et al. (2008)	100	330	161.7	53.4	40.95
Niemitz (2008);	127	381-762	80.75	35.6	33.08
Niemitz et al. (2012)	254			50.9	59.74
Mc Guirk & Breña (2013)	127	610	110	43.4	41.4
			158	69.8	59.26
Zhang & Smith (2011-2013)	50	250	118.11	15.88	18.87
	75			24.97	26.01
	100			32.93	31.90
	125			40.41	36.68
	150			52.07	40.44

Anexo H: Ajuste de modelos de arrancamiento a anclajes a tracción

Para el modelo propuesto se consideró que el fallo por rotura de cono tenía una probabilidad baja, además de ocasionarse sólo para anclajes someros. En este anexo se incluyen las comprobaciones realizadas para aceptar la hipótesis de que puede englobarse este modo de fallo en el comportamiento adherente o mixto.

En la Figura H.1. se han representado todos los resultados de conectores aislados de la base de datos con fallo por rotura de cono, fallo mixto o adherente; se han incluido los ensayos de la primera campaña experimental en los que se registró fallo por deslizamiento. El gráfico muestra los resultados comparados con la estimación del modelo de Kim y Smith (2010) para fallo por rotura de cono correspondiente a distintas resistencias del soporte. Puede apreciarse en la figura que el modelo es demasiado conservador, teniendo en cuenta que la mayoría de ensayos se realizó con hormigones de resistencia inferior a 50 MPa.

Figura H.1. Estimación de fallo por rotura de cono conforme a Kim y Smith (2010)

Anexo I: Base de datos de anclajes de FRP en elementos constructivos

En este anexo se incluyen las tablas correspondientes a las campañas experimentales de la bibliografía en las que se ensayaron elementos constructivos sometidos a flexión y cortante.

Hasta la fecha existe escasa documentación relativa a vigas con refuerzos inferiores a los que se haya aplicado un refuerzo externo y anclajes de FRP. Sin embargo, pueden mencionarse los trabajos de Kim y Smith (2009) y de Baggio (2013), que incluyen ensayos de este tipo de elementos a flexión.

La mayor parte de los datos disponibles proceden de campañas en vigas en T o de canto, en los que se dispusieron tiras de refuerzo verticales con anclajes de FRP en la parte superior. La Tabla I.1 recoge las dos principales campañas publicadas hasta la fecha.

Tabla I1. Ensayos de vigas T y de canto con refuerzos laterales anclados

Identificación	f'_c (MPa)	L_{vano} (mm)	L_{FRP} (mm)	b_{FRP} (mm)	Nº de anclajes	α (°)	t_{FRP} (mm)	$P_{m\acute{a}x}$ / $P_{control}$
Koutas y Triantafyllou (2013)								
U2C-AN3Ch	22.9	1750	140	500	3	90	0.23	50
U2C-AN3Cin	22.9	1750	140	500	3	55	0.23	103
U2C-AN5Cin	22.9	1750	140	500	5	155	0.23	114
U2G-AN3Cin	22.9	1750	140	500	3	155	0.72	116
Baggio (2013)								
430G-300A	27.5	2440	350	200	8x1	90	0.508	89.1
PC-430G-800A	27.5	2440	350	300 +200	4x2 +2x1	90	0.508	95.6
PC-100G-1100A	27.5	2440	350	800	7+7	90	1.00	115.8

Por su parte, Baggio (2013) realizó una campaña con vigas planas cuyos resultados se presentan en la Tabla I.2. En la campaña experimental llevada a cabo por Baggio (2013) todas las vigas se construyeron con hormigón de 34.1 MPa de resistencia a compresión; los anclajes se instalaron con una inclinación de la perforación de 90° (ángulo de doblado de 90°) y una profundidad comprendida entre los 100 y los 150 mm.

Tabla I.2. Ensayos de vigas planas con refuerzo y anclajes de FRP

Identificación	L_{vano}	L_{FRP}	Anclajes	b	b_{FRP}	t_{FRP}	$P_{\text{máx}}/P_{\text{control}}$
230C-2L-8A	2440	1700	4x2	350	300	0.762	52.3
600C-2L-8A	2440	1700	4x2	350	300	2.6	72.7
600C-2L-12A	2440	1700	6x2	350	300	2.6	65.9

Otra aplicación de los anclajes de FRP, según se comenta en el capítulo 2 del documento principal, es la del refuerzo a punzonamiento de losas. En este sentido la campaña experimental de Meisami et al. (2014), cuyos resultados se reproducen en la Tabla I.3, es la más relevante de las publicadas en el momento de redacción de este texto.

Tabla I.3. Refuerzo de losas con conectores pasantes

Identificación	Modo de fallo	$P_{\text{máx}}/P_{\text{control}}$	$P_{\text{máx}}/V_{c,ACI}$
FF3-8	Cortante	1.37	1.91
FF3-16	Cortante-Flexión	1.77	2.30
FF3-24	Flexión	1.97	1.74

Anexo J: Base de datos de sistemas alternativos de anclaje

Este anexo recoge las campañas más destacables de la bibliografía sobre distintos sistemas de anclaje para refuerzos de FRP en soportes de hormigón, excluyendo los propios anclajes de FRP. Se ha seguido el esquema de clasificación expuesto en el capítulo 2, el cual distingue entre técnicas de anclajes superficiales y embebidas. La Tabla J.1 incluye las técnicas superficiales, mientras que en la Tabla J.2 se resumen las técnicas embebidas.

Tabla J.1. Sistemas de anclaje externos

Identificación	f _c (MPa)	bc (mm)	L _{bond} (mm)	b _{FRP} (mm)	t _{FRP} (mm)	anclaje	P _{máx} /P _{control}
Al-Mahaidi y Kalfat (2011)							
WG12	62	300	500	120	2	1x parche bidirec	2.28
WG10		400	425			2x parche bidirec	1.93
WG11						1x parche paralelo	2.09
WG6						2x parche paralelo	2.95
Kalfat y Al-Mahaidi (2016)							
M1	28.7	400	370	100	1.4	Tira longitudinal	2.37
M2						Tiras transversales	1.73
Yalim et al. (2008)							
P1.1	35	152	1715	102	1.4	4 tiras en U	1.01
P2.3.1							0.99
P6.9.1							1.12
P2.3.2						Encamisado U completo	1.23
P6.9.2							1.00
Pham y Al-Mahaidi (2006)							
A1a	53.7				1.06	Encamisado 1-3	1.34
A1b						3 camisas /180	1.54
E3a2						Encamisado 1-2	1.32
E5a2						3 camisas/180	1.79
Spadea et al. (1998)							
A3.2	30	140	4700	80	1.2	Pletinas metálicas adheridas	1.50
A3.3							1.69

Tabla J.2. Sistemas de anclaje embebidos

Identificación	f' _c (MPa)	bc (mm)	L _{bond} (mm)	b _{FRP} (mm)	t _{FRP} (mm)	anclaje	P _{máx} /P _{control}	
Mostafa y Razaqpur (2013)								
B.F1.E3	55	250	4500	220	0.16	3+3 anclajes □	0.97	
B.F2.E3					0.33		1.02	
B.F2.E3.M9					0.33	3+3+9 anclajes □	1.04	
B.F2.E4.M11					0.33	3+3+11 anclajes □	1.08	
B.F4.E3					0.66	3+3 anclajes □	1.10	
B.F4.E3.M9					0.66	3+3+9 anclajes □	1.20	
B.F4.E2.M15.b90				90	0.66	3+3+15 anclajes □	1.22	
B.F8.E3.M17.b90					1.32	3+3+17 anclajes □	1.44	
Mofidi et al. (2012)								
S3-EB-ERBA	33.7	152	Abrazando el alma de viga	0.38	Mecánico doble		1.14	
S3-EB-EFLA					Barra embebida		1.17	
Tanarslan y Altin (2009)								
Specimen 7	35	120	Alma de viga	0.12	Cuña metálica		1.34	
Eshwar et al. (2008)								
A-0-1	37.8	250	810	50	2 capas	Anclaje extremo con doblado tras esquina	1.24	
A-3-1							1.07	
A-3-2							1.28	
A-4-3							1.12	
A-3-1-4	29.1					27.6	Anclaje extremo con doblado antes de esquina	1.55
B-0-1								1.38
B-3-1								1.28
B-3-2	1.34							
B-4-3	1.48							
B-3-1	1.10							