

Centro de Investigação em Estruturas e Construção da UNL

REPARAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO COM SISTEMAS COMPÓSITOS DE FRP

Carlos Chastre Rodrigues

Índice

Capítu	do 1 - Reparação e Reforço de Estruturas
1.1	Introdução
1.2	Reparação de Estruturas
1.3	Reforço de Estruturas
1.3.1	Reforço com Armaduras
1.3.2	Reforço com Adição de Betão
1.3.3	Reforço com Chapas de Aço ou Laminados de CFRP Colados com Resina Epoxídica
1.3.4	Reforço Recorrendo a Pré-esforço Exterior com Aço ou Utilizando Compósitos de FRP
1.3.5	Encamisamento com Chapas de Aço ou Compósitos de FRP
1.4	Códigos e Regulamentação Internacional
Capítu	do 2 - Reforço de Estruturas com Compósitos de FRP
2.1	Introdução
2.2	Resinas Epoxídicas
2.3	Os compósitos de FRP (Fiber Reinforced Polymer)
2.3.1	Características das Fibras
2.3.2	Fabricação dos Laminados, Mantas ou Tecidos de FRP
2.3.3	Preparação da Superficie de Betão – Laminados CFRP
2.3.4	Controle da Aplicação (Laminados)
2.3.5	Controlo de qualidade da aplicação
2.3.6	Preparação da Superficie de Betão – Mantas e Tecidos
2.3.7	Aplicação do FRP
2.3.7.1	Aplicação do CFRP - Replark ou Mbrace
2.3.7.2	Aplicação do GFRP - Tyfo
2.4	Estruturas Reforçadas com compósitos de FRP
	Exemplos de Aplicação
2.4.1	Pilares reforçados com compósitos de FRP
2.4.2	Lajes e vigas reforçadas com compósitos de FRP
2.4.3	Aplicações de compósitos de FRP pré-esforçados
2.4.4	Elementos Pré-fabricados de FRP
2.4.5	Barras de FRP embebidas no Betão Armado
2.4.6	Ancoragens especiais
2.4.7	Reforço de Estruturas de Madeira
2.4.8	Reforço de Estruturas de Alvenaria

2.5.1	Reforço de colunas e pilares circulares de betão armado
2.5.2	Reforço de colunas rectangulares de betão armado
2.5.3	Estudo da Durabilidade do FRP
2.5.4	Estudo da durabilidade da ligação do FRP ao betão
Capítu	ulo 3 - Dimensionamento e Reforço de Estruturas com Compósitos de FRP 51
3.1	Introdução
3.2	Propriedades Mecânicas dos compósitos de FRP
3.3	Reforço à Flexão
3.3.1.	Situação Inicial
3.3.2	Estados Limites Últimos de Flexão
3.3.3	Estados Limites de Serviço
3.3.4.	Verificação da Ligação/ Amarração
3.4	Reforço ao Esforço Transverso
3.5	Confinamento
3.5.1	Secções Rectangulares e Circulares – Determinação de f_{cc} e ε_{cu}
3.5.2	Secções Circulares – Modelo de Comportamento Proposto para Acções Monotónicas
3.5.3	Secções Circulares – Modelo de Comportamento Proposto para Acções Cíclicas
3.6	Reforço à Flexão Composta
3.6.1	Aumento da Capacidade de Deformação Plástica
3.6.2	Aumento da Capacidade Resistente
Referê	encias Bibliográficas

Trabalhos de investigação realizados na UNL sobre reforço com compósitos de FRP

2.5

Capítulo 1 Reparação e Reforço de Estruturas

1.1 Introdução

A reparação e o reforço de estruturas de betão armado são cada vez mais necessárias. Várias são as causas que, em conjunto ou separadamente, motivam uma intervenção de reparação ou de reforço, podendo referir-se a deterioração da estrutura por ausência de conservação, a ocorrência de acidentes, de incêndios ou de sismos. Para além destes danos provocados por acções externas há que referir ainda os defeitos de construção ou os erros de concepção ou de projecto. A alteração do tipo de utilização da estrutura dá, adicionalmente, origem a situações de reforço devido ao aumento do nível da sobrecarga ou à eliminação de elementos estruturais. A imposição de um nível de segurança às acções sísmicas mais elevado poderá, e deverá, ser uma realidade cada vez mais frequente, em especial em edifícios e pontes construídos há mais de trinta anos.

O reforço de uma estrutura tem por objectivo aumentar a resistência ou a ductilidade dos seus elementos e, desta forma, melhorar o seu desempenho relativamente à situação inicial, enquanto a reparação de uma estrutura visa repor o seu desempenho nos níveis iniciais ou protegê-la contra a deterioração futura.

De acordo com Helene [1] os sintomas mais comuns de deterioração das estruturas de betão armado são as fendas, as eflorescências, a deformação excessiva, as manchas no betão aparente e a corrosão das armaduras. Das patologias referidas nem todas têm implicações no comportamento estrutural. Contudo, a corrosão das armaduras, a fissuração e as deformações excessivas representam, segundo o autor, mais de cinquenta por cento das patologias detectadas em estruturas de betão armado. Cerca de noventa por cento das patologias detectadas são decorrentes de problemas de concepção e projecto (44%) ou de execução e qualidade dos materiais (46%) e apenas dez por cento estão relacionadas com a utilização da estrutura.

As soluções a adoptar numa intervenção de reparação ou de reforço de uma estrutura são função de vários factores técnicos e económicos, em particular, da eficiência da intervenção, das condições e custos de realização da obra e da disponibilidade local de mão-de-obra especializada, materiais e equipamento. Outros aspectos importantes são a continuidade ou não da utilização da estrutura durante a obra e a agressividade do meio ambiente durante e após o intervenção.

1.2 Reparação de Estruturas

As técnicas mais utilizadas na reparação de estruturas são a injecção das fendas com resinas epoxídicas, a reparação local com argamassas de reparação ou a substituição do betão degradado por um outro de melhores características, vazado ou projectado. A injecção com resinas epoxídicas é o método mais generalizado para a selagem de pequenas e médias fendas em estruturas de betão. A fissuração de flexão normalmente não é um problema estrutural, a menos que a estrutura tenha sido carregada com cargas superiores às de serviço e, consequentemente, tenha ficado com danos permanentes. A selagem das fendas de flexão poderá restabelecer a rigidez de flexão inicial mas não aumenta a resistência à flexão relativamente à situação inicial. Assim, na maioria das vezes a selagem das fendas destina-se a proteger as armaduras das acções ambientais.

Na fissuração resultante de esforço transverso ou de problemas de aderência a injecção das fendas restabelece a rigidez da estrutura, mas não soluciona a causa que provocou o seu aparecimento. Nestas situações, além da injecção das fendas, deverá ser efectuado o respectivo reforço com uma técnica adequada.







Figura 1.1: Injecção de fendas com resina epoxídica em lajes, pilares e vigas

Quando ocorrem danos localizados na estrutura de betão armado recorre-se, normalmente, à utilização de argamassas de reparação de baixa retracção. Nesta técnica é fundamental uma boa execução por forma a que seja assegurada uma aderência eficiente entre o betão existente e as argamassas resistentes.

Nos casos em que se pretende aumentar o recobrimento das armaduras ou substituir o betão de má qualidade pode utilizar-se o betão projectado, em especial quando o volume de betão a ser substituído é grande ou é difícil a utilização de cofragem.





Figura 1.2: Pormenores da execução do betão projectado em paredes com diferentes percentagens de armadura

1.3 Reforço de Estruturas

Existem diversas opções para reforçar uma estrutura. Salientam-se, de entre estas, o reforço utilizando uma ou mais das seguintes técnicas: betão armado, betão projectado, perfis metálicos, pré-esforço, chapas de aço coladas ao betão com resina epoxídica, adicionando ou não buchas metálicas e a utilização de materiais compósitos, tendo por base as fibras de carbono, de vidro ou aramídicas.

O grau de reforço a efectuar deverá estar associado ao nível de segurança pretendido. Especialmente em regiões sísmicas é necessário ter em conta o efeito global da intervenção, devendo-se para tal proceder a uma reanálise da estrutura, dado que o reforço poderá afectar negativamente a sua ductilidade.

O reforço da estrutura pode ir desde a substituição de materias de pior qualidade por outros mais resistentes, passando pelo aumento das dimensões das secções, pela substituição total ou parcial de elementos ou pela introdução de novos elementos estruturais.

Os materiais compósitos, inicialmente utilizados na indústria aeronáutica, têm vindo, ao longo dos anos, a responder de forma positiva a novos desafios oriundos de outras áreas de interface com a engenharia mecânica, como a indústria naval ou a automóvel. A sua utilização em aplicações de engenharia civil é relativamente recente, mas tem vindo a revelar-se particularmente interessante no reforço e reparação de estruturas de betão armado, de madeira ou até mesmo de alvenaria.

1.3.1 Reforço com Armaduras

A corrosão ou a insuficiência de armaduras para os esforços existentes ou para os que venham a actuar pode originar a substituição das armaduras ou o reforço da estrutura.

O reforço a efectuar depende, em larga medida, das propriedades da estrutura existente. Os elementos pouco armados podem ser substancialmente reforçados, normalmente à custa da ductilidade, enquanto nos elementos muito armados a capacidade resistente não pode ser muito incrementada sem a adição de betão.

1.3.2 Reforço com Adição de Betão

O reforço com adição de betão requer que a estrutura seja descarregada e que o recobrimento do betão seja retirado. Podem-se adicionar novas armaduras às já existentes através de conectores ou outro tipo de elementos. No caso de se realizarem soldaduras deverá ser tida especial atenção à eventual danificação do betão ou de eventuais adesivos utilizados. De referir que a adição de novas armaduras resulta no encamisamento de parte ou da totalidade do elemento estrutural.

Este método é bastante eficaz no incremento da resistência, rigidez e ductilidade do elemento reforçado e é o mais indicado quando existem danos severos no elemento de betão.

1.3.3 Reforço com Chapas de Aço ou Laminados de CFRP Colados com Resina Epoxídica

No reforço com chapas de aço ou laminados de CFRP utilizam-se resinas epoxídicas na colagem dos novos materiais à superfície de betão. Nas chapas de aço é usual a aplicação de buchas metálicas em conjunto com a resina epoxídica.

Trata-se de uma técnica bastante eficiente na redução da fissuração e da deformação do elemento de betão armado. A sua principal vantagem é o reduzido acréscimo que provoca nas dimensões da secção de betão armado. Contudo, a resistência do betão nas superfícies de intervenção poderá condicionar a utilização desta técnica.





Figura 1.3: Reforço de uma viga ao esforço transverso. Pormenor da colocação das buchas e das chapas metálicas





Figura 1.4: Reforço de uma laje com chapas coladas e pormenor do fabrico dos coletes metálicos para o reforço dos pilares de uma ponte

1.3.4 Reforço Recorrendo a Pré-esforço Exterior com Aço ou Utilizando Compósitos de FRP

O reforço de estruturas é uma forma eficiente de utilizar materiais com alta resistência e, desta forma, tirar o melhor proveito das suas propriedades mecânicas. Pode-se efectuar este tipo de reforço recorrendo a cabos de pré-esforço aderente, não aderente, a barras ou a laminados de FRP. O cálculo do reforço por pós tensão pode ser realizado utilizando os procedimentos habituais para este método. Contudo, deverá-se-á ter especial atenção em limitar o escorregamento das ancoragens e em proteger os cabos ou as barras contra a corrosão ou contra o fogo. Na Figura 1.6 é possível observar o reforço de um viaduto utilizando esta técnica.



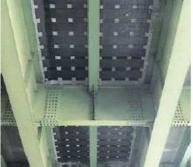


Figura 1.5: Reforço das vigas e do tabuleiro de uma ponte mista com compósitos de FRP



Figura 1.6: Pormenor do reforço de um viaduto com pré-esforço exterior

1.3.5 Encamisamento com Chapas de Aço ou Compósitos de FRP

O encamisamento com chapas de aço consiste em fixar chapas de pequena espessura em torno de um elemento estrutural. Nos pilares de secção rectangular são fixadas cantoneiras aos cantos através de buchas metálicas. Posteriormente, as chapas são soldadas às cantoneiras e o espaço entre o betão e as chapas é preenchido com um micro-betão ou uma calda de cimento, consoante a dimensão do afastamento pretendido. Com esta técnica conseguem-se aumentos de rigidez e de resistência à compressão, à flexão e ao corte.

O encamisamento com compósitos de FRP é realizado com tecidos ou mantas flexíveis de fibras de carbono, vidro ou aramídicas impregnadas em resina epoxídica e colocadas em torno do elemento a confinar. Dada a sua flexibilidade e, desde que seja realizado o arredondamento das arestas nas secções rectangulares, pode-se aplicar esta técnica à maior parte das secções. Trata-se de um método bastante eficaz para o reforço de estruturas em regiões sísmicas, uma vez que permite aumentar a ductilidade e resistência ao corte dos elementos, sendo particularmente eficiente em pilares de secção circular.





Figura 1.7: Pormenores do reforço de um arco e de um nó viga-pilar com CFRP









Figura 1.8: Pormenores do reforço de pilares de pontes de secção circular ou rectangular com técnicas e materiais diferentes.

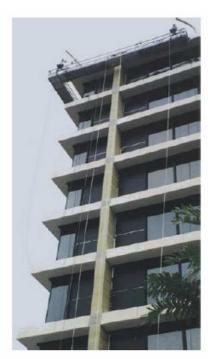




Figura 1.9: Pormenores do reforço com GFRP de pilares de secção circular ou rectangular, sujeitos a diferentes agressividades do meio ambiente.

1.4 Códigos e Regulamentação Internacional

Qualquer intervenção de reforço a efectuar num edifício ou numa ponte está condicionada à regulamentação actual. Contudo, deverá ser tida em conta a data inicial de execução da obra, os conhecimentos e a regulamentação existentes nessa data.

Em Portugal, a fase de transição para os eurocódigos faz com que o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado - REBAP (1983)[2] e o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes - RSA (1983)[3] continuem em vigor. O que significa que, para além dos regulamentos atrás citados, numa intervenção de reforço deverão ser tidos em conta os seguintes códigos: Eurocódigo-1, Bases de Projecto e Acções em Estruturas [4], Eurocódigo-2, Projecto de Estruturas de Betão [5] e o Eurocódigo-8, Projecto de Estruturas em Regiões Sísmicas [6].

Por forma a ter em consideração intervenções de reforço de estruturas com compósitos de FRP colados exteriormente, quer a FIB (1991)[7], quer a JSCE (1991)[8], quer a SIA (1993)[9] publicaram relatórios técnicos sobre este tema.

O ACI publicou em 1996 um relatório sobre o estado da arte no reforço de estruturas de betão com compósitos de FRP [10] e em 2000 um guia para o projecto e construção de estruturas de betão reforçadas com sistemas de FRP colados exteriormente [11]. No mesmo ano o ACI publicou um outro guia para o projecto e construção de estruturas de betão com armaduras de barras de FRP [12].

Nos Estados Unidos, para além dos códigos relativos ao projecto de estruturas de betão [13], um projectista deverá ainda considerar os códigos específicos de cada estado como por exemplo os critérios de cálculo sísmico impostos pelo Departamento de Transportes da Califórnia (Caltrans) [14]. Em termos de reparação e reforço de estruturas a Agência Federal de Gestão de Emergências (FEMA) publicou em 1998 guias práticos para a avaliação de danos provocados por sismos (FEMA-307)[15] ou a reparação dos mesmos (FEMA-308)[16] em estruturas de edifícios de alvenaria ou de betão e tem em fase de implementação uma pré-norma sobre reabilitação de edifícios aos sismos [17]. Outras entidades ligadas aos transportes têm apresentado documentação específica para esta área como a NCHRP-503 (2003)[18] relativa à aplicação de compósitos de FRP nas infraestuturas das autoestradas ou as especificações de construção para a reparação e reforço de estruturas de betão utilizando compósitos de FRP colados, NCHRP-514 (2004)[19].

Capítulo 2 Reforço de Estruturas com Compósitos de FRP

2.1 Introdução

De entre as opções para reforçar uma dada estrutura, salienta-se o reforço utilizando materiais compósitos. Nos materiais compósitos de FRP é possivel optar em aplicações de reforço por laminados, mantas ou tecidos de CFRP ou GFRP colados exteriormente. É igualmente possível embora, menos corrente, o uso de varões ou de barras de compósitos FRP pré-esforçados ou não em aplicações reforço.

O reforço estrutural é uma das áreas em que a resistência à corrosão, o baixo peso e a moldabilidade dos compósitos de matriz orgânica contribuem para o continuado interesse no seu uso. Em situações em que aspectos estéticos ou de preservação patrimonial não intrusiva ou de agressividade ambiental sejam fundamentais tem-se popularizado o uso de fibras de carbono recorrendo-se também a fibras de vidro, em especial do tipo E, como reforço externo.

Estes materiais são ainda vistos pelos engenheiros de estruturas como uma novidade e a sua aplicação na indústria de construção embora considerada altamente promissora está ainda em fase inicial [7].

Os compósitos de FRP são materiais constituídos, essencialmente, por duas fases: (a) fibras com elevada resistência à tracção, elevado módulo de elasticidade e frágeis, e, (b) matriz polimérica, dúctil, termoendurecível, interligando as fibras. Note-se, em relação aos compósitos, que as matrizes poliméricas têm propriedades que limitam significativamente as tensões a que as fibras poderiam trabalhar. Valores típicos referentes a fibras e uma comparação das propriedades das resinas epóxidas do betão e do aço apresentam-se nas Tabela 2.2. e 2.1, respectivamente.

2.2 Resinas Epoxídicas

A resina que constitui a matriz polimérica dos compósitos tem como função envolver e proteger as fibras das agressões ambientais por forma a garantir uma transferência adequada dos esforços entre estas e impedir os deslocamentos no sentido do alinhamento das fibras ou transversalmente a estas. Nos tecidos e nas mantas, as resinas assumem igualmente a função de colagem, devendo garantir a aderência das fibras à base e entre camadas.

A resina influi bastante no comportamento do compósito ao corte e à compressão mas exerce uma influência reduzida na resistência à tracção final do mesmo. As características exigíveis às resinas epoxídicas, com função resistente, são: uma boa capacidade de aderência às fibras, um tempo de cura longo, uma baixa retracção durante a cura, um módulo de elasticidade da ordem dos 2 GPa, uma deformação de rotura compatível com as fibras e uma boa estabilidade face aos agentes químicos.

Apresenta-se na Tabela 2.1 uma comparação das propriedades típicas das resinas epoxídicas com as do betão e as do aço.

Propriedades (20 °C)	R. Epoxídicas	Betão	Aço
Resistência à compressão (MPa)	55-110	25-150	200-600
Módulo de elasticidade (GPa)	0,5-20	20-50	205
Resistência à tracção (MPa)	9-30	1-4	200-600
Deformação na rotura por tracção (%)	0,5-5	0,015	25
Coeficiente de Poisson	0,3-0, 4	0,2	0,3
Peso específico (kN/m³)	11-17	25	78
Temperatura de transição vítrea, T_q (°C)	45 - 80	_	_
Coeficiente de dilatação térmica	25-100	11-13	10-15

Tabela 2.1: Comparação das propriedades das resinas do betão e do aço [7]

2.3 Os compósitos de FRP (Fiber Reinforced Polymer)

2.3.1 Características das Fibras

A resistência à corrosão, o baixo quociente peso/resistência mecânica, a sua moldabilidade, a facilidade de aplicação e a eliminação de estruturas de suporte contribuem para o uso crescente de compósitos de matriz orgânica em reforço estrutural. Razões de natureza económica têm feito concentrar essas aplicações em compósitos reforçados por fibras de vidro ou de carbono (G ou CFRP), materiais sobre os quais incide intensa investigação.

As fibras de grafite ou de carbono são produzidas submetendo fibras de base orgânica (acrílico ou alcatrão) a tratamentos térmicos elevados (1000 °C a 3000 °C), por forma a que se transformem em carbono por pirólise. Para a obtenção das fibras de grafite são necessárias temperaturas na ordem dos 3000 °C [20]. Como resultado deste processo,

obtêm-se, por um lado, as fibras de carbono (HR) de baixo módulo de elasticidade e grande resistência à tracção, em que a percentagem de carbono ronda os 95%, por outro lado, as fibras de grafite (HM) com um elevado módulo de elasticidade, em que a percentagem de carbono atinge os 99% e o custo final chega a quintuplicar o das fibras de carbono [21].

As fibras de vidro são obtidas pela mistura de diferentes composições, baseando-se na química do vidro para atingir as propriedades físicas (resistência à tracção e módulo de elasticidade) ou químicas (resistência aos alcális) desejadas. Possuem baixa rigidez, menor resistência à fadiga e muito boa flexibilidade. O seu custo de fabrico ronda os 10% do custo das fibras de carbono

Existem outros tipos, como é o caso das fibras aramídicas que são fibras orgânicas e sintéticas, obtidas por extrusão e trefilação, pouco aderentes a matrizes termoplásticas, muito tenazes, sendo por isso algo restrita a sua utilização na construção civil. O processamento (separação e corte) das fibras de aramida é muito difícil [22]. O seu custo de fabrico é da ordem do custo das fibras de carbono.

As fibras de boro foram das primeiros a serem utilizadas nos compósitos estruturais [20]. São constituídas por um revestimento de boro num substracto de tungsténio ou carbono e têm no binómio resistência (3500 MPa) - módulo de elasticidade (400 GPa) um comportamento superior à grafite. Apresentam, contudo, uma densidade 25 a 40% superior. Os compósitos boro-epoxy e boro-alumínio são utilizados em elementos estruturais na indústria aeroespacial; no entanto, o seu elevado custo tem limitado a sua aplicação a outras utilizações [21].

Propriedades (20°C)	Carbono	Carbono	Vidro	Aramida
	HM	HR	Е	(Kevlar)
Resistência à tracção (MPa)	2500-3100	3500 - 4800	1900-3000	3600
Mód. de elasticidade (GPa)	350-500	215-235	70	135
Deformação na rotura (%)	0,5-0,9	1,4 - 2,0	3,0 - 4,5	2,5
Peso específico (kN/m ³)	18,1	17,5	25,5	14,5

Tabela 2.2: Propriedades típicas das fibras [7]

Apresentam-se na Tabela 2.2 valores típicos das propriedades das fibras mais correntes. Cruzando estes valores com os já apresentados na Tabela 2.1, onde se fez uma comparação das propriedades típicas das resinas epoxídicas com o betão e o aço, constata-se que as matrizes poliméricas têm propriedades que limitam significativamente as tensões a que as fibras poderiam trabalhar.

Saliente-se que os compósitos à base de carbono ou de fibras aramídicas apresentam, por vezes, coeficientes de expansão térmica incompatíveis com o betão. Além disso, a exposição destes materiais a altas temperaturas poderá causar degradação prematura e colapso (algumas resinas epoxídicas começam a perder as suas características entre os 45 e os 70 °C) [7].

Contrariamente ao aço, que tem um comportamento elastoplástico, os compósitos em geral apresentam um comportamento elástico linear até à rotura sem patamar de

cedência ou deformações plásticas, o que se traduz numa redução de ductilidade. Em termos de custos comparativos com o aço a desvantagem é considerável se se tiver por base apenas o peso do material. A comparação será menos desfavorável se se tomar também em linha de conta o factor resistência.

Apresentam-se a título ilustrativo, na Figura 2.1 os diagramas tensão-deformação de dois varões de aço (\$\phi6\$ - endurecido a frio; \$\phi12\$ - laminado a quente) e na Figura 2.2 os diagramas de dois laminados compósitos de carbono (CFRP) e de fibra de vidro (GFRP), ensaiados no Laboratório de Estruturas da Universidade Nova.

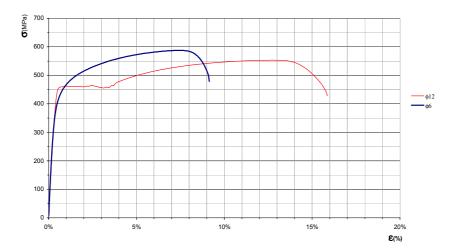


Figura 2.1: Diagramas tensão-deformação de dois varões de aço.

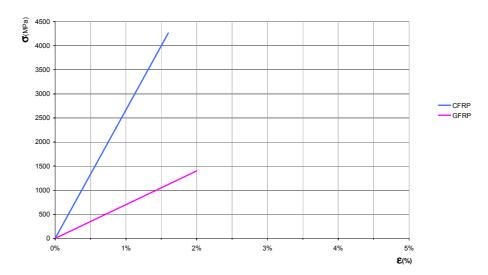


Figura 2.2: Diagramas tensão-deformação de dois laminados de CFRP e de GFRP.

Na Figura 2.3 apresenta-se a sobreposição dos diagramas anteriores para comparação. Tornam-se evidentes as diferenças de comportamento entre os materiais compósitos e o aço. Enquanto o provete de CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) apresenta um comportamento elastico linear até à rotura com valores elevados de tensão (4200 MPa) e baixas extensões na rotura (1,6%), o provete de GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) apresenta um comportamento semelhante mas com uma tensão bastante inferior (1400 MPa) e uma extensão na rotura superior (2%). Os provetes de aço

apresentam valores bastante inferiores de tensão de rotura entre os 550 e os 600MPa mas com um patamar de cedência e uma extensão na rotura superior a 9%.

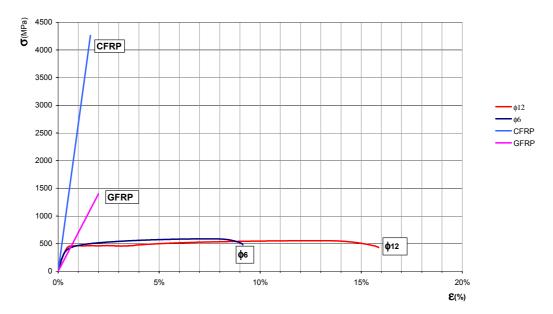


Figura 2.3: Diagramas tensão-deformação de FRP sobrepostos como os do Aço.

Em função dos materiais constituintes, da forma e da técnica de reforço, existem diversos sistemas exteriores de reforço com compósitos de FRP. Em geral estes podem subdividir-se em sistemas curados "*in situ*" e em sistemas pré-curados ou pré-fabricados [7, 11]. Os sistemas saturados e curados "*in situ*" consistem em impregnar no local os fios, as mantas ou os tecidos (unidireccionais ou multidireccionais) de fibra com uma resina de saturação, que serve também para ligar as fibras de FRP à superfície de betão, normalmente após a aplicação de um primário.



Figura 2.4: Alguns exemplos de Fibras e resinas utilizadas no reforço de estruturas.

Alguns destes sistemas, como por exemplo o *Replark*, vêm por vezes pré-impregnados com uma resina não curada. Os sistemas pré-curados ou pré-fabricados têm diversas formas que vão desde os varões às chapas, aos coletes ou aos estribos que se encontram pré-curados e são colados ao betão utilizando adesivos.

Os limites e as potencialidades oferecidas pelos materiais compósitos devem ser avaliados em cada intervenção e a decisão final quanto ao seu uso deve ser tomada considerando factores como os de natureza mecânica, de exequibilidade da solução e de durabilidade a longo prazo.

2.3.2 Fabricação dos Laminados, Mantas ou Tecidos de FRP

Os laminados são fabricados por pultrusão, polimerizando-se a resina já num molde, ou por prensagem a quente, a altas pressões. Os laminados são facilmente cortáveis e emendáveis, sendo normalmente fabricados com espessuras da ordem do mm e em larguras standard. A concentração de fibras por laminado é da ordem dos 65 a 75 %.

Nas figuras seguintes apresentam-se alguns pormenores das fieiras, da pultrusão e do armazenamento dos laminados.

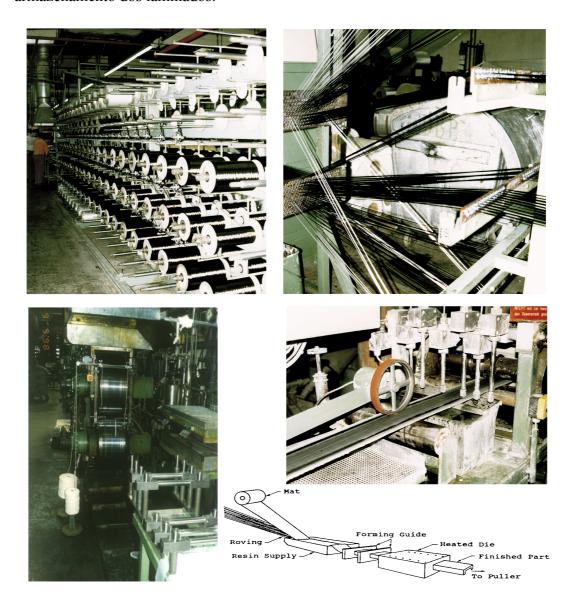


Figura 2.5: Fabricação de laminados de CFRP.

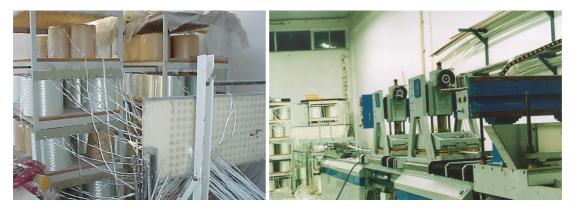


Figura 2.6: Fabricação de laminados de GFRP.



Figura 2.7: Pormenores das fieiras para diversos perfis.

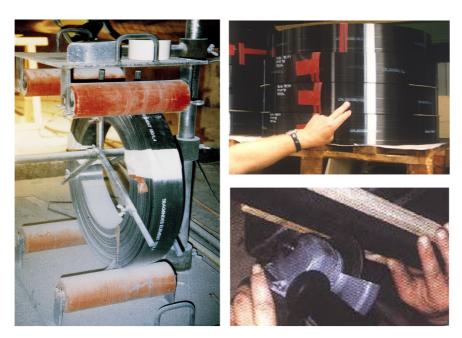


Figura 2.8: Armazenamento e corte dos laminados.

As mantas utilizam-se complementarmente aos laminados ou em sua substituição, quando há mudança de direcção das fibras, no reforço de lajes ou no confinamento de pilares.

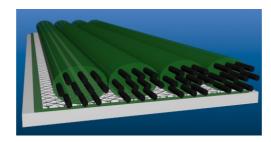


Figura 2.9: Pormenores do agrupamento das fibras numa manta.

No processo de fabrico das mantas, os feixes de fibras são agrupados, alinhadas e esticadas, num processo semelhante ao dos laminados, são introduzidas numa prensa, em simultâneo com a uma tela impregnada com quantidades mínimas de resina de epóxido e com um plástico de protecção. O compósito forma-se com a adição da resina às mantas durante a aplicação.



Figura 2.10: Mantas de fibra de carbono com as fibras de côr escura na direcção vertical e a tela de de côr clara colocada transversalmente em forma de teia.

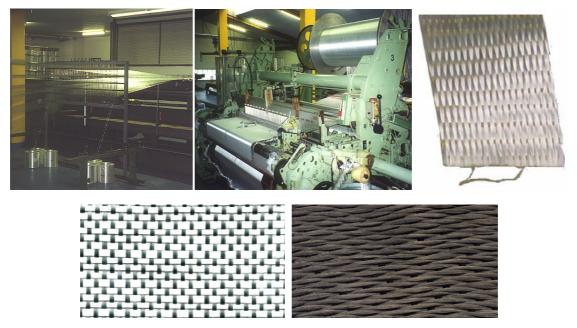


Figura 2.11: Aspectos da fabricação e pormenores de tecidos de fibra de vidro e de carbono.

Nos tecidos, as fibras, depois de alinhadas, são entrelaçadas num tear de costura vulgar, não sendo, desta forma, necessário a junção da tela impregnada. Tal como nas mantas, o compósito forma-se com a adição da resina aos tecidos durante a aplicação.

2.3.3 Preparação da Superficie de Betão – Laminados CFRP

A superfície de aplicação não deve apresentar betão degradado, delaminado, fissurado, com armaduras expostas ou com sintomas de corrosão. Em caso de existência de fissuras, estas deverão ser seladas e, sempre que possível, injectadas, antes da aplicação do laminado. Outras irregularidades notáveis, que possam vir a resultar em forças de desvio importantes, deverão ser pré-niveladas pela aplicação de argamassa de epóxidica.

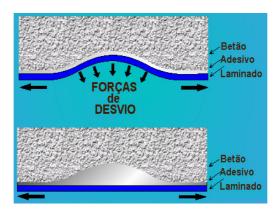


Figura 2.12: Pré-nivelamento da superfície de aplicação.

A preparação da superfície pode ser realizada por picagem, jacto de areia ou jacto de água. A superfície de betão deve ser apenas ligeiramente avivada, por forma a deixar parcialmente exposta a superfície dos inertes maiores, de modo a se poder limitar a espessura de adesivo a cerca de 2 mm.

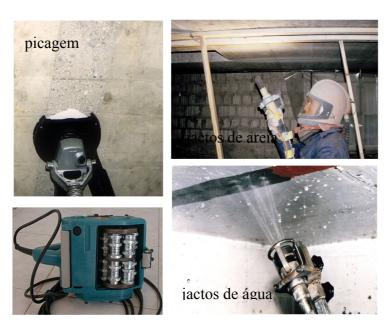


Figura 2.13: Técnicas de preparação da superfície.

Após a limpeza da superfície, deve-se proceder à aplicação do Primário, não só para melhorar a sua resistência superfícial, garantindo uma tensão de arrancamento superior a 1,5 MPa, assim como limitar a absorção pelo betão do adesivo epoxídico [23, 24].

2.3.4 Controle da Aplicação (Laminados)

As irregularidades da superfície deverão ser inferiores a 5 mm em cada 2 m. A humidade da superfície, durante a aplicação do reforço, não deverá ser superior a 4 %. Caso isto não seja possível, haverá que utilizar um adesivo que garanta um bom desempenho mesmo sobre base húmida [22].



Figura 2.14: Controlo das irregularidades (< 5 mm / 2 m).

É muito importante limitar a quantidade de adesivo de colagem. Uma quantidade excessiva, dada a grande capacidade de deformação da resina, irá retardar a entrada em carga do laminado, comprometendo o desempenho resistente do reforço. A regularização superficial deverá ser feita previamente, com um Putty.

2.3.5 Controlo de qualidade da aplicação

O controlo de qualidade da aplicação deverá ser realizado através de ensaios de arrancamento por tracção - "pull off" (Figura 2.16) em conjunto com ensaios da ligação FRP-Resina (Figuras 2.15 e 2.16).

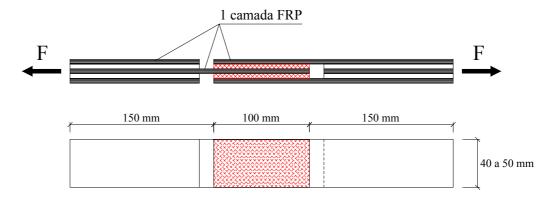


Figura 2.15: Geometria dos modelos da ligação FRP-Resina [25].







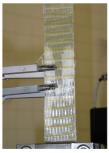


Figura 2.16: Ensaios de arrancamento por tracção ("pull off") e da ligação FRP-Resina.

A realização destes ensaios poderá revelar-se muito util em obra para controlo de qualidade da aplicação, quer na ligação do FRP à superfície de betão quer na ligação entre as camadas de FRP. Os ensaios realizados nessas condições deverão ser comparados com valores característicos de referência para o tipo de aplicação em questão.

2.3.6 Preparação da Superficie de Betão – Mantas e Tecidos

A superfície do betão deverá ser preparada de modo a retirar a leitada superfícial na zona em contacto com a resina epoxídica e tornar a superfície rugosa e "homogénea".

Os processos mais utilizados na preparação da superfície do betão são: a preparação com jacto de areia; a preparação utilizando o martelo de agulhas; a picagem da superfície com bujarda, utilizando nos bordos martelo e escopro; a fresagem utilizando equipamento específico ou utilizando rebarbadora com um disco apropriado para este fim. Nos pilares de secção rectangular deverá ser efectuado o arredondamento das arestas por forma a que o raio da aresta seja maior ou igual a 20 mm.

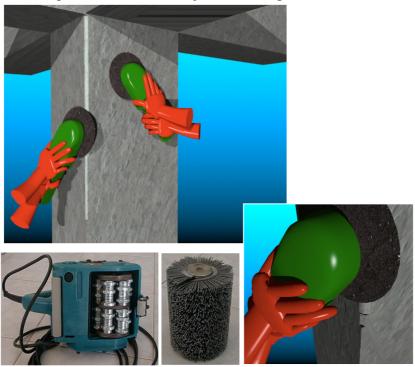


Figura 2.17: Técnicas de preparação da superfície em pilares.

2.3.7 Aplicação do FRP

Após a preparação da superficie do betão deve-se proceder-se à aplicação do FRP consoante a técnica especificada por cada fabricante [23, 26, 27].

Em qualquer dos sistemas a aplicação é essencialmente condicionada pelo *pot life* específico de cada uma das resinas que começa a contar a partir do momento em que são misturados, nas proporções especificadas, o endurecedor com a resina epoxídica.

Consoante os sistemas e, dependendo da temperatura e humidade ambiente, o *pot life* das resinas aplicadas varia entre uma e quatro horas.

A largura dos rolos de fibra dependeu do fabricante. Assim, a largura pode variar entre os 33 centímetros nas mantas do sistema *Replark*, ou os 30 centímetros nos tecidos do sistema *MBrace* e os 130 centímetros no sistema *Tyfo*.

2.3.7.1 Aplicação do CFRP - Replark ou Mbrace

Na aplicação dos sistemas de CFRP as técnicas propostas pelos fabricantes são semelhantes, variando apenas o tipo de produto utilizado e a respectiva proporção de mistura dos diversos componentes, bem como os respectivos tempos de aplicação e de cura.

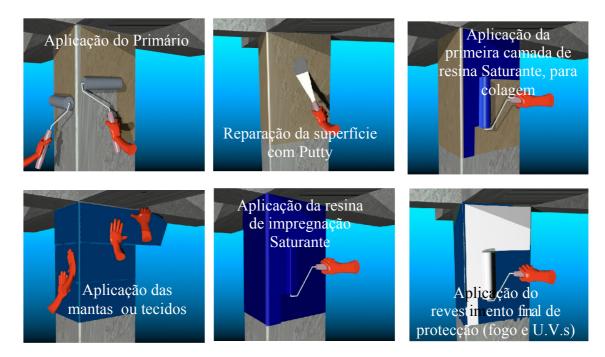


Figura 2.17: Técnicas de aplicação do CFRP em pilares, sistema MBrace.

Dependendo do sistema, após a limpeza da superfície, procede-se à aplicação com um rolo do primário *Epotherm Primer* no sistema *Replark* ou *MBrace Primário* no sistema *MBrace*.

De acordo com um dos fabricantes [23, 24] a aplicação do primário tem por objectivo melhorar a resistência superficial, garantindo uma tensão de arranque superior a 1,5MPa, e limitar a absorção do adesivo epóxido pelo betão.

Os tempos de espera são diferentes consoante os sistemas. Enquanto no sistema *Replark* o período de cura é de quatro a oito horas e não se deve passar à fase seguinte enquanto a superfície estiver pegajosa, no sistema *MBrace* deve-se esperar aproximadamente trinta minutos antes de passar à aplicação do produto seguinte do sistema, nunca excedendo as quarenta e oito horas.

Sempre que necessário procede-se nesta fase à regularização da superfície do betão, aplicando, consoante o sistema, *Epotherm Putty* ou *MBrace Putty* com espátula, deixando o produto secar e passando uma lixa em seguida.

Em seguida procede-se à aplicação com rolo da primeira camada de resina de colagem *Epotherm Resin* ou *MBrace Saturante* e posteriormente coloca-se a primeira camada de manta *Replark* ou de tecido *MBrace* em torno da coluna, pressionando-se com um rolo de estrias. Decorridos vinte minutos no sistema *Replark* ou trinta minutos no sistema *MBrace* aplica-se a segunda camada de resina e de fibra e assim sucessivamente até se perfazer o número de camadas pretendido. Após a colocação da última camada de fibra termina-se a aplicação com uma camada de resina, por forma a impregnar a face exterior da manta ou do tecido. Posteriormente é aplicado um revestimento final de protecção ao fogo e aos raios ultra violetas.

De acordo com o manual de aplicação do sistema *Replark* [27] o processo completo de cura dura entre uma (a 23 °C) a duas semanas (a 10 °C). No manual do sistema *Mbrace*[24] refere-se apenas que o tempo de cura do sistema será superior a vinte e quatro horas.

2.3.7.2 Aplicação do GFRP - Tyfo

O sistema *Tyfo* é distinto dos sistemas descritos anteriormente. A regularização da superfície com a aplicação de um *putty* não é sugerida pelo fabricante [26].



Figura 2.18: Técnicas de aplicação do GFRP em pilares, sistema Tyfo.

Neste sistema começa-se por aplicar sobre a superfície do betão a própria resina *Tyfo S Epoxy* como primário, de acordo com as especificações do fabricante [26]. Aguarda-se que a superfície fique pouco pegajosa e de seguida satura-se totalmente (Figura 2.18) o tecido *Tyfo* numa tina contendo a resina *Tyfo S Epoy* (por forma a que este fique impregnado numa proporção aproximada de 1 para 0,8) e procede-se à aplicação do tecido sobre a coluna. Durante este processo, e à medida que se estica o tecido, tenta-se expulsar as bolhas de ar que se formavam durante a aplicação de uma só vez das duas ou três camadas pretendidas. De acordo com o fabricante [26] o processo total de cura do sistema tem uma duração superior a setenta e duas horas.

2.4 Estruturas Reforçadas com compósitos de FRP Exemplos de Aplicação

Apresentam-se em seguida alguns exemplos de pilares, lajes e vigas de betão armado reforçados com compósitos de FRP. Indicam-se igualmente exemplos de aplicações de pré-esforço com compósitos de FRP, de elementos de FRP pré-fabricados, de barras de FRP embebidas no betão armado e de ancoragens especiais para aplicações em elementos de betão armado. Mostram-se igualmente outros exemplos de aplicação de reforços com compósitos de FRP em estruturas de madeira ou de alvenaria.

2.4.1 Pilares reforçados com compósitos de FRP



Figura 2.19: Aplicação de mantas e tecidos de FRP em pilares.

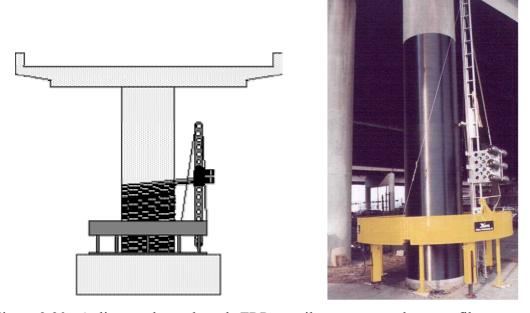


Figura 2.20: Aplicação de cordões de FRP em pilares por enrrolamento filamentar.

2.4.2 Lajes e vigas reforçadas com compósitos de FRP



Figura 2.22: Aplicação em lajes de laminados de CFRP (uma direcção).



Figura 2.23: Reforço de vigas à flexão (laminados) e ao esforço transverso (tecidos). Reforço de lajes de vigotas pré-esforçadas com laminados de CFRP.



Figura 2.23: Reforço de lajes com laminados de CFRP para momentos negativos e para momentos positivos em duas direcções.



Figura 2.24: Reforço de viga com laminados e tecidos de CFRP



Figura 2.21: Aplicação de mantas e tecidos de FRP no nó viga-pilar.

2.4.3 Aplicações de compósitos de FRP pré-esforçados

Indica-se na figura seguinte o princípio de funcionamento dos laminados préesforçados, bem como o pormenor das zonas de ancoragem.

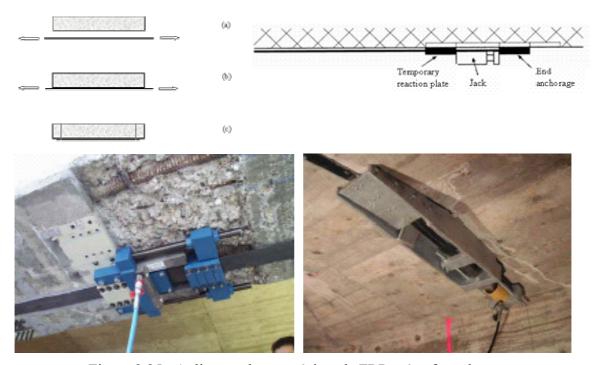


Figura 2.25: Aplicação de compósitos de FRP pré-esforçados

2.4.4 Elementos Pré-fabricados de FRP

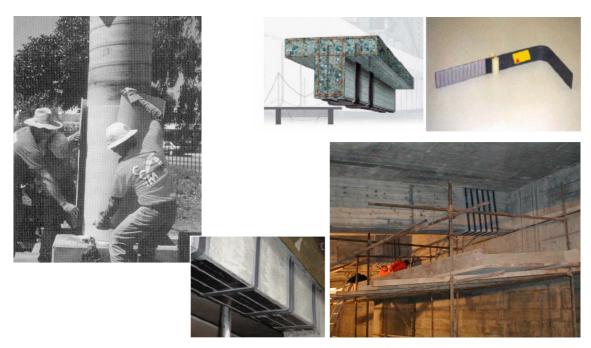


Figura 2.26: Exemplos de elementos pré-fabricados de FRP para reforço de pilares ou de vigas ao esforço transveso

2.4.5 Barras de FRP embebidas no Betão Armado

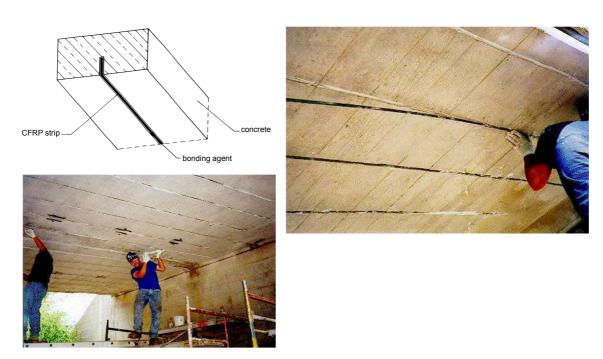


Figura 2.27: Barras de FRP embebidas em lajes de betão armado

2.4.6 Ancoragens especiais

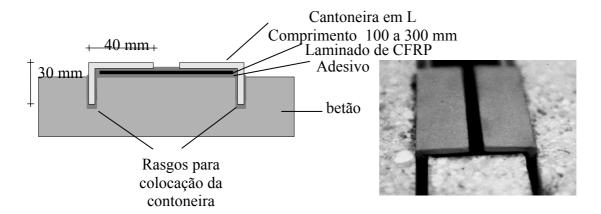


Figura 2.28: Aumento da superfície de ancoragem utilizando cantoneiras em L

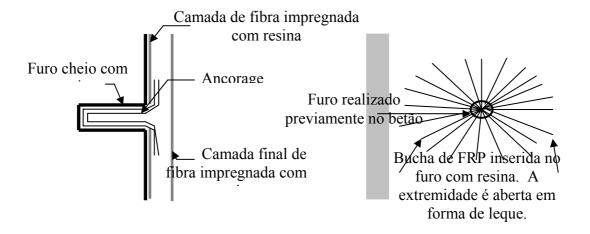


Figura 2.29: Ancoragem utilizando buchas de FRP

2.4.7 Reforço de Estruturas de Madeira



Figura 2.29: Reforço de vigas de madeira com tecidos e laminados de CFRP

2.4.8 Reforço de Estruturas de Alvenaria



Figura 2.29: Reforço de abóbadas com tecidos de CFRP



Figura 2.30: Confinamento com CFRP da ligação dos arcos às colunas de alvenaria



Figura 2.29: Reforço com CFRP de um arco de uma ponte de alvenaria

2.5 Trabalhos de investigação realizados na UNL sobre reforço com compósitos de FRP

A UNL tem vindo a desenvolver trabalhos de investigação em reforço de estruturas com compósitos de FRP. Esta investigação tem incidido especialmento no estudo do comportamento de pilares de secção circular ou rectangular e na durabilidade de estruturas reforçadas com compósitos de FRP.

2.5.1 Reforço de colunas e pilares circulares de betão armado

O confinamento de pilares com coletes de FRP aumenta consideravelmente a sua resistência e ductilidade, uma vez que impede a deformação transversal até valores muito superiores aos da deformação transversal sem FRP e, consequentemente, a encurvadura da armadura longitudinal. A resistência à corrosão, o baixo quociente peso/resistência mecânica, a sua moldabilidade, a facilidade de aplicação e a eliminação de estruturas de suporte contribuem para o uso crescente de compósitos de FRP em reforço estrutural, em especial dos compósitos reforçados por fibras de vidro (GFRP) ou de carbono (CFRP).

A fim de estudar o comportamento de pilares de betão armado reforçados com materiais compósitos desenvolveu-se no DEC da UNL, no âmbito da tese de doutoramento do Prof. Chastre Rodrigues [25], um extenso programa de investigação que incluiu a realização de 45 ensaios de colunas curtas sujeitas a compressão uniaxial monotónica e cíclica e de 12 ensaios de pilares sujeitos a compressão axial e a acções cíclicas horizontais.

Nos 45 modelos de colunas ensaiados à compressão axial monotónica ou cíclica reforçadas com compósitos de FRP manteve-se a altura das colunas em 750 mm e estudou-se a influência de diversos parâmetros no seu comportamento tal como a geometria da coluna (variação do diâmetro), o tipo de coluna (betão simples ou armado), o nível de cintagem das colunas de betão armado, o tipo de confinamento exterior com FRP (C ou GFRP), o número de camadas de FRP e o tipo de carregamento axial (monotónico ou cíclico).

Nas figuras seguintes mostram-se alguns dos modos de rotura obtidos dos ensaios. Na Figura 2.31 apresentam-se os modos de rotura obtidos nas colunas de referência não reforçadas com FRP, na Figura 2.32 os modos de rotura obtidos nas colunas de 150mm de diâmetro e na Figura 2.33 os obtidos nas colunas de 250 mm de diâmetro reforçadas com GFRP ou CFRP.

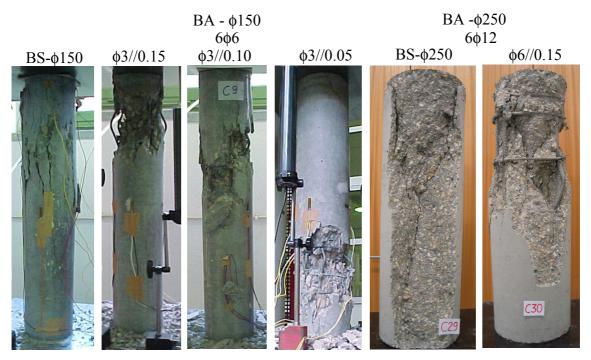


Figura 2.31: Modos de rotura obtidos nas colunas de referência não reforçadas com FRP.

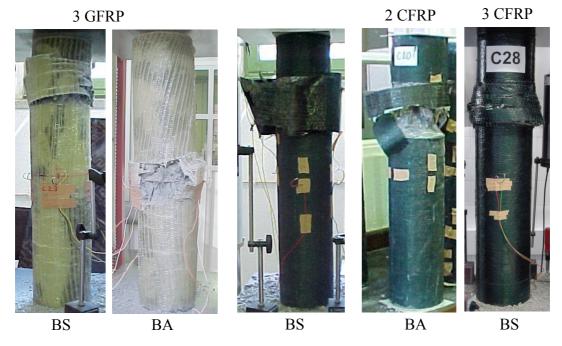


Figura 2.32: Modos de rotura obtidos nas colunas de 150 mm de diâmetro reforçadas com GFRP ou CFRP .

Na Figura 2.32 apresentam-se os diagramas tensão-deformação axial (ϵ_c) ou lateral (ϵ_l) das colunas de betão armado de 250 mm de diâmetro reforçados com uma (C41), duas (C34), três (C43) e quatro camadas (C44) de CFRP. Sendo de realçar que os diagramas tensão-deformação têm uma configuração bi-linear (seja para a deformação axial ou

para a deformação lateral) em que, o primeiro ramo deste diagrama é idêntico em todas as colunas, independentemente do número de camadas de reforço, as quais têm grande influência no segundo ramo dos diagramas e consequentemente no incremento de resistência e de ductilidade das colunas reforçadas com FRP.



Figura 2.31: Modos de rotura obtidos nas colunas de 250 mm de diâmetro reforçadas com GFRP ou CFRP .

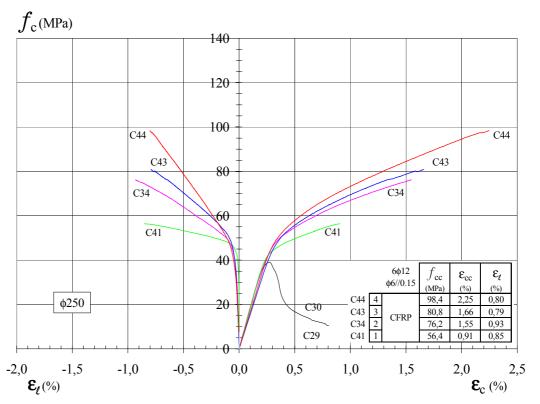


Figura 2.32: Diagramas tensão-deformação das colunas de B.A com φ250 reforçados com uma (C41) duas (C34), três (C43) e quatro camadas (C44) de CFRP.

Nas Figuras 2.33 e 2.34 compara-se o desempenho das colunas ensaiadas monotonicamente com as ensaiadas sob cargas cíclicas, consatatando-se a boa concordância entre a envolvente do diagrama tensão-deformação cíclico e o diagrama tensão-deformação das colunas ensaiadas monotonicamente.

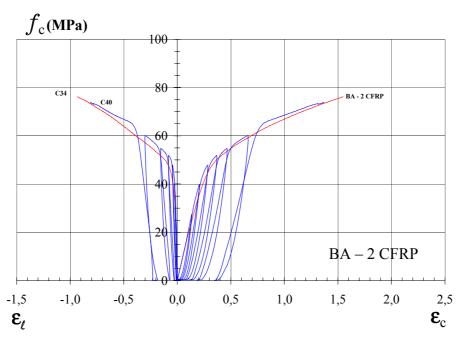


Figura 2.33: Diagramas tensão-deformação das colunas de betão armado de 250 mm de diâmetro reforçadas com duas camadas de CFRP. Comparação entre as colunas sujeitas a cargas monotónicas e a cargas cíclicas.

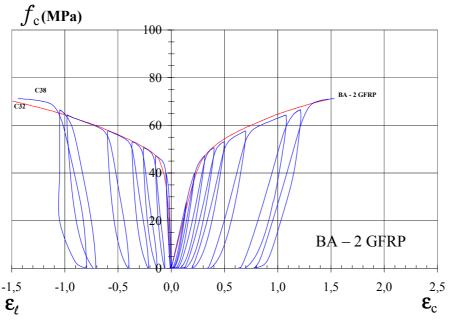


Figura 2.34: Diagramas tensão-deformação das colunas de betão armado de 250 mm de diâmetro reforçadas com duas camadas de GFRP. Comparação entre as colunas sujeitos a cargas monotónicas e a cargas cíclicas.

Constatou-se em termos gerais que o reforço de pilares de secção circular com compósitos de FRP é uma técnica eficiente de reforço de estruturas. Salientando-se o seguinte em termos de compressão axial:

- A resistência à compressão da coluna confinada (f_{cc}) é bastante influênciada pela forma e o diâmetro da secção da coluna.
- Nos modelos com 250 mm de diâmetro a 1ª camada correspondeu a um incremento de 48% de resistência e cada camada seguinte correspondeu a um incremento em média de 35% da resistência à compressão da coluna não confinada com FRP (**f**_{c0});
- A envolvente do diagrama tensão-deformação cíclico é praticamente coincidente com a curva monotónica.

Realizaram-se igualmente doze ensaios experimentais de modelos reduzidos de pilares por forma a analisar o comportamento à flexão composta sob acções cíclicas de pilares de betão armado de secção circular reforçados com compósitos de FRP. Mantendo a dimensão dos pilares (1,5 m de altura útil por 0,25 m de diâmetro acima da sapata de 1,2m x 0,5m x 0,6m) e sujeitando os modelos a uma história de cargas cíclicas e alternadas estudou-se a influência de diversos parâmetros no seu comportamento tal como o tipo de confinamento exterior com FRP (carbono ou vidro), a altura do reforço, o número de camadas de FRP, o nível de carregamento axial (400, 600 ou 800kN) ou o reforço da rótula plástica, substituindo o betão de recobrimento por betão polimérico.

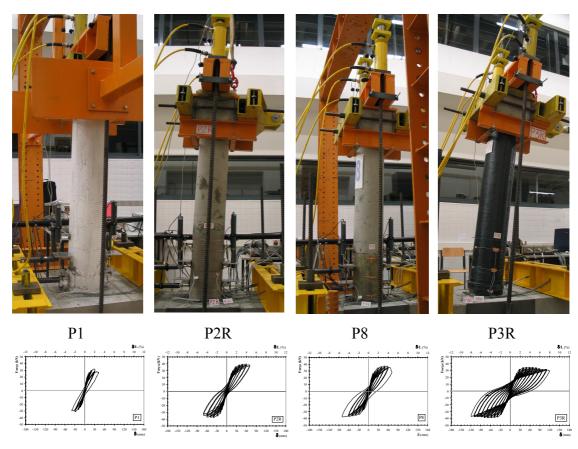


Figura 2.35: Pilares P1, P2R, P8 e P3R durante os ensaios bem como os respectivos diagramas histeréticos força horizontal-deslocamento horizontal.

Dos pilares ensaiados apresentam-se, a título de exemplo, os pilares P1, P2R, P8 e P3R por corresponderem a exemplos tipificadores dos diferentes tipos de reforços utilizados. O Pilar P1 não foi reforçado e corresponde ao modelo de referência. Os pilares P2R e P3R foram fissurados através da realização de um ensaio prévio em que foram aplicados deslocamentos horizontais cíclicos correspondenetes a duas vezes o deslocamento de cedência e posteriormente reforçados. O pilar P2R foi reforçado apenas na zona da rótula plástica, procedendo-se para tal ao descasque do betão de recobrimento das armaduras e posterior preenchimento dessa zona com o betão polimérico – formulação do INEGI. A solução de reforço executada no pilar P3R, após o ensaio de préfissuração, consistiu na aplicação de duas camadas de fibra mbrace da MBT na zona da rótula plástica e de uma camada na altura restante. Quanto ao pilar P8 que não foi préfissurado, a solução de reforço adoptada correspondeu à aplicação na zona da rótula plástica de duas camadas de fibra de vidro (Tyfo).

Na Figura 2.35 apresentam-se fotos dos pilares P1, P2R, P8 e P3R durante os ensaios bem como os respectivos diagramas histeréticos força horizontal-deslocamento horizontal obtidos para cada um deles.

Na Tabela 2.3 apresentam-se os resultados globais dos ensaios dos pilares P1, P2R, P8 e P3R, onde se pode constatar a influência das diferentes soluções de reforço nomeadamente em termos de incrementos de resistência e de ductilidade.

		Força máxima				Rotura			
Modelo	N (kN)	Fmax (kN)	M (kNm)	δ (mm)	n° ciclos	0,85 Fmax (kN)	M (kNm)	δ (mm)	n° ciclos
P1	400	32.0	48.0	28.2	14	27.6	41,4	41.2	17
P2R		39.4	59.1	58.9	19	32.8	49,2	65.1	23
P8		37.7	56.5	78.7	22	35.0	52,5	65.6	22
P3R		37.3	55.9	68.5	22	30.8	46,2	114.8	37

Tabela 2.3: Resultados globais dos ensaios dos pilares P1, P2R, P8 e P3R com a indicação dos valores da força aplicada axialmente (N), do momento flector (M), do deslocamento horizontal (δ) e do número de ciclos atingidos para a força máxima (Fmax) e na rotura (0,85 Fmax).

Da análise dos diagramas da Figura 2.35 e dos resultados sintetizados na Tabela 2.3, pode-se concluir que qualquer uma das soluções de reforço se comportou bem, uma vez que apresentam incrementos de resistência e de ductilidade significativos em relação à solução não reforçada (P1).

O Pilar P2R (reforço local com betão polimérico) apresenta para a força máxima um incremento em resistência de 23.1%, enquanto o Pilar P8 (reforço local de GFRP) apresenta nas mesmas condições um incremento de 17,8% e o pilar P3R (reforço com CFRP) um incremento de 16,6%.

A força máxima no pilar P2R ocorre para deslocamentos menores que nos pilares P8 e P3R, mas mesmo assim para valores do deslocamento 108.9% superiores aos do pilar de referência P1. Nos pilares P8 e P3R esses valores foram superiores respectivamente em 179.1% e 142.9% ao pilar P1.

No que se refere à ductilidade na rotura a solução de reforço com CFRP (P3R) é a mais eficiente ao apresentar um incremento de 178.6% em relação à solução não reforçada, seguida da solução de reforço com GFRP (P8) com um incremento de 59.2% e da solução de reforço com betão polimérico (P2R) com um incremento de 58.0%.

Em termos reforço de pilares de secção circular com compósitos de FRP à <u>Flexão</u> <u>Composta</u> constatou-se o seguinte:

- A solução de reforço mais adequada passa por um colete de FRP contínuo ou com transições suaves de rigidez ao longo do pilar.
- O reforço com coletes compósitos de FRP é válido mesmo que as fendas não sejam seladas ($w \le 0.3$ mm)
- O incremento de ductilidade proporcionado ao pilar reforçado com FRP não é
 proporcional ao incremento do nº de camadas de FRP e implica um incremento
 muito acentuado das extensões nos varões de aço;
- A extensão verificada no colete de FRP foi sempre inferior a 50% da extensão de rotura observada em provetes planos de FRP

Neste estudo foi igualmente realizada a modelação numérica dos pilares sujeitos a compressão axial e à flexão composta tendo-se constatado que os modelos de comportamento propostos para a compressão axial representam muito bem o comportamento observado experimentalmente e que no modelo de fibras desenvolvido o modelo de degradação proposto permite aproximar os resultados obtidos do verificado experimentalmente.

Em termos de recomendações, ressalta o seguinte deste estudo:

- A proposta de substituição das cintas circulares por cintas helicoidais em pilares de secção circular;
- A necessidade de embebimento total das fibras de CFRP na resina epoxidica;
- Em caso de reforço do pilar com betão polimérico sugere-se o aumento da cintagem na zona de rotula plástica do pilar;
- A alteração do valor limite do esforço normal reduzido, indicado na maioria dos códigos, de 0,60 para 0,75 (em pilares de secção circular reforçados com CFRP).

2.5.2 Reforço de colunas rectangulares de betão armado

Um outro trabalho desenvolvido na UNL, no âmbito da tese de mestrado da Eng^a Raquel Paula [28], foi o do estudo experimental da influência da geometria das secções no confinamento de pilares de betão armado com materiais compósitos de FRP à base de fibras de carbono (CFRP).

O estudo experimental desenvolvido compreendeu a realização de várias séries de ensaios de rotura à compressão axial de modelos de secção circular e quadrada. Relativamente aos modelos de secção quadrada, consideraram-se modelos com 0.75m de altura de arestas vivas (R1) e modelos com os cantos arredondados, de raios iguais a 20 (R2) e a 38mm (R3). O confinamento com FRP de todos os modelos, excepto os de referência, consistiu em duas camadas de tecido unidireccional de fibras de carbono, aplicadas em toda a altura dos modelos. As fibras foram orientadas na direcção transversal dos pilares.

Em relação à designação atribuída, as primeiras letras referem-se à geometria das secções, enquanto que as últimas indicam a existência ou não de reforço com compósito de fibras de carbono. Os modelos das séries CNR e CC têm secção circular. Os modelos da série CNR constituem os modelos de referência das secções circulares, enquanto que os modelos da série CC foram reforçados com duas camadas de fibras de carbono. As séries QR1NR e QR1C correspondem aos modelos de secção quadrada com arestas vivas. Os modelos da série QR1NR constituem os modelos de referência das secções quadradas. As séries QR2C e QR3C referem-se aos modelos de secção quadrada com curvatura dos cantos de raio igual a 20mm e 38mm, respectivamente. Os modelos das séries QR1C, QR2C e QR3C foram reforçados com duas camadas de fibras de carbono.

Os modelos de secção circular têm 0.15m de diâmetro e os modelos de secção quadrada com arestas vivas têm 0.15m de lado. Todos os modelos de secção quadrada têm a mesma área de secção transversal de betão $(0.15 \times 0.15 = 0.0225m^2)$, o que justifica os diferentes valores das dimensões dos modelos das séries QR2C e QR3C. Os raios R2 e R3 foram controlados pelas cofragens, especialmente concebidas para o efeito.

Com a série QR3C pretendia-se estudar secções quadradas com curvaturas dos cantos de raio máximo, ou seja, igual a cerca de ¼ do lado da secção quadrada. Esta condição conjugada com a condição de igualdade das áreas das secções transversais originou uma secção transversal com 0.154m de lado e um raio igual a 38mm.

Com a série QR2C pretendia-se estudar um raio intermédio e que correspondesse ao raio mínimo prescrito na maior parte das especificações técnicas dos fornecedores dos FRP. Assim, os modelos QR2C têm cantos com raio igual a 20mm e 0.151m de lado.

A definição das dimensões dos modelos a ensaiar foi condicionada por diversos factores, destacando-se o equipamento de laboratório disponível para realizar ensaios de compressão uniaxal. De facto, o equipamento permite a realização de ensaios em modelos com uma altura máxima de 75cm e para níveis de força não superiores a 3000kN.

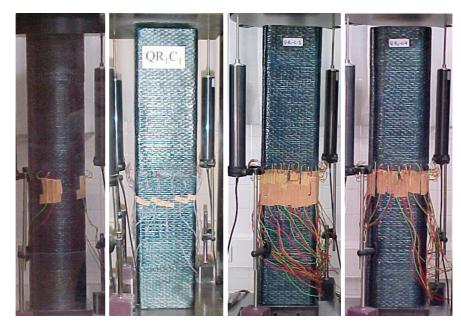


Figura 2.36: Aspecto geral dos modelos após instrumentação e antes do ensaio.

Os resultados experimentais foram analisados em termos dos diversos parâmetros que caracterizam o comportamento à compressão do betão confinado. O nível de confinamento atingido, avaliado principalmente em função do andamento dos diagramas tensão-extensão, do aumento da tensão-extensão de rotura à compressão do betão e da extensão do CFRP, foi relacionado com a geometria das secções. Efectuouse, ainda, uma comparação dos ensaios experimentais com as representações obtidas através dos principais modelos teóricos publicados até à data.



Figura 2.37: Modos de rotura obtidos nos modelos circulares (incluindo modelo não reforçado) e modelos de secção rectangular com arestas vivas (R=0), R=20mm e R=38mm, reforçadas com duas camadas de CFRP.

Na Figura 2.38 mostra-se uma selecção de diagramas tensão-extensão axial obtidos nos ensaios dos modelos de pilares. A selecção é constituída por um modelo de cada série de ensaios. A análise dos diagramas permite concluir que:

- o confinamento com CFRP não altera significativamente a parte inicial ascendente dos diagramas;
- o confinamento com CFRP aumenta a tensão axial de rotura à compressão;
- o confinamento com CFRP aumenta significativamente a extensão axial de rotura à compressão;
- os diagramas dos modelos com CFRP são aproximadamente bilineares, com uma zona de transição curva, excepto no caso dos modelos de secção quadrada com as arestas vivas (série QR1C);
- a zona de transição ocorre para valores próximos da tensão máxima à compressão dos modelos de referência;
- a rigidez final dos diagramas (E₂) dos modelos com CFRP é função da geometria da secção transversal.

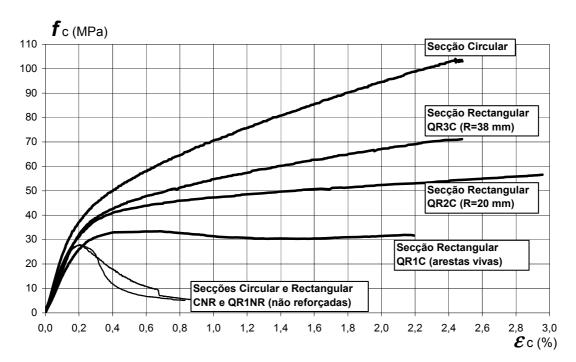


Figura 2.38: Aspecto geral dos modelos após instrumentação e antes do ensaio.

A conclusão mais importante relacionada com estes diagramas prende-se com o facto de existir uma relação entre a rigidez final (E_2) dos diagramas dos modelos reforçados com fibras e a geometria das secções transversais. Outro parâmetro que influencia a rigidez E_2 é, com certeza, a rigidez do confinamento de FRP, que por sua vez é função das propriedades do FRP e do número de camadas aplicadas. No entanto, como neste estudo a rigidez do confinamento de FRP é igual para todos os modelos, não foi possível fazer uma análise em função desse parâmetro.

Os ensaios experimentais demonstraram que os diagramas tensão-extensão dos modelos com confinamento de CFRP são claramente bi-lineares, excepto no caso dos modelos com as arestas vivas. Por outro lado, verificou-se que os diagramas dos modelos de referência são muito semelhantes aos diagramas típicos do betão simples à compressão.

O confinamento com CFRP permitiu aumentar a tensão-extensão de rotura do betão à compressão. O nível de tensão atingido dependeu da geometria da secção transversal. No entanto, a correspondente extensão axial, independentemente da geometria da secção transversal, foi sempre muito superior à extensão de rotura dos modelos sem confinamento de CFRP.

Os modelos de secção circular registaram o maior aumento da tensão máxima de compressão, enquanto que os modelos de secção quadrada com as arestas vivas registaram o menor aumento dessa tensão. Verificou-se que é possível aumentar a tensão de rotura das secções quadradas mediante um adequado boleamento dos cantos. O aumento da tensão de rotura é função do raio dos cantos, pois concluiu-se que quanto maior o raio dos cantos das secções quadradas, maior a tensão de rotura da secção. No entanto, não foi possível retirar a mesma conclusão relativamente à extensão de rotura, dado que os modelos com maior raio dos cantos (igual a 38mm), registaram um menor aumento da extensão de rotura do que os modelos com raio menor (igual a 20mm).

Excepto no caso dos modelos de secção quadrada com as arestas vivas, a rotura dos modelos ocorreu para elevados valores da extensão do CFRP, relativamente à sua capacidade resistente à tracção. Os valores mais elevados da extensão do CFRP foram registados para os modelos de secção quadrada com os cantos arredondados. Os valores mais baixos corresponderam aos modelos com as arestas vivas.

Em comparação com os resultados obtidos nos ensaios dos modelos cilíndricos e dos modelos com os cantos arredondados, concluiu-se que o facto de não se efectuar o boleamento dos cantos das secções quadradas determinou o baixo nível de solicitação à tracção do CFRP e, consequentemente, o grau de confinamento obtido na secção.

Em relação à variação da extensão do CFRP ao longo do perímetro das secções quadradas, verificou-se que, em geral, a extensão do CFRP a meio das faces e no início do raio dos cantos é maior do que nos cantos. No caso dos modelos com arestas vivas, a extensão do CFRP é sempre mais elevada junto dos cantos.

2.5.3 Estudo da Durabilidade do FRP

A reparação e o reforço de estruturas de betão armado com estes novos materiais tem vindo a incrementar a substituição de outras técnicas similares requerendo no entanto mais estudos sobre o seu comportamento em serviço quer em termos de caracteristicas mecânicas quer em termos de durabilidade. Neste sentido no Departamento de Engenharia Civil da Universidade Nova têm-se vindo a desenvolver alguns projectos de investigação nesta área do reforço de estruturas com materiais compósitos, incluindo em alguns casos o estudo do comportamento destes reforços e dos respectivos materiais em termos de durabilidade [28]. Apresentam-se em seguida alguns resultados dos ensaios realizados com laminados compósitos de carbono e de fibra de vidro.

O envelhecimento artificial dos provetes de laminados compósitos tem sido feito na UNL através de ciclos higrotérmicos em câmara climática (Figura 2.12), através de ciclos de nevoeiro salino em câmara de nevoeiro salino (Figura 2.13), imersão em H₂O destilada ou H₂O salgada, bem como incidência de raios ultravioleta em câmara solar (Figura 2.13).





Figura 2.39: Vistas da câmara de climática e do seu interior.





Figura 2.40: Vistas da câmara solar (esquerda) e da câmara de nevoeiro salino (direita).

Para efeitos da avaliação do comportamento dos laminados face à agressividade do meio ambiente realizaram-se ensaios de provetes submetidos a ciclos higrotérmicos e a nevoeiro salino com durações de exposição de 1000H, 3000H, 5000 H e 10000H.

Os provetes colocados na câmara de nevoeiro salino foram submetidos a ciclos de 8 horas com nevoeiro salino à temperatura de 35°C seguidas de 16 Horas de secagem (sem nevoeiro salino à temperatura ambiente). O nevoeiro salino foi produzido pela câmara tendo por base uma solução de 50g NaCl por litro de água. Por sua vez, os provetes colocados na câmara climática, em cada período de 24 horas, foram submetidos durante 12 horas a 20°C e nas restantes 12 Horas a 50°C com a humidade relativa mantida constante a 80%.

Com o objectivo de obter a caracterização do comportamento mecânico do laminado compósito antes e ao longo do envelhecimento, ensaiaram-se os provetes à tracção. Os ensaios de tracção dos laminados permitiram obter as curvas experimentais de tensão-extensão e os valores do módulo de elasticidade, da tensão e da extensão na rotura. Os métodos de ensaio utilizados estão prescritos nas normas ASTM D3039 e ISO 527.

Na Figura 2.40a mostra-se o ensaio de um provete na máquina de tracção universal (Zwick-50kN) do laboratório de ensaios mecânicos do DEC na UNL e nas Figuras 2.40b,c,d, e é possível observar alguns provetes de FRP após o ensaio.



Figura 2.40: Pormenor do equipamento de ensaio (a) e modos de rotura obtidos em CFRP (b,c) e GFRP (d,e).

Apresentam-se de seguida nas Figuras 2.41 e 2.42 os diagrama σ (MPa) - nº horas de envelhecimento para os provetes de CFRP e de GFRP submetidos aos ciclos de Temperatura e ao nevoeiro salino. Como forma de mostar uma possivel tendência fez-se uma curva unindo entre si os valores médios obtidos às 0H, 3000H, 5000H e 10000H de envelhecimento.

A análise dos resultados obtidos não é completamente conclusiva. Contudo, em termos gerais poderemos observar que existe degradação de resistência e de rigidez dos

provetes de CFRP e GFRP submetidos quer ao nevoeiro salino quer aos ciclos higrotérmicos.

Em termos médios a redução de resistência às 10000 Horas foi de cerca de 8% nos provetes de CFRP submetidos ao nevoeiro salino e de 4% nos provetes de CFRP submetidos aos ciclos de Humidade e Temperatura. Enquanto nos provetes de GFRP a redução de resistência foi de cerca de 27% nos provetes submetidos ao nevoeiro salino e de 17% nos provetes submetidos aos ciclos de Temperatura.

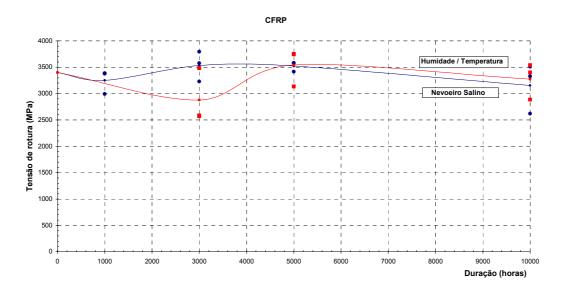


Figura 2.41: Diagrama σ - nº horas de envelhecimento para os provetes de CFRP submetidos ao nevoeiro salino e aos cíclos de Humidade/Temperatura; indicação da curva representando os valores médios.

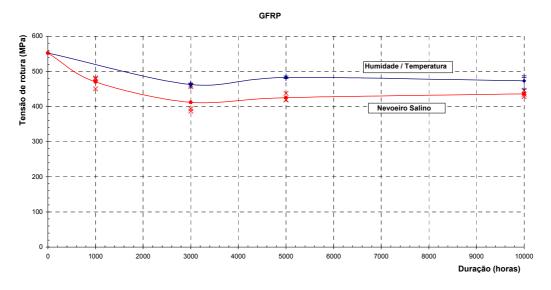


Figura 2.42: Diagrama σ - nº horas de envelhecimento para os provetes de GFRP submetidos ao nevoeiro salino e aos cíclos de Temperatura; indicação da curva representando os valores médios.

2.5.4 Estudo da durabilidade da ligação do FRP ao betão

No âmbito da tese de mestrado do Eng^o Rui Marreiros [29], foi estudada a degradação da aderência entre CFRP e o betão armado devida a envelhecimento acelerado. O objectivo deste trabalho experimental foi o de avaliar a severidade dos efeitos de determinados ambientes de exposição na degradação da aderência entre o betão e materiais compósitos de CFRP, mais concretamente a severidade de ambientes marítimos e de variações de humidade, com temperaturas de 35°C e 40°C respectivamente, na aderência entre o CFRP (moldado no local) e o betão. Com esse objectivo foram concebidos modelos de flexão para serem ensaiados após envelhecimento acelerado. O estudo desta ligação é importante para aplicações de reforço de elementos estruturais através da colagem exterior dos referidos materiais compósitos, nomeadamente a vigas ou lajes de betão armado.

Os modelos concebidos para ensaiar à flexão são, no essencial, vigas constituídas por dois blocos de betão armado ligados superiormente por uma rótula e inferiormente por um tecido de CFRP colado externamente, provocando, quando se aplica carga nas vigas, uma tracção no CFRP que é transmitida ao betão por aderência/corte.



Figura 2.43: Sistema de ensaio.

As dimensões dos modelos usados são de aproximadamente 620×100×150mm3. Estas dimensões foram condicionadas pelas dimensões das câmaras de envelhecimento disponíveis. A ligação inferior dos dois blocos de betão que constituem cada modelo foi garantida por duas camadas de tecido de fibras de carbono sobrepostas por forma a que as tensões desenvolvidas no compósito (CFRP) estivessem longe da rotura. O compósito foi colado de modo a não chegar aos apoios, sendo que as suas dimensões são de, aproximadamente, 520mm de comprimento, 80mm de largura e uma espessura equivalente de 0,352mm (0,176mm por camada). Na Figura 2.43 pode-se observar o pormenor do sistema de ensaio utilizado.

O programa de ensaios incluiu a realização de quinze ensaios, sendo três referentes a modelos de referência não reforçados, seis a modelos reforçados com duas camadas de CFRP e sujeitos a envelhecimento acelerado na câmara de nevoeiro salino (NS) e os

outros seis com as mesmas características foram sujeitos a variações de humidade na câmara climática (CC). Em ambos os tipos de envelhecimento os modelos foram sujeitos, em grupos de dois, a 3000, 6000 ou 1000 horas de *ciclos higrotérmicos* ou de *ciclos de nevoeiro salino*.

Os resultados dos ensaios experimentais foram analisados comparando os correspondentes a modelos sujeitos a diferentes envelhecimentos. Os parâmetros analisados foram a distribuição e os valores máximos das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem, as tensões de aderência médias, as cargas de rotura e o tipo de superfície de rotura.

Na Figura 2.44 apresentam-se os diagramas de tensões axiais no CFRP e tensões de aderência dos modelos R2 e CC5. Mostra-se uma imagem pós rotura do modelo CC5 na Figura 2.45 e pode observar-se a superfície de rotura na Figura 2.46.

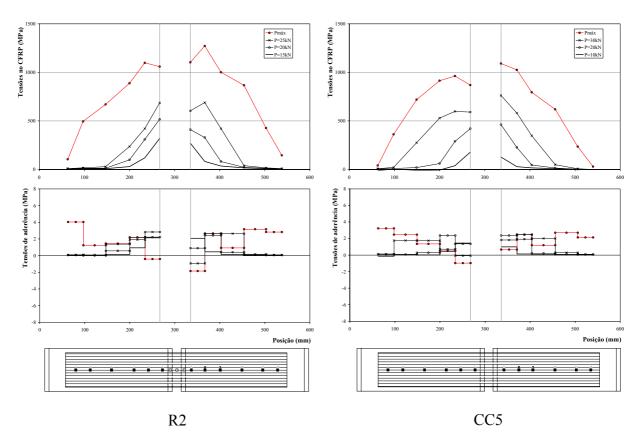


Figura 2.44: Diagramas tensões axiais no CFRP e tensões de aderência na ligação entre o betão e o CFRP dos modelos R2 e CC5.

Preliminarmente pode-se concluir que a resistência diminui devido a envelhecimento artificial logo a partir das 3000 horas. Verificou-se que os modelos sujeitos a nevoeiro salino tiveram uma rotura adesiva, contrastando com os restantes que tiveram uma rotura coesiva no betão.



Figura 2.45: Rotura do modelo CC5



Figura 2.46: Superficie de rotura de CC5

Neste trabalho pode-se referir que não houve um envelhecimento que se possa dizer que tenha sido mais gravoso para o comportamento das vigas em relação a outro. As tensões de aderência médias observadas foram de cerca de 2MPa.

Em termos de cargas de rotura não se encontrou uma tendência clara ao longo do envelhecimento. No entanto, pode-se referir que ambos os envelhecimentos provocaram degradação, tendo as maiores quebras nas cargas de rotura sido da ordem de grandeza de 20%.

As superfícies de rotura nos modelos sujeitos a ciclos de nevoeiro salino são mais lisas do que as superfícies de rotura dos modelos sujeitos a ciclos de humidade. São também mais lisas do que as dos modelos de referência, não permitido assim a mobilização de forças de atrito tão grandes nas zonas em que sucedem roturas de aderência localizadas.

Capítulo 3 Dimensionamento e Reforço de Estruturas com Compósitos de FRP

3.1 Introdução

De acordo com a FIB [7], os coeficientes de segurança (γ_f) dos materiais a adoptar no dimensionamento de estruturas reforçadas com compósitos de FRP são os seguintes:

Tipo de FRP	Tipo de Aplicação A	Tipo de Aplicação B
CFRP	1.20	1.35
AFRP	1.25	1.45
GFRP	1.30	1.50

Tabela 3.1: Coeficientes de segurança a adoptar para os compósitos de FRP

Estes coeficientes dependem do tipo de material (Carbono, Aramida ou Vidro) e do tipo de aplicação (A ou B). A aplicação do tipo A corresponde a situações em que:

- os sistemas de FRP são pré-fabricados (Laminados) em condições normais de controlo de qualidade;
- ou no caso das mantas ou tecidos, são tomados todos os cuidados para obter um alto grau de controlo de qualidade quer nas condições de aplicação quer no processo de aplicação.

A aplicação do tipo B corresponde a situações em que:

- quer as mantas quer os tecidos são aplicados em condições normais de controlo de qualidade;
- a aplicação é realizada em condições de trabalho difíceis, independentemente do sistema utilizado.

3.2 Propriedades Mecânicas dos compósitos de FRP

Regra das Misturas

As propriedades básicas dos compósitos de FRP podem ser estimadas se conhecermos as propriedades dos seus materiais constituintes (Fibras e Matriz (Resina)) e a sua fracção volumétrica.

$$E_f = E_{fib} \cdot V_{fib} + E_m \cdot V_m$$

$$f_f \approx f_{fib} \cdot V_{fib} + f_m \cdot V_m$$

Nos cálculos dos laminados pré-fabricados as propriedades a utilizar são baseadas na secção total do laminado.

Nos sistemas impregnados in-situ a espessura final do compósito tem uma certa variabilidade o que influencia a fracção volumétrica de fibras. Por este motivo os cálculos baseados na regra das misturas não são válidos.

Neste caso utiliza-se uma espessura de cálculo para cada camada de FRP correspondente à espessura "útil" da fibra e considerando as propriedades das fibras (resistênia à tracção e modulo de elasticidade das fibras). Isto deve-se ao facto da rigidez e resistência das fibras serem muito superior às da matriz.

Na tabela seguinte mostra-se um exemplo do efeito da fracção volumetrica de fibras nas propriedades do compósito de FRP.

$Efib = 220GPa, f_{fib} = 4000MPa$ $Em = 3GPa, f_{fib} = 80MPa$									
Area da secção				Propriedad	les do FRF	Força de rotura			
A _{fib} (mm ²)	A _m (mm ²)	A_f^* (mm ²)	V _{fib} (%)	E _f (GPa)	f _f (MPa)	Extensão última (%)	kN	(%)	
70	0	70	100	220.0	4000	1.818	280.0	100	
70	30	100	70	154.9	2824	1.823	282.4	100.9	
70	70	140	50	111.5	2040	1.830	285.6	102.0	

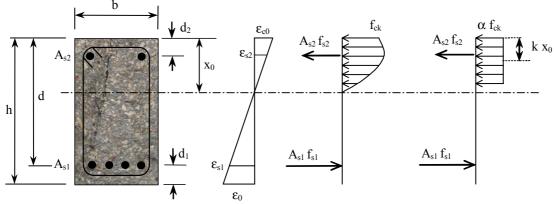
Tabela 3.2: Exemplo do efeito da fracção volumetrica de fibras nas propriedades do compósito de FRP

Quando as propriedades dos compósitos são baseadas na área da secção total (fibras e matriz) o modulo de elasticidade e a tensão resistente são menores do que quando as propriedades são baseadas apenas na secção útil da fibra. Como é óbvio a resistência e rigidez do sistema total não é afectada porque esta redução é compensada pelo incremento da área da secção comparativamente com a area da secção de fibras.

3.3 Reforço à Flexão

3.3.1. Situação Inicial

A actuação do momento M_0 provoca uma extensão inicial de tracção \mathcal{E}_0 na fibra extrema de betão.



Do equilibrio de forças (Situação Inicial) obtem-se:

$$\alpha \cdot f_{ck} \cdot b \cdot x_0 + A_{s2} \cdot f_{s2} = A_{s1} \cdot f_{s1} \tag{1}$$

Do equilibrio de momentos (Situação Inicial) obtem-se:

$$M_0 = A_{s1} \cdot f_{s1}(d - k \cdot x_0) + A_{s2} \cdot f_{s2}(k \cdot x_0 - d_2)$$
(2)

sendo:

$$f_{s1} = \varepsilon_{c0} \frac{(d - x_0)}{x_0} E_s \le f_{yk} \tag{3}$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{c0} \frac{(x_0 - d_2)}{x_0} E_s \le f_{yk}$$
 (4)

$$\alpha = \begin{cases} 1000 \cdot \varepsilon_{c0} \left(0.5 - \frac{1000}{12} \varepsilon_{c0} \right) & se \quad \varepsilon_{c0} \le 0.002 \\ 1 - \frac{2}{3000 \cdot \varepsilon_{c0}} & se \quad \varepsilon_{c0} \le 0.0035 \end{cases}$$
 (5)

$$k = \begin{cases} \frac{8 - 1000 \cdot \varepsilon_{c0}}{4(6 - 1000 \cdot \varepsilon_{c0})} & se \quad \varepsilon_{c0} \le 0.002\\ \frac{1000 \cdot \varepsilon_{c0} (3000 \cdot \varepsilon_{c0} - 4) + 2}{2000 \cdot \varepsilon_{c0} (3000 \cdot \varepsilon_{c0} - 2)} & se \quad 0.002 \le \varepsilon_{c0} \le 0.0035 \end{cases}$$

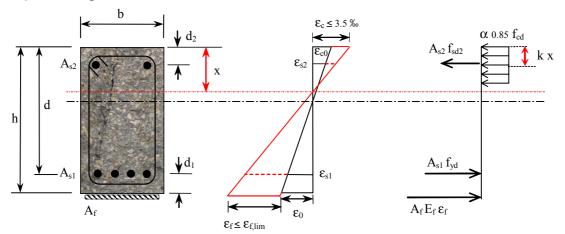
$$(6)$$

Da resolução das equações (1) e (2) obtem-se a máxima extensão de compressão no betão ε_{c0} e a posição da linha neutra x_0 , calculando-se ε_0 através da expressão (7):

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c0} \frac{(h - x_0)}{x_0} \tag{7}$$

3.3.2 Estados Limites Últimos de Flexão

Apresenta-se na figura seguinte o diagrama de extensões e forças internas para uma secção rectangular.



Do equilibrio de forças resulta:

$$\alpha \cdot 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot x_0 + A_{s2} \cdot f_{sd2} = A_{s1} \cdot f_{vd} + A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \tag{8}$$

e do equilibrio de momentos:

$$M_{rd} = A_{s1} \cdot f_{vd} (d - k \cdot x) + A_{s2} \cdot f_{sd2} (k \cdot x - d_2) + A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f$$

$$\tag{9}$$

sendo:

$$f_{sd2} = \varepsilon_c \frac{(x - d_2)}{x_0} E_s \le f_{yd} \tag{10}$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_c \frac{(h - x)}{x} - \varepsilon_0 \le \varepsilon_{f, \text{lim}} \tag{11}$$

Os valores de α e de k são dados pelas equações (5) e (6), substituindo ε_{c0} por ε_c . A área (A_f) de FRP pretendida é obtida iterativamente pela resolução numerica das equações (8) e (9).

3.3.3 Estados Limites de Serviço

Os Estados Limites de Serviço são verificados de acordo com o EC2 [5] para as duas combinações possíveis:

- Combinações Raras
- Combinações Quase-Permanentes

No caso das **combinações raras** os cálculos são realizados tal como na verificação aos Estados Limites Últimos, com as seguintes modificações:

- 0.85f_{cd} na eq. (8) e na Figura respectiva é substituido por f_{ck};
- M_{rd} é substituido pelo momento actuante (para a combinação rara) M_{ser,r};
- f_{yd} (tensão de cedência do aço) é substituida por f_{s1};
- limitam-se as tensões $f_{s1} \le 0.8 f_{yk}$ (para o aço) e $\sigma_c \le 0.6 f_{ck}$, sendo a tensão no betão dada pela seguinte expressão (para ε_c menor que 0.002):

$$\sigma_c = \frac{\varepsilon_c \left(2 - \frac{\varepsilon_c}{0.002}\right)}{0.002} f_{ck} \tag{12}$$

No caso das **combinações quase permanentes** os cálculos são realizados tal como na verificação aos Estados Limites Últimos, com as seguintes modificações:

- 0.85 f_{cd} na eq. (8) e na Figura respectiva é substituido por f_{ck};
- M_{rd} é substituido pelo momento actuante (para a combinação quase-permanente) $M_{ser,qp}$;
- f_{vd} (tensão de cedência do aço) é substituida por f_{s1};
- ε_c nas equações (5) (6) é substituído por ε_c /(1- ϕ) em que ϕ é coeficiente de fluência do betão;
- limitam-se as tensões $f_{s1} \le 0.8 f_{yk}$ (para o aço) e $\sigma_c \le 0.45 f_{ck}$, sendo a tensão no betão dada pela expressão (12) (com ε_c substituido por: ε_c /(1- φ)).

3.3.4. Verificação da Ligação/ Amarração

Na figura seguinte mostra-se a curva da envolvente de momentos e a definição do comprimento de amarração correspondente à secção A.

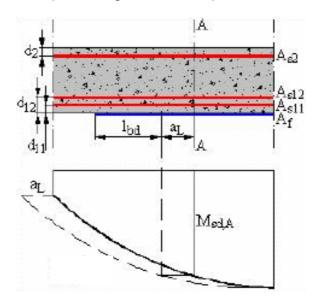


Figura 3.1: Envolvente de momentos e definição do comprimento de amarração

Para a verificação da ligação/ amarração, começa-se por definir a geometria da secção de FRP (n "bandas" com a largura b_f e uma espessura t_f colocadas em m camadas.

Em seguida, calcula-se a máxima força , $N_{bd,max}$, que pode ser absorvida pelo nº total de "bandas", e o respectivo comprimento de amarração, $l_{bd,max}$ (ver figura) tendo por base as seguintes expressões:

$$l_{bd,\text{max}} = 0.6 \sqrt{\frac{E_f(m \cdot t_f)}{f_{ctd}}}$$
 (13)

$$N_{bd,\text{max}} = \frac{n}{m} 0.5 \cdot k_b \cdot b_f \sqrt{E_f(m \cdot t_f) f_{ctd}}$$
(14)

com:

$$k_{b} = \max \left\{ 1, 1.06 \cdot \sqrt{\frac{2 - \left(\frac{b_{f}}{b / (n / m)}\right)}{1 + \left(\frac{b_{f}}{400}\right)}} \right\}$$
(15)

Sendo:

b = largura da viga

[note-se que b/(n/m) é igual ao espaçamento das bandas no caso do número de camadas ser >1]

 f_{ctd} = valor de cálculo da tensão de tracção do betão perto da superfície em $m N/mm^2$

 $l_{bd, \max}$ em mm,

 $N_{bd, \max}$ em N,

 $b_f e t_f \text{ em mm}, E_f \text{ em N/mm}^2$

Na secção A (Figura 3.1), por exemplo, as equações de equilibrio e compatibilidade permitem obter a força de tracção $N_{fd,A}$ (força de tracção absorvida pelo FRP) em cada banda.

$$N_{fd,A} = A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \tag{16}$$

Se esta força não excede Nbd,max, então a amarração está verificada.

O comprimento de amarração correspondente a $N_{fd,A}$ é calculado da seguinte forma:

$$l_{bd,A} = l_{bd,\max} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{N_{fd,A}}{N_{bd,\max}} \right)} \right]$$
 (17)

A extensão ε_f (eq. 16) resulta do equilibrio e compatibilidade da secção. As equações neste caso são idênticas às utilizadas nos E.L.U. com a ressalva de que a tensão no aço poderá não estar na cedência.

Os cálculos são realizados tal como na verificação aos Estados Limites Últimos, com as seguintes modificações:

- M_{rd} é substituido pelo momento de cálculo na secção A, M_{sd,A};
- f_{yd} (tensão de cedência do aço) é substituida por f_{sd1};
- ε_0 é aproximadamente igual ao valor correspondente a M_0 vezes o factor de redução $\frac{M_{sd,A}}{M_{sd}}$

3.4 Reforço ao Esforço Transverso

Indicam-se na figura seguinte alguns exemplos de reforços ao Esforço Transverso

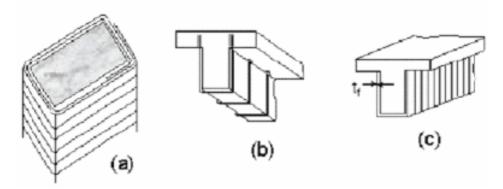


Figura 3.2: Exemplos de reforços ao esforço transverso:

- (a) Encamisamento fechado (bem ancorado)
- (b) "Estribos" espaçados e ancorados na zona de compressão
- (c) Encamisamento aberto

O reforço ao Esforço Transverço com FRP pode ser tratado tal como os estribos de aço (aceitando que o FRP absorve apenas as tensões na sua direcção principal).

Utilizando a formulação do EC2, a capacidade resistente de um elemento reforçado pode ser calculada da seguinte forma:

$$V_{Rd} = \min(V_{cd} + V_{wd} + V_{fd}, V_{Rd2})$$
(18)

Sendo V_{fd} , a contribuição do FRP para a capacidade resistente do elemento, dada pela seguinte expressão:

$$V_{fd} = 0.9 \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot \rho_f \cdot b \cdot d(1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$
 (19)

e:

 E_f , modulo de elasticidade do FRP;

b, largura da secção;

d, altura útil;

α é o ângulo entre a direcção da fibra principal do FRP e eixo longitudinal do elemento,

ε_{fd.e} é o valor de cálculo da extensão efectiva do FRP

- ρ_f é a taxa de reforço com FRP = $(2t_f/b)\sin\alpha$ para reforços continuos de FRP com a espessura t_f , ou
- $\rho_f = (2t_f/b)(b_f/s_f)$ para reforços de FRP na forma de faixas ou barras com uma largura b_f (perpendicular à orientação das fibras) com um espaçamento s_f .

A Equação (19) pode ser calculada para uma espessura requerida de FRP que tenha uma resistência igual a V_{fd} .

De acordo com a FIB [7] a extensão efectiva do FRP ($\varepsilon_{fd,e}$) pode ser calculada da seguinte forma em função do tipo de FRP ou de encamisamento :

• encamisamento total ou utilização de ancoragens apropriadas de CFRP ou GFRP

$$\varepsilon_{fd,e} = \min \left[\frac{k \cdot 0.17 \varepsilon_{fu} \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_f \cdot \rho_f} \right)^{0.3}}{\gamma_{f,f}}, \frac{\varepsilon_{f,\lim}}{\gamma_{f,l}} \right]$$
(20a)

• encamisamento total ou utilização de ancoragens apropriadas AFRP

$$\varepsilon_{fd,e} = \min \left[\frac{k \cdot 0.048 \varepsilon_{fu} \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_f \cdot \rho_f} \right)^{0.47}}{\gamma_{f,f}}, \frac{\varepsilon_{f, \text{lim}}}{\gamma_{f,l}} \right]$$
(20b)

estribos de FRP abertos em forma de U

$$\varepsilon_{fd,e} = \min \left[\frac{k \cdot 0.17 \varepsilon_{fu} \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_f \cdot \rho_f} \right)^{0.3}}{\gamma_{f,f}}, \frac{k \cdot 0.65 \cdot 10^{-3} \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_f \cdot \rho_f} \right)^{0.56}}{\gamma_{f,b}}, \frac{\varepsilon_{f, \text{lim}}}{\gamma_{f,l}} \right]$$
(21)

Sendo:

 f_{cm} em N/mm 2 e E_f em kN/mm 2

k a constante que relaciona o valor característico com o valor médio da extensão efectiva do FRP (por defeito: k = 0.8)

 γ_f o coeficiente de segurança do material (FRP)

O coeficient γ_f depende do tipo de FRP bem como do modo de rotura que conduz ao cálculo do esforço transverso.

O primeiro termo das equações. (20a), (20b) e (21) corresponde à rotura do FRP $[\gamma_{f,f} = (1.20 \text{ para CFRP}, 1.25 \text{ para AFRP}, 1.30 \text{ para GFRP})]$

O segundo termo da equação (21) corresponde à delaminação do FRP debonding, $[\gamma_{f,b} = (1.30)]$.

No último termo das equações com $\gamma_{f,l}$ = **1.25** corresponde a limitar a extensão no FRP por forma a manter a integridade do betão e assegurar a activação do mecanismo de interbloqueamento dos inertes.

Nos casos em que a secção transversal é circular (normalmente em pilares) a contribuição do encamisamento fechado com FRP para o esforço transverso é dominado pela tensão resistente de tracção do reforço de FRP, mas pode ser limitada a um valor máximo correspondente a uma expansão excessiva do betão.

Limitando a expansão do betão, que significa limitar a extensão radial a um valor máximo, ϵ_{max} a capacidade máxima do FRP ao esforço transverso pode ser calculada por:

$$V_{fd} = \frac{\varepsilon_{\text{max}}}{\gamma_f} \cdot E_{fu} \cdot \rho_f \frac{1}{2} \frac{\pi D^2}{4} \cot \theta$$
 (22)

Sendo:

D – diâmetro do pilar

 ρ_f - percentagem volumetrica de FRP

 θ - angulo formado pelas fendas inclinadas e o eixo do pilar.

Resultados experimentais sugerem que ε_{max} seja na ordem de 0.006.

3.5 Confinamento

Os objectivos principais do confinamento de pilares são:

- aumentar a resitência e a deformação do betão
- confinar os varões da armadura longitudinal
- prevenir o descasque do recobrimento do betão.

No caso de **pilares circulares**, estes objectivos podem ser obtidos aplicando um encamisamento externo do pilar com FRP quer seja por faixas (tal como as cintas) quer seja por encamisamento continuo.

No caso de **pilares rectangulares**, o pilar terá de ser previamente preparado (arredondamento dos cantos) antes da aplicação do encamisamento. De referir que o confinamento de pilares rectangulares é muito menos efectivo que o de pilares circulares.

Na figura seguinte mostra-se de forma esquemática um gráfico tensão-deformação para o betão confinado com FRP.

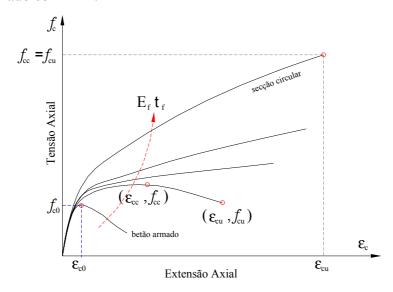
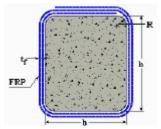


Figura 3.3: Diagramas tensão-deformação típicos do betão confinado com FRP.

3.5.1 Secções Rectangulares e Circulares – Determinação de f_{cc} e $oldsymbol{arepsilon}_{cu}$

Para secções rectangulares de raio R nos cantos (b.h e b>=h) o confinamento pode ser calculado com base nas expressões seguintes para cálculo de f_{cc} e a correspondente $\mathbf{\varepsilon}_{cu}$.



$$f_{cc} = E_{\text{sec}, y} \cdot \mathcal{E}_{cy} \ge f_{c0} \tag{23}$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5(\alpha_1 \alpha_2 - 1) \right] \cdot \left[\frac{E_{cc} \left(E_{c0} - E_{\text{sec}, u} \right)}{E_{\text{sec}, u} \left(E_{c0} - E_{cc} \right)} \right]^{1 - \frac{E_{cc}}{E_{c0}}}$$
(24)

Com:

$$E_{\text{sec},u} = \frac{E_{c0}}{1 + \beta \cdot \varepsilon_{fu,e}} \varepsilon_{cu}$$
 (25)

$$\beta = \frac{E_{c0}}{f_{c0}} - \frac{1}{\varepsilon_{c0}} \tag{26}$$

$$E_{cc} = \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot f_{c0}}{\varepsilon_{c0} [1 + 5(\alpha_1 \alpha_2 - 1)]}$$
(27)

$$\alpha_1 = 2.254 \cdot \sqrt{1 + 7.94 \frac{\sigma_{1,b}}{f_{c0}}} - 2 \frac{\sigma_{1,b}}{f_{c0}} - 1.254$$
 (28)

$$\alpha_2 = 1 - \left[0.6 \left(\frac{h}{b} \right)^2 - 1.4 \frac{h}{b} + 0.8 \right] \cdot \frac{\sigma_{1,b}}{f_{c0}}$$
 (29)

$$\sigma_{1,b} = \frac{2t_f}{h} k_e \cdot f_{f,e} \tag{30}$$

$$k_e = 1 - \frac{(b - 2R)^2 + (h - 2R)^2}{3A_g}$$
(31)

(Coeficiente efectivo de confinamento)

 E_{co} = modulo de elasticidade inicial do betão,

 $\epsilon_{co} = 0.002$ (extensão correspondente a f_{co}),

 \mathbf{A}_g = area de betão = $bh - (\mathbf{4} - \pi)R_2$.

Para secções circulares de diâmetro D confinadas com faixas de largura b_f espaçadas de s_f , k_e é dado pela expressão seguinte:

$$k_e = \left[1 - \frac{\left(s_f - b_f\right)}{2D}\right] \tag{32}$$

3.5.2 Secções Circulares – Modelo de Comportamento Proposto para Acções Monotónicas



Figura 3.4: Modos de rotura observados em colunas de betão confinado com FRP.

Para a simulação do comportamento de colunas de secção circular reforçadas com compósitos de FRP e sujeitas a compressão axial monotónica propõe-se [25] o modelo cuja relação tensão-deformação se indica na Figura 3.5.

Neste modelo assume-se para as acções monotónicas uma relação tensão-deformação do tipo bi-linear para o betão confinado com FRP (Figura 3.5), baseada numa expressão versátil de quatro parâmetros (E₁, E₂, f₀, n), inicialmente proposta por Richard e Abbott[30], e com os diversos parâmetros calibrados de acordo com os resultados experimentais realizados por Chastre Rodrigues [25].

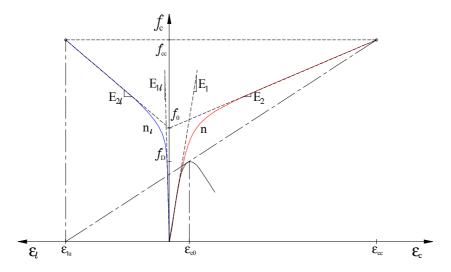


Figura 3.5: Diagrama tensão-deformação do modelo proposto para acções monotónicas [25]

.

Assumindo a resposta bi-linear do betão armado confinado com FRP, a curva tensão-deformação é definida por:

$$f_c = \frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{f_0}\right)^n\right]^{\frac{1}{n}}} + E_2\varepsilon_c$$
(33)

A rigidez do primeiro ramo considera-se idêntica à do betão armado, uma vez que o colete de FRP tem um comportamento passivo, só sendo activado para um nível de deformação lateral semelhante à da tensão máxima do betão não confinado. Assim, a rigidez do primeiro ramo toma a expressão (com f_D em MPa):

$$E_1 = 3950 \times 10^3 \times \sqrt{f_D} \tag{34}$$

adaptada de Ahmad e Shah [31], em que f_D corresponde à tensão dada pela expressão seguinte:

$$f_{D} = \left(\frac{1.5 + \frac{D}{h}}{2}\right) f_{c0} \tag{35}$$

a qual tenta representar o efeito de escala existente entre a resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos (f_{c0}) de diferentes dimensões e foi inicialmente proposta num relatório técnico da Concrete Society [32].

A rigidez do segundo ramo, E₂, foi calibrada experimentalmente como função da rigidez do confinamento [25], utilizando os modelos de 250 mm de diâmetro de betão simples ou armado reforçados com uma a quatro camadas de CFRP e dois modelos de betão armado com 400 mm de diâmetro ensaiados por Stijn Matthys [33].

O valor de E_2 pode ser escolhido de uma de quatro expressões apresentadas [25], em função do tipo de coluna e reforço pretendido. Nos exemplos a seguir apresentados optou-se por escolher o valor de E_2 baseado na expressão (36) indicada na Figura 3.6, considerando E_f em N/m2, t e D em m):

$$E_2 = \left[1,1655 \times Ln \left(\frac{t \times E_f}{D} \right) - 13,5749 \right] \times 10^6$$
 (36)

A calibração das curvas através dos ensaios experimentais realizados permitiu estimar os seguintes parâmetros:

$$n = 2 \tag{37}$$

$$f_0 = 1,65 f_D \tag{38}$$

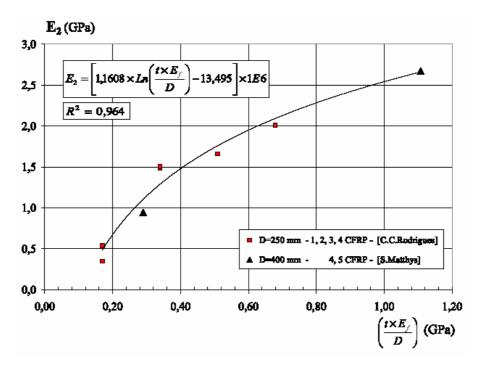


Figura 3.6: Parâmetro E2 – calibração experimental com modelos de 250 a 400mm de betão armado reforçado com CFRP [25]

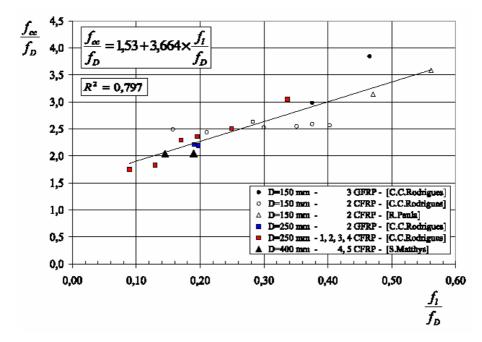


Figura 3.7: Relação entre f_{cc} , f_D e f_i . Colunas de betão armado com D entre 150 e 400mm, reforçados com CFRP ou GFRP [25]

A resistência máxima do betão confinado, f_{cc} , está relacionada com f_{dc} e f_{dc} através da expressão indicada na Figuras 3.7, em função do tipo de coluna e reforço pretendido. Esta expressão foi calibrada através dos ensaios experimentais realizados, a que se adicionaram quatro modelos de betão armado com a relação h/D=5: os dois já referidos, reforçados com 4 e 5 CFRP e ensaiados por Stijn Matthys [33], e outros dois, reforçados com 2 CFRP e ensaiados por Raquel de Paula [28].

Esta expressão aplica-se, de uma forma genérica, a colunas de betão armado reforçadas com CFRP ou GFRP e com diâmetros entre 150 e 400 mm e pode-se pode-se reescrever da seguinte forma:

$$f_{cc} = 1,53 \times f_D + 3,664 \times f_L \tag{39}$$

e permite determinar o valor de ε_l na rotura (ε_{lu}), caso se conheça o valor da tensão máxima do betão confinado, f_{cc} , e considerando que f_l é dado pela expressão seguinte:

$$f_l = \frac{2 \times f_f \times t}{D} = \frac{2 \times E_f \times \varepsilon_l \times t}{D} \tag{40}$$

vindo, então:

$$\varepsilon_{l} = \frac{D}{2 \times t \times E_{f}} \times \left(\frac{f_{cc} - 1,53 \times f_{D}}{3,664} \right)$$
(41)

Uma boa aproximação do valor da tensão máxima do betão confinado, f_{cc} , pode ser obtida igualando as expressões (33) e (42), conforme se pode constatar graficamente na Figura 3.5. A expressão (42) representa a recta que passa pelos pontos (ε_{lu} , 0) e (ε_{co} , f_{D}) e que intersecta a curva tensão-deformação no ponto (ε_{cc} , f_{cc}) correspondente à rotura:

$$f_c = \left(\frac{\varepsilon_{lu} + \varepsilon_c}{\varepsilon_{lu} + \varepsilon_{c0}}\right) \times f_D \tag{42}$$

O valor de f_{cc} pode ser determinado por:

$$f_{cc} = f_0 + E_2 \varepsilon_{c0} \tag{43}$$

A rotura ocorre quando as extensões axiais no modelo atingem o valor estimado para a extensão axial na rotura, ε_{cc} .

No sentido de obter as curvas de comportamento lateral que se indicam na Figura 3.9, determinaram-se os valores de n_i , f_0 , E_{1i} e E_{2i} após calibração experimental:

$$n_i = 1,1 \tag{44}$$

$$f_0 = 1,65f_D \tag{45}$$

$$E_{1l} = 10E_1 \tag{46}$$

sendo E_{2l} obtido da Figura 3.8:

$$E_{2l} = 2,345 \times 10^{-3} \times \left(\frac{t \times E_f}{D}\right)^{1,61} \tag{47}$$

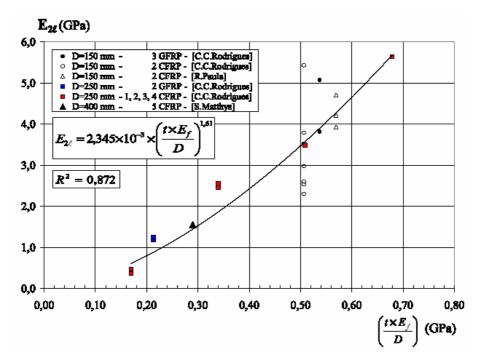


Figura 3.8: Parâmetro E_{2l} – calibração experimental com modelos de 150, 250 a 400mm de betão simples ou armado reforçados com CFRP ou GFRP [25]

Uma boa aproximação da extensão lateral em função da extensão axial pode ser obtida da expressão (48) calibrada com base nos ensaios experimentais.

$$\begin{cases}
\varepsilon_{c} \leq 0,15\% \\
0,15\% < \varepsilon_{c} \leq 0,5\% \\
0,5\% < \varepsilon_{c} \leq \varepsilon_{hu}
\end{cases}
\Rightarrow
\begin{cases}
\varepsilon_{l} = -0,1 \times \varepsilon_{c} \\
\varepsilon_{l} = -0,53 \times \varepsilon_{c} - 0,065 \\
\varepsilon_{l} = k \times (\varepsilon_{c} - 0,5) - 0,2
\end{cases}$$
(48)

com:

$$k = \frac{\varepsilon_{lu} + 0.2}{\varepsilon_{cc} - 0.5} \tag{49}$$

Por forma a poder demonstrar a validade do modelo proposto procedeu-se à sua implementação. Na Figura 3.9 encontram-se indicados (a traço contínuo preto) os diagramas tensão-deformação de quatro colunas de betão armado com 250 mm de diâmetro e 750 mm de altura, reforçadas com uma a quatro camadas de CFRP e ensaiadas com a designação C41, C34, C43 e C44, respectivamente. Conjuntamente com estes diagramas encontram-se representados os pontos que definem as correspondentes curvas obtidas através do modelo proposto, bem como o critério de rotura adoptado (a tracejado vermelho).

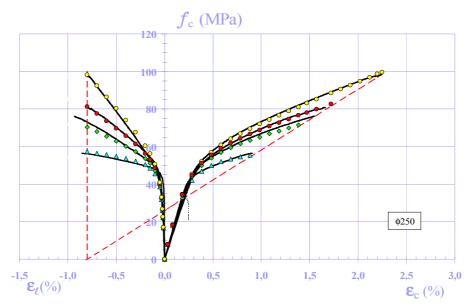


Figura 3.9: Comparação dos diagramas tensão-deformação obtidos pelo modelo proposto com os correspondentes modelos experimentais

A determinação do valor de ε_{lu} (0,8%) foi baseada na expressão seguinte [25]:

$$\varepsilon_{l} = \frac{D}{2 \times t \times E_{f}} \times \left(\frac{f_{cc} - 1,24 \times f_{D}}{5,274} \right)$$
 (50)

O módulo de elasticidade do CFRP (241 GPa) e a tensão média de rotura do betão à compressão, à data dos ensaios (35,2 MPa), foram determinados experimentalmente. A espessura útil de cada camada do colete de FRP é de 0,176 mm.

A análise dos diagramas permite constatar uma excelente aproximação entre os resultados experimentais e os obtidos através do modelo proposto, quer em termos de andamento das curvas tensão-deformação, quer da estimativa da tensão máxima do betão confinado ou das correspondentes extensões axiais ou laterais no colete de CFRP.

Na Figura 3.10 encontra-se representada (a traço contínuo preto) a curva tensão deformação da coluna de betão armado com 250 mm de diâmetro e 750 mm de altura, reforçada com quatro camadas de CFRP e ensaiada à compressão axial com a designação C44. Complementarmente, representam-se as curvas tensão-deformação obtidas através do modelo proposto pelo autor [25] (a traço-ponto vermelho), bem como as curvas obtidas aplicando os modelos propostos por Spoelstra [34] e Samaan [35] à simulação do comportamento da coluna C44.

A comparação com os modelos propostos por Spoelstra [34] e Samaan [35] demonstra o bom desempenho obtido pelo modelo proposto pelo autor [25].

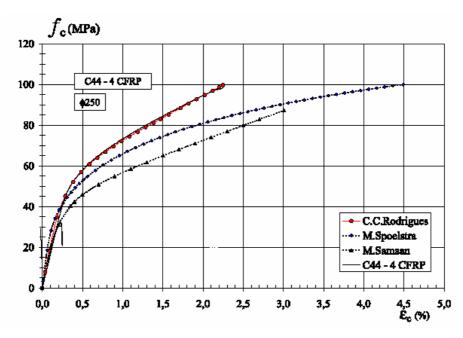


Figura 3.10: Comparação do modelo proposto com os modelos apresentados por outros Autores

3.5.3 Secções Circulares – Modelo de Comportamento Proposto para Acções Cíclicas

Para a simulação do comportamento de colunas de secção circular reforçadas com compósitos de FRP e sujeitas a compressão axial cíclica propõe-se o modelo cuja relação tensão-deformação se indica na Figura 3.11.

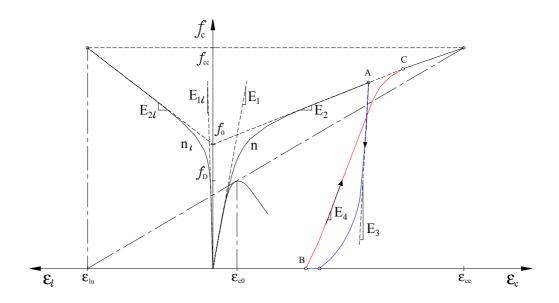


Figura 3.11: Diagrama tensão-deformação do modelo proposto para acções cíclicas [25]

No modelo proposto para acções cíclicas continua-se a assumir uma relação tensãodeformação do tipo bi-linear para o betão confinado com FRP (Figura 3.11), baseada no modelo anteriormente proposto para acções monotónicas. Para os ramos de carga e descarga adoptou-se para o betão confinado com FRP por uma formulação semelhante à proposta para o betão armado por Esmaeily-Gh e Xiao [42], calibrando os diversos parâmetros de acordo com os resultados experimentais realizados [25]. No modelo proposto para compressão axial cíclica (Figura 3.11) assume-se que a sua envolvente cíclica tem uma resposta idêntica à do modelo apresentado para compressão monotónica. Assim, a resposta do modelo cíclico só será diferente da do monotónico a partir do momento em que ocorra a primeira descarga. A partir desse instante o modelo passa a seguir as regras abaixo indicadas, expressões (51) e (52), até ao momento em que se efectue uma recarga, seja a partir da tensão zero, seja a partir do ramo de descarga. A resposta do modelo é dada pela expressões (53) e (54), correspondentes aos ramos ascendentes, até que esta alcance novamente a curva monotónica no ponto C, seguindo por esta, expressão (33), até que ocorra uma nova descarga ou a rotura do modelo. Assim:

• Os ramos de carga ascendentes ou descendentes situados dentro da resposta elástica do betão confinado com FRP (ε_c <0,15%) seguem o andamento da curva monotónica definida pela expressão (33).

 Os ramos descendentes, correspondentes à descarga, para ε_c ≥ 0,15% partindodo ponto de inflexão de coordenadas (ε_A; f_A) são definidos por:

$$\begin{cases} \varepsilon > \varepsilon_{A} - \varepsilon_{\alpha} \Rightarrow f = \frac{E_{3}^{2}}{4f_{cc}} (\varepsilon - \varepsilon_{A} - \varepsilon_{\alpha})^{2} \leq f_{c} \\ \varepsilon \leq \varepsilon_{A} - \varepsilon_{\alpha} \Rightarrow f = 0 \end{cases}$$
(51)

sendo f_c o valor da tensão dado pela curva envolvente monotónica definida pela expressão (33) e

$$\varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_{A} - \frac{2\sqrt{f_{cc}f_{A}}}{E_{3}} \tag{52}$$

Para ramos de carga ascendentes a partir de um ponto de inflexão (ε_B ; f_B) indicado na Figura 3.11 a tensão é calculada por:

$$0 \le f = \frac{E_4^2}{4f_{cc}} \left(\varepsilon - \varepsilon_B + \varepsilon_\beta \right)^2 - E_4 \left(\varepsilon - \varepsilon_B + \varepsilon_\beta \right) \le f_c \tag{53}$$

com:

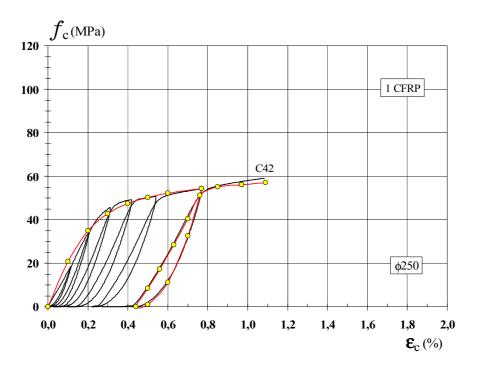
$$\varepsilon_{\beta} = \frac{2}{E_4} \left(f_{cc} - \sqrt{f_{cc} (f_{cc} - f_B)} \right) \tag{54}$$

Após calibração experimental determinaram-se os valores de E3 e E4:

$$E_3 = 17150 \times \left(\frac{t \times E_f}{D} \times \varepsilon_{lu}\right) \tag{55}$$

$$E_4 = 0.014 \times \left(\frac{E_f}{D}\right) \tag{56}$$

Na Figura 3.12 apresenta-se e compara-se a aplicação do modelo proposto para um ciclo de carga-descarga-recarga com os diagramas tensão-deformação das colunas de betão armado reforçadas com uma (C41) e duas camadas de CFRP (C40). A observação dos diagramas da Figura 3.12 permite constatar a boa aproximação conseguida com o modelo proposto para acções cíclicas.



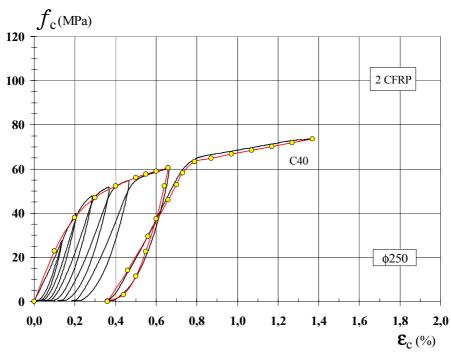


Figura 3.12: Diagramas tensão-deformação cíclica das colunas C40 e C41 e respectiva simulação do último ciclo obtida com o modelo proposto

3.6 Reforço à Flexão Composta



Figura 3.13: Fotos dos pilares P1, P2R, P8 e P3R durante os ensaios

3.6.1 Aumento da Capacidade de Deformação Plástica

É possível aumentar a capacidade de deformação plástica das zonas de rótula plástica dos pilares de betão armado recorrendo ao confinamento dessas zonas com compósitos de FRP conforme se pode observar nos diagramas Força-Deslocamento Horizontal das figuras seguintes, referentes aos pilares P1, não reforçado e P3R, reforçado com duas camadas de CFRP e ensaidos às acções horizontais cíclicas sob carga vertical constante.

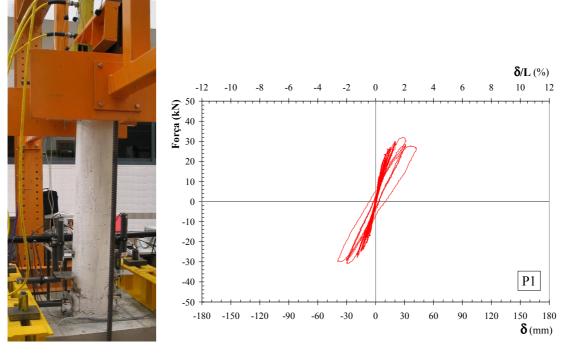


Figura 3.14: Foto do pilar P1 (não reforçado) durante os ensaios bem como o respectivos diagrama histeréticos força horizontal-deslocamento horizontal

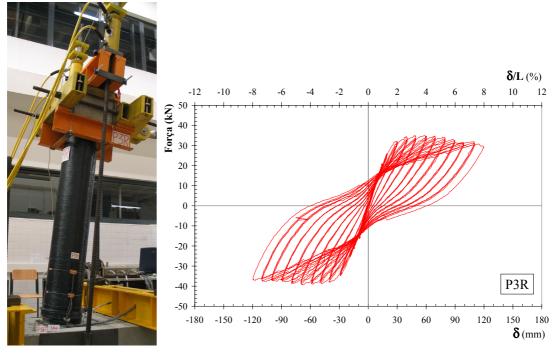


Figura 3.15: Foto do pilar P3R (reforçado com duas camadas de CFRP) durante os ensaios bem como o respectivos diagrama histeréticos força horizontal-deslocamento horizontal

Para pilares circulares considera-se que a espessura do colete de FRP a utilizar é dada por (Seible et al.)[36]:

$$t_{j} = 0.09 \times \frac{D \times (\varepsilon_{cu} - 0.004) \times f_{cc}}{\gamma_{f} \times f_{ju} \times \varepsilon_{ju}}$$
(57)

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{2.8 \times \rho_{j} \times f_{ju} \times \varepsilon_{ju}}{f_{cc}'}$$
(58)

$$\varepsilon_{cu} = \varphi_u \times x \tag{59}$$

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3 \left(\frac{\varphi_u}{\varphi_v} - 1 \right) \times \frac{l_p}{L} \left(1 - 0.5 \times \frac{l_p}{L} \right)$$
(60)

Em termos de projecto começa-se por definir o μ_{Δ} pretendido, calcula-se o comprimento da rótula plástica l_p , determina-se o valor de x e retira-se φ_u da expressão (60), vindo:

$$\varepsilon_{cu} = \varphi_u \times x = \mu_{\varphi} \times \varphi_v \times x \tag{61}$$

obtendo-se, consequentemente, a espessura do colete necessária para suportar esta extensão última através da expressão (57).

3.6.2 Aumento da Capacidade Resistente

Conforme se pode constatar nas Figuras 3.16 a 3.18 existe aumento da capacidade resistente dos modelos reforçados com CFRP. Esse aumento de capacidade resistente é praticamente independente do número de camadas de FRP do encamisamento e pode ser estimado por (Chastre Rodrigues):

$$M_{ref} = \frac{D^2}{(D - 2c)^2} M \tag{62}$$

Em que M é o momento resistente inicial, M_{ref} o momento resistente após o encamisamento (com pelo menos duas camadas de CFRP), D o diâmetro da coluna e c o recobrimento.

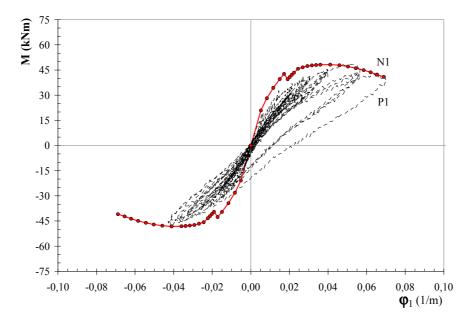


Figura 3.16: Diagrama momento-curvatura do modelo não reforçado, N1 (N=400kN), obtido por simulação numérica da envolvente. Comparação com o diagrama obtido do respectivo ensaio experimental (P1).

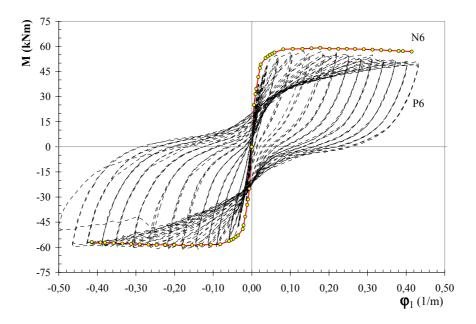


Figura 3.17: Diagrama momento-curvatura do modelo reforçado com 2 CFRP, N6 (N=400kN), obtido por simulação numérica da envolvente. Comparação com o diagrama obtido do respectivo ensaio experimental (P6).

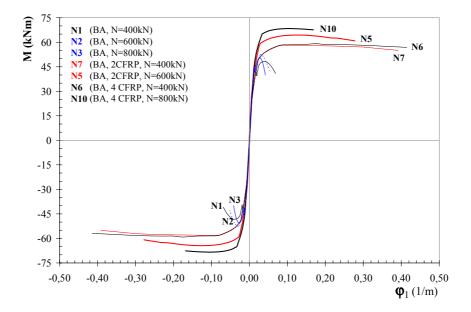


Figura 3.18: Comparação entre as simulações das envolventes dos diagramas momentocurvatura dos modelos N1 a N3 (não reforçados) com as envolventes dos modelos N5, N7 e N6, N10 reforçados com 2 ou 4 CFRP.

Referências Bibliográficas

- [1] HELENE, P. Manual para Reparo, Reforço e Protecção de Estruturas de Concreto. Editora PINI, São Paulo, 1992.
- [2] REBAP. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. Imprensa Nacional Casa da Moeda, 1983.
- [3] RSA. Regulamento de Segurança e Acções para Edificios e Pontes. Imprensa Nacional Casa da Moeda, 1983.
- [4] EUROCÓDIGO-1. Bases de Projecto e Acções em Estruturas Parte 1: Bases de Projecto. CEN ENV-1991-1, 1999.
- [5] EUROCÓDIGO-2. Projecto de Estruturas de Betão Parte 1.1: Regras Gerais e Regras para Edifícios, vol. I e II. CEN ENV-1992-1-1, 1998.
- [6] EUROCÓDIGO-8. Projecto de Estruturas em Regiões Sísmicas. CEN ENV-1998-2, 1994.
- [7] FIB-BULLETIN-14. Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures. 2001.
- [8] JSCE. Recomendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fiber Sheets. Concrete Engineering Series 41, JSCE, March 2001.
- [9] VOGEL, T., AND ULAGA, T. Design Concepts of the New Swiss Code on Externaly Bonded Reinforcement. In FRPRCS-6, Fiber-reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures (Singapore, 2003), World Scientific, pp. 1415–1424.
- [10] ACI-440R. State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures. American Concrete Institute, 1996.
- [11] ACI-440. Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars. American Concrete Institute, October 2000.
- [12] ACI-440R. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. American Concrete Institute, July 2000.
- [13] ACI-318RM. Building Code Requirements for Structural Concrete and Comentary. American Concrete Institute, 1999.
- [14] CALTRANS. Seismic Design Criteria (SDC) Versin 1.1. Caltrans California Department of Transportation, July 1999.
- [15] FEMA-307. Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings. Federal Emergency Management Agency, ATC-Applied Technology Council, 1998.
- [16] FEMA-308. Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry WallBuildings. Federal Emergency Management Agency, ATC-Applied Technology Council, 1998.
- [17] FEMA-356. Prestandard and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency, ASCE-American Society of Civil Engineers, 2000.
- [18] NCHRP-503. Application of Fiber Reinforced Polymer Composites to the Highway Infrastructure. NCHRP National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board of the National Academies, Report 503, 2003.

- [19] NCHRP-514. Bonded Repair and Retrofit of Concrete Structures Using FRP Composites. Recommended Construction Specifications and Process Control Manual. NCHRP National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board of the National Academies, Report 514, 2004.
- [20] HYER, M. W. Stress Analysis of Fiber-Reinforced Composite Materials. McGraw-Hill, 1998.
- [21] GIBSON, R. F. Principles of Composite Material Mechanics. McGraw-Hill, 1994.
- [22] RIPPER, T. Historial da Tecnologia de Reforço com FRP, Caracterização dos Materiais Compósitos e Conceitos para Cálculo de Reforço. Seminário Mbrace Reforço de estruturas com fibras de carbono, Outubro 1999.
- [23] BETTOR MBT PORTUGAL. Sistema MBrace Fichas Técnicas, 2001.
- [24] MASTER BUILDERS INC. AND STRUCTURAL PRESERVATION SYSTEMS. MBrace Composite Strengthening System, Engineering Design Guidelines, September 1998.
- [25] RODRIGUES, C. C. "Comportamento às Acções Cíclicas de Pilares de Betão Armado Reforçados com Materiais Compósitos," Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Janeiro 2005.
- [26] FYFE CO. LLC. Quality Control Manual for the Tyfo Fibrwrap System, December 1999.
- [27] MITSUBISHI CHEMICAL CORPORATION. Replark System Material Properties & Standard Application Procedures, November 1997.
- [28] PAULA, R. F. Influência da Geometria das Secções no Confinamento de Pilares de Betão Armado com Compósitos de FRP. Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2002.
- [28] RODRIGUES, C. C., AND SILVA, M. G. Potencialidade e Limitações dos Novos Materiais de Reforço de Estruturas. In RILEM 57th Annual Week 2003. Seminário Novos Desenvolvimentos do Betão (Lisboa, Setembro 2003), LNEC.
- [29] MARREIROS, R. Degradação da Aderência Entre CFRP e Betão Armado Devida a Envelhecimento Acelerado. Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2005.
- [30] RICHARD, R. M., AND ABBOTT, B. J. Versatile Elasto-Plastic Stress-Strain Formula. Journal of Engineering Mechanics, ASCE 101, 4 (1975), 511–515.
- [31] AHMAD, S. H., AND SHAH, S. P. Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement. ACI Structural Journal 79, 6 (1982), 484–490.
- [32] CS-11. Concrete Core Testing for Strength, Report of a Concrete Society Working Party. The Concrete Society Technical Report N011, May 1976.
- [33] MATTHYS, S. Structural Behaviour and Design of Concrete Members Strengthened with Externally Bonded FRP Reinforcement. PhD thesis, Ghent University, Dep. of Structural Engineering, 2000.
- [34] SPOELSTRA, M. R., AND MONTI, G. FRP-Confined Concrete Model. *Journal of Composite for Construction, ASCE 3*, 3 (1999), 143–150.
- [35] SAAMAAN, M., MIRMIRAN, A., AND SHAHAWY, M. Model of Concrete Confined by Fiber Composites. *Journal of Structural Engineering, ASCE 124*, 9 (September 1998), 1025–1031.
- [36] SEIBLE, F., PRIESTLEY, M. J., H. G., AND INNAMORATO, D. Seismic Retrofit of RC Columns with Continuous Carbon Fiber Jackets. Journal of Composites for Construction 1 (May 1997).