

Aplicação de Laminados de Fibras de Carbono no Reforço de Pilares de Betão Armado

Débora R. S. M. Ferreira^{1,†}

*Instituto Politécnico de Bragança, Escola Superior de Tecnologia e de Gestão
Campus de Santa Apolónia, Apartado 134, P – 5301-857 Bragança, Portugal*

Joaquim O. Barros², Paulo B. Lourenço³

*Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil
Azurém, P – 4800-058 Guimarães, Portugal*

RESUMO

Um número elevado de edifícios de betão armado construídos até ao início da década de 80 foram projectados sem atender ao efeito das acções horizontais. Por este motivo, a ocorrência de acções sísmicas poderá introduzir nessas estruturas danos de intensidade elevada. Os pilares são os elementos que merecem especial atenção, dado que o seu colapso conduz, geralmente, à rotura global da estrutura.

Com o objectivo de desenvolver técnicas que permitam reforçar pilares, de maneira mais eficaz e mais económica que as técnicas convencionais, foi efectuado um conjunto de ensaios cíclicos envolvendo a aplicação de laminados de fibras de carbono no reforço à flexão dos referidos elementos estruturais. O reforço é constituído por laminados de fibras de carbono com $9.5 \times 1.5 \text{ mm}^2$ de secção transversal embutidos no betão de recobrimento recorrendo à utilização de ligantes epóxicos. Foram reforçados e ensaiados elementos de pilar intactos e elementos de pilar pré-danificados. Os resultados dos ensaios são apresentados e discutidos no presente trabalho.

1. INTRODUÇÃO

Na última década os sistemas convencionais de reforço para pilares têm vindo a ser substituídos por materiais compósitos de fibras de carbono e de vidro, dado o elevado valor apresentado pelas relações resistência/peso e rigidez/peso, a sua elevada resistência à corrosão e a sua maior leveza, durabilidade e facilidade de aplicação, Nanni (1993).

Na presente comunicação propõe-se um sistema de reforço para pilares com modos de rotura por flexão, constituído pela aplicação de tiras de laminados de fibras de carbono com secção transversal de $9.5 \times 1.5 \text{ mm}^2$. As séries de ensaios cíclicos efectuadas são constituídas por três conjuntos de dois pilares armados com varões longitudinais de 10, 12 e 16 mm de diâmetro, ver Figura 1. A série E1 é constituída por elementos de pilar sem reforço, a série E2 é constituída por elementos de pilar reforçados antes de serem ensaiados e a série E3 é

¹ Assistente de segundo triénio

[†] Autor para quem a correspondência deverá ser enviada (debora@ipb.pt)

² Professor Auxiliar

³ Professor Associado

constituída pelos elementos que foram ensaiados na série E1, e que, após reforço, voltaram a ser ensaiados.

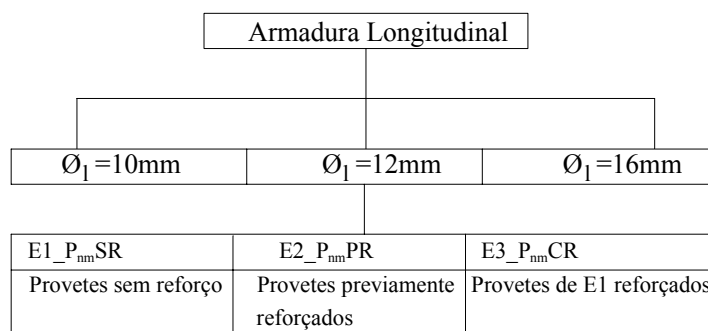


Figura 1 – Séries de ensaios cíclicos.

Aos elementos da série E2 atribuiu-se a designação $P_{nm}PR$ em que n representa o diâmetro, em mm, da armadura longitudinal (10, 12 e 16) e m pode ser a ou b (dado existirem dois elementos por cada percentagem de armadura longitudinal). O símbolo PR significa tratar-se de um elemento Pré-Reforçado. De forma similar, aos elementos de pilar da série E3 atribuiu-se a designação $P_{nm}CR$ em que CR significa tratar-se de um pilar que já tinha sido ensaiado sem reforço, e que, após a aplicação do reforço, voltou a ser ensaiado. Aos elementos de pilar da série E1 atribuiu-se a designação de $P_{nm}SR$ em que SR designa “Sem Reforço”.

2. REFORÇO DOS ELEMENTOS DE PILAR

2.1 Sistema de ensaio e equipamento

Na Figura 2 apresenta-se o esquema do sistema de ensaio. O provete constituído pelo pilar ligado monoliticamente à sapata é fixado ao bloco de fundação por intermédio de 4 varões roscados. O actuador de tracção/compressão que aplica a força horizontal tem capacidade máxima de carga de 100 kN. Na extremidade do pistão deste actuador foi fixada uma célula de carga de tracção/compressão de 250 kN de capacidade máxima de carga, com 0.05% de precisão, ver Figura 3. Entre a célula e a cabeça do pilar foi aplicado um sistema de rótula espacial, de forma a manter o ponto de aplicação da carga e evitar a introdução de esforços não desejados no actuador, ver Figura 3. Uma força de compressão aproximadamente constante de 150 kN foi aplicada ao elemento de pilar por intermédio de um actuador de 250 kN de capacidade máxima de carga, fixado ao bloco de fundação por meio de dois varões roscados Dywidag, ver Figura 4. Esta força, medida por intermédio de uma célula de carga de 500 kN de capacidade máxima de carga e 0.7% de precisão, introduz uma tensão de compressão no pilar de 3.75 MPa, Barros et al. (2000-a).

Para medir a deformabilidade do elemento de pilar foram dispostos transdutores de deslocamento de acordo com o esquema representado na Figura 5. Nesta figura também se assinala a posição dos extensómetros, aplicados nos laminados de fibras de carbono para medirem o estado de extensão. A Figura 6 inclui uma foto do sistema de ensaio. O carregamento é controlado por um transdutor de deslocamentos de 50 mm de campo, com 0.05% de precisão, aplicado ao nível do actuador que introduz a força horizontal no elemento de pilar (LVDT1, ver Figuras 5 e 6). A velocidade de deformação foi próxima de 9 mm por minuto. O ensaio foi controlado por um equipamento que tem vindo a ser desenvolvido para a Universidade do Minho nos últimos anos, Freitas et al. (1998).

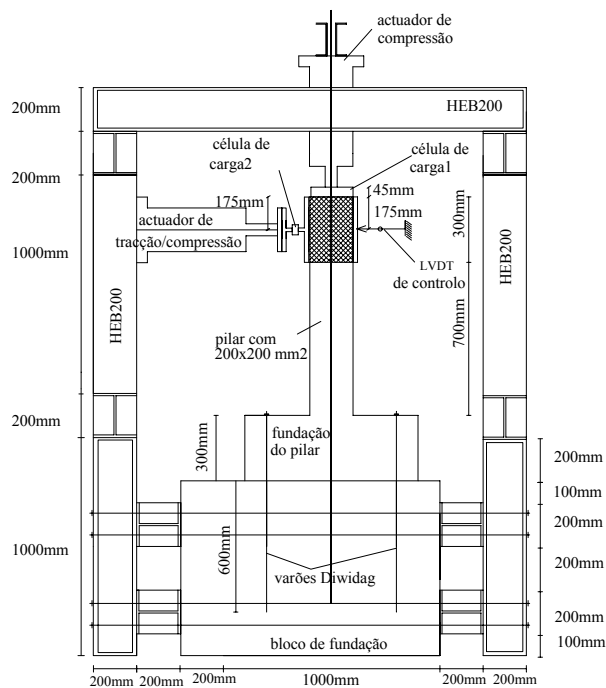


Figura 2 – Esquema do ensaio.

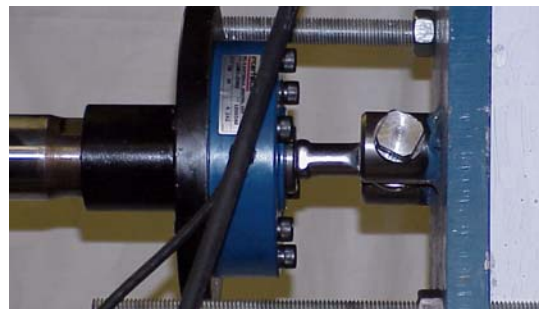


Figura 3 – Sistema rotulado aplicado entre o actuador e a cabeça do provete.

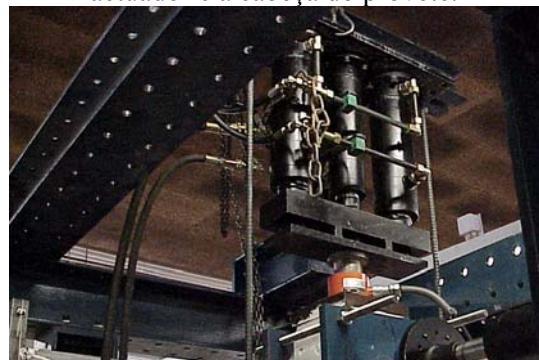


Figura 4 – Sistema de fixação do actuador que aplica a força de compressão no pilar.

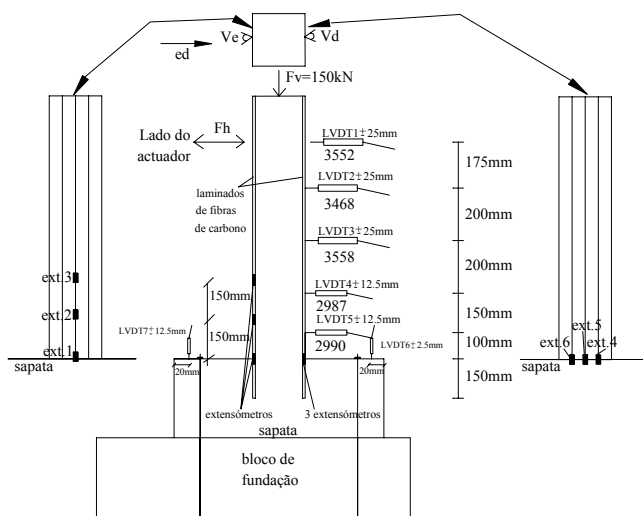


Figura 5 – Transdutores de deslocamentos e extensômetros aplicados.

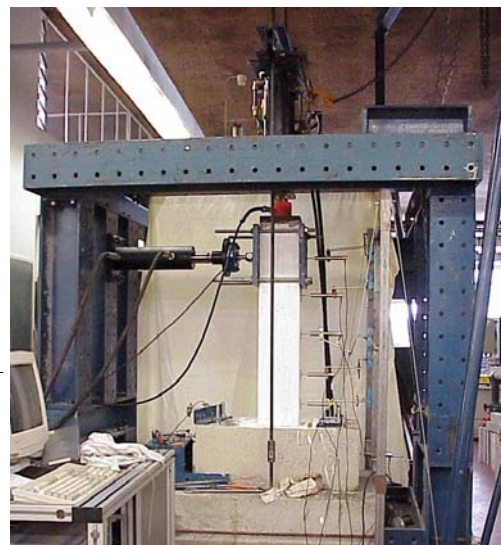


Figura 6 – Sistema de ensaio.

Recorrendo ao modelo desenvolvido por Cruz (1998) para elementos de viga, as simulações numéricas preliminares do comportamento dos pilares indicaram que, no momento da cedência das armaduras longitudinais, a flecha da cabeça do pilar deveria ser da ordem dos 5 mm, pelo que se adoptou o carregamento cíclico representada na Figura 7 para todos os ensaios experimentais. Desta forma, assegurou-se um deslocamento máximo no transdutor de controlo do ensaio próximo de 5 vezes o deslocamento estimado para a cedência do aço, por forma a introduzir danos significativos no betão da zona da rótula plástica.

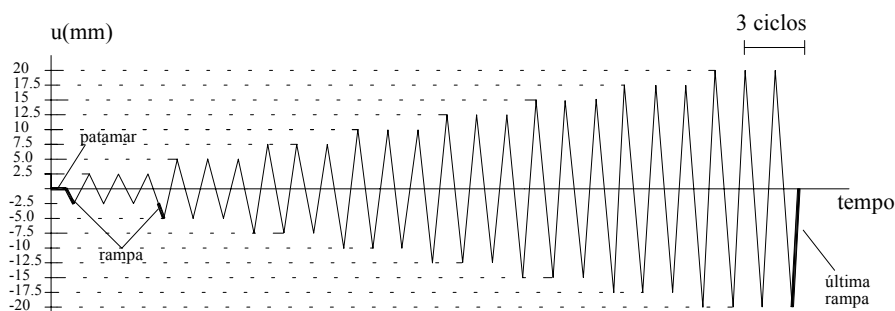


Figura 7 – Ciclos de carga aplicados nos ensaios.

2.2 Materiais

2.2.1 Betão

Dado que um dos objectivos principais do presente estudo é desenvolver e analisar sistemas de reforço, técnica e economicamente vantajosos para reforço de pilares de edifícios construídos nas décadas de 60 e 70, o betão dos provetes a ensaiar deve ser, o mais possível, semelhante ao empregue naquelas estruturas. Nessas décadas o betão utilizado na construção de edifícios era, geralmente, de classe B15 e B20 (15 e 20 MPa de resistência à compressão, respectivamente). O betão destas estruturas que não sofreu danos consideráveis poderá ter actualmente uma resistência substancialmente superior à sua resistência na altura da construção. Contudo, é provável que o betão destas estruturas apresente algum grau de deterioração, pelo que se decidiu utilizar um betão com resistência à compressão próxima dos 16 MPa aos 28 dias (C12/20), com a composição apresentada na Tabela 1.

Tabela 1 – Composição do betão dos elementos de pilar/sapata (kg/m³).

Cimento Secil 32.5 II	Brita 5-15	Areia (0-5)	Água
250.0	1196.5	797.5	151.5

A resistência à compressão foi aferida aos 28 dias e à data dos ensaios dos elementos de pilar, por intermédio de ensaios de compressão uniaxial sobre dois provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Em cada amassadura foram também preparados dois provetes prismáticos com dimensões de 850×100×100 mm³ para avaliar a resistência à tracção em flexão e o comportamento após a fendilhação do betão. Na Tabela 2 incluem-se os resultados obtidos aos 28 dias para o total de provetes.

Tabela 2 – Resistência do betão à compressão e à tracção em flexão, aos 28 dias.

Compressão	Flexão
Média = 16.66 MPa	Média = 2.62 MPa
Desvio padrão = 3.31 MPa	Desvio padrão = 0.48 MPa
Coefficiente de variação = 0.20	Coefficiente de variação = 0.18

2.2.2 Armaduras convencionais

Os elementos de pilar foram armados com varões de aço com propriedades mecânicas e geométricas semelhantes às dos varões utilizados nas décadas de 60 e 70 (Aço A24). Estes varões foram ensaiados numa prensa servo-controlada da marca Instron série 4400, seguindo as recomendações da norma NP EN 10002. Os resultados incluídos na Tabela 3 são a média dos obtidos com três provetes.

Tabela 3 – Propriedades das armaduras convencionais à tracção uniaxial.

Diâmetro do varão (mm)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	ϵ_{su} (mm/mm)	E_s (GPa)
6	352.4	352.8	0.23	203.7
10	323.3	456.5	0.17	217.0
12	364.8	518.8	0.20	229.7
16	361.6	475.0	0.13	226.9

2.2.3 Laminados de fibras de carbono

As tiras de laminado de fibras de carbono aplicadas no reforço dos pilares foram cedidas pela empresa S&P. Segundo o fabricante, este material compósito desenvolve um módulo de elasticidade da ordem dos 150 GPa e uma resistência à tracção próxima dos 1500 MPa, S&P (1998). Os valores das propriedades do material fornecido foram determinados por intermédio de ensaios de tracção uniaxial em provetes de 231 mm de comprimento, efectuados em prensa servo-controlada da marca Instron, série 4208. O módulo de elasticidade foi determinado por intermédio de um extensómetro (clip-gauge) fixado na parte central do provete, com um campo de leitura de 50 mm. O ensaio foi efectuado com uma velocidade de 1 mm por minuto. Os resultados obtidos estão incluídos na Tabela 4. Constata-se que o módulo de elasticidade e a tensão máxima obtidos são ligeiramente superiores aos valores indicados pelo fabricante.

Tabela 4 – Propriedades das tiras de laminado de fibras de carbono

Carga máxima (kN)	Tensão máxima (MPa)	Extensão à tensão máxima (mm/mm)	Tensão mínima de cedência (MPa)	Módulo de elasticidade* (GPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
22.74	1596	0.0265	1460	150.4	160.9
22.19	1550	0.0261	1424	145.9	156.5

* Módulo de elasticidade obtido entre dois pontos escolhidos previamente.

2.2.4 Argamassa epóxida

A resistência à compressão e à tracção em flexão da argamassa epóxida utilizada na fixação dos laminados ao betão do elemento de pilar foi avaliada efectuando ensaios de flexão e de compressão em provetes prismáticos com dimensões 160×40×40 mm³, às 48h e aos 28 dias, tendo-se seguido as recomendações da norma NP EN 196-1 de 1990, “*Método de ensaio de cimentos – determinação das resistências mecânicas*”. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Resistência à compressão e à tracção em flexão em provetes de argamassa epóxida.

	Resistência à compressão		Resistência à tracção em flexão	
	Às 48 horas	Aos 28 dias	Às 48 horas	Aos 28 dias
Média (MPa)	43.75	51.71	33.93	35.40
Desvio padrão (MPa)	2.14	0.47	0.57	1.70
Coef. Variação (%)	4.90	0.90	1.70	4.70

As propriedades de aderência da argamassa epóxida ao betão foi ainda avaliada colando, com um entalhe a meio vão de 25 mm de altura e 5 mm espessura, as duas partes dos provetes de betão com 850×100×100 mm³ ensaiados previamente para caracterizar o comportamento à tracção em flexão do betão dos pilares ensaiados. Após colados, os provetes voltaram a ser ensaiados, ver Figura 8, tendo-se obtido os resultados apresentados na Tabela

6, Barros et al. (2000-b). A idade da argamassa epóxida à data dos ensaios era de 12 dias. Da análise dos resultados obtidos constata-se um aumento da resistência à tracção em flexão após a colagem dos provetes com a argamassa epóxida. A superfície de fractura desenvolve-se no betão, próximo da interface com a argamassa epóxida, ver Figura 9. Contudo, esta superfície tem agora maior desenvolvimento, justificando o aumento da resistência à tracção em flexão.



Figura 8 – Ensaio de flexão dos provetes prismáticos colados com argamassa epóxida



Figura 9 – Zona fractura.

Tabela 6 – Resistência à tracção em flexão nos provetes colados com a argamassa epóxida.

Provete	Resistência à tracção em flexão (MPa)		
	Aos 28 dias	À data dos ensaios dos pilares	Prismas “colados”
P10aSR	2.19	2.96 (92 dias)	4.87 (121 dias)
P12bSR	2.34	3.25 (92 dias)	4.43 (114 dias)
P12bPR	2.81	3.80 (84 dias)	4.30 (93 dias)
NE	3.61	NQ	5.16 (86 dias)

NE – pilar não ensaiado; NQ – não quantificado.

Para determinar o módulo de elasticidade e a energia de fractura da argamassa epóxida foram efectuados ensaios de tracção em flexão. Para tal, prepararam-se cinco provetes prismáticos com dimensões de $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$. A meio vão do provete, na parte inferior fez-se um entalhe de 5 mm de largura por 20 mm de altura, em toda a largura do provete, ver Figura 10. O ensaio foi efectuado sob controlo de deslocamentos para uma idade de cinco dias. As Figura 11 a 13 ilustram as fases do ensaio da argamassa epóxida, Ferreira (2000).

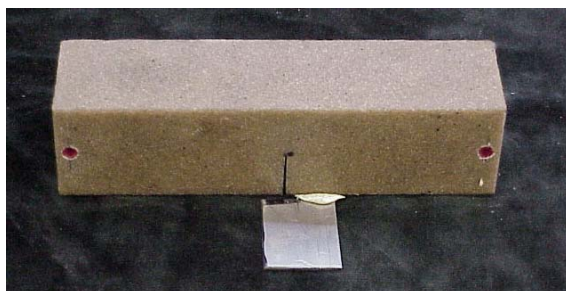


Figura 10 – Provete de argamassa epóxida.

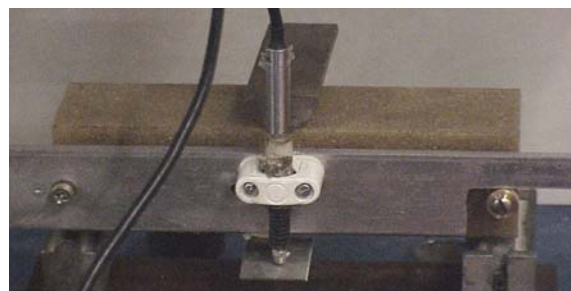


Figura 11 – Ensaio de flexão.

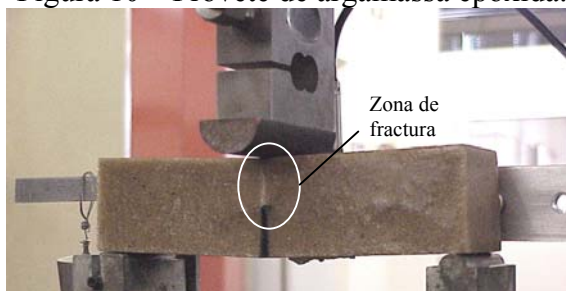


Figura 12 – Zona de fractura

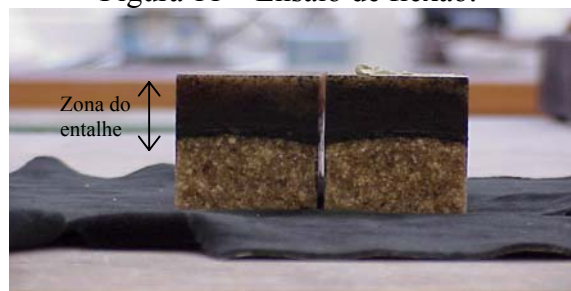


Figura 13 – Aspecto final do provete ensaiado

A relação típica tensão-flecha registada nos provetes de argamassa epóxida está representada na Figura 14. A energia de fractura média e o módulo de elasticidade médio dos cinco provetes ensaiados foi de $G_f=1530 \text{ Nm/m}^2$ e de $E_{cf}=5.0 \text{ GPa}$, respectivamente.

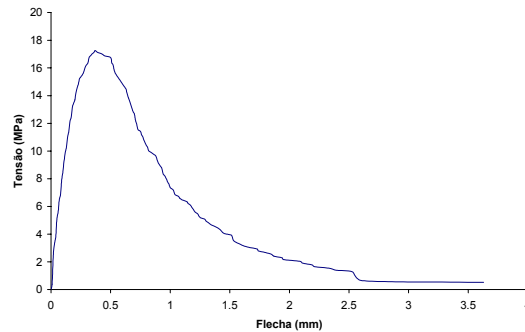


Figura 14 – Relação típica tensão-flecha dos provetes de argamassa epóxida.

2.3 Procedimentos de reforço

A técnica de reforço adoptada, que se admite adequada para pilares com rotura por flexão, está representada nas Figuras 15 e 16. O reforço é basicamente constituído por três laminados de fibras de carbono introduzidos em ranhuras efectuadas no betão de recobrimento. Os laminados são fixados ao betão por intermédio de uma resina epóxida introduzida nessas ranhuras.

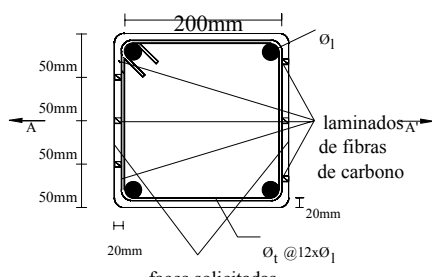


Figura 15 – Secção transversal dos elementos de pilar.

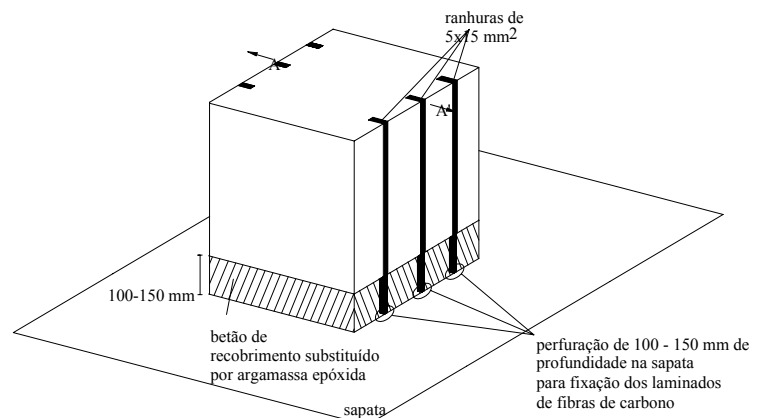


Figura 16 – Reforço dos elementos de pilar.

O betão de recobrimento do elemento de pilar, na zona da rótula plástica, foi removido, ver Figura 16. Em seguida foram efectuadas ranhuras de 5 mm de largura por 15 mm de profundidade em toda a altura do pilar, para alojar as tiras de laminado de fibras de carbono, ver Figura 17. Na sapata, no alinhamento das ranhuras, foram efectuadas perfurações com aproximadamente 100 mm de comprimento, de forma a fixar os laminados à sapata, ver Figura 18. Antes de serem aplicados os laminados, as ranhuras e os furos foram limpos, utilizando-se escovas de aço e ar comprimido, ver Figura 19. As ranhuras foram preenchidas com um composto constituído por duas partes de resina epóxida e uma de endurecedor, sendo as tiras de laminado inseridas de seguida, ver Figura 20. Por fim, a zona da rótula plástica e as perfurações na sapata foram preenchidas com uma argamassa epóxida constituída por uma parte (em peso) de um composto epóxido e três partes (em peso) de areia fina previamente lavada e seca, ver Figura 21, Barros et al. (2000-b). O composto epóxido era constituído por duas partes de resina epóxida e uma parte de endurecedor.



Figura 17 - Abertura das ranhuras.



Figura 18 - Abertura dos furos de fixação dos laminados à sapata.



Figura 19 - Limpeza dos furos de fixação dos laminados à sapata.



Figura 20 - Fixação dos laminados a um elemento de pilar.



Figura 21 - Aplicação da argamassa epóxida nos furos de fixação dos laminados à sapata.

3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

3.1 Relação entre a força horizontal e os deslocamentos

A força máxima de compressão e de tracção nos ensaios efectuados encontra-se nas Tabelas 7 e 8. Nestas tabelas a idade dos elementos de pilar encontra-se entre parêntesis. Quando o actuador avança no sentido *ed* (ver Figura 5) a célula de carga regista uma força de compressão, e a face do elemento de pilar, virada para o actuador, fica traccionada. O conceito de força de tracção depende-se por analogia com a anterior definição.

Tabela 7 – Forças máximas (kN) registadas nos ensaios da série E2.

	Série E2					
	P10aPR (111 dias)	P10bPR (113 dias)	P12aPR (110 dias)	P12bPR (115 dias)	P16aPR (136 dias)	P16bPR (113 dias)
Tracção	37.14	40.63	44.13	39.81	43.45	43.29
Compressão	-38.54	-37.96	-43.66	-36.64	-39.88	-40.38

Tabela 8 – Forças máximas (kN) registadas nos ensaios das séries E1 e E3.

	Pilar diâmetro	P10a φ10	P10b φ10	P12a φ12	P12b φ12	P16a φ16	P16b φ16
Tracção	E1 (kN)	16.67 (86d*)	21.78 (85d)	26.35 (85d)	29.31 (85d)	30.52 (82d)	35.23 (79d)
	E3 (kN)	37.96 (146d)	41.38 (130d)	34.11 (150d)	45.54 (154d)	23.13 (155d)	29.97 (13d)
	Variação(%)	127.7	89.99	29.45	55.37	-24.41	-14.93
Compressão	E1 (kN)	-19.76 (86d)	-24.07 (85d)	-30.52 (85d)	-32.27 (85d)	-27.29 (82d)	-35.09 (79d)
	E3 (kN)	-34.11 (146d)	-43.1 (130d)	-37.03 (150d)	-41.58 (154d)	-28.25 (152d)	-31.53 (79d)
	Variação(%)	72.62	79.06	21.33	28.85	3.52	-10.15

Nota: d = dias

Na série E3, excepto nos pilares armados com varões $\phi 16$, registou-se um aumento significativo na força máxima de tracção e de compressão. Este aumento é maior nos pilares reforçados com menor percentagem de armadura convencional. O decréscimo da capacidade de carga ocorrido nos pilares *P16aCR* e *P16bCR* é analisado na secção 3.3. Se os valores registados nos pilares da série E1, pilares não reforçados, forem tomados como base de referência, verifica-se um aumento significativo da capacidade de carga nos pilares da série E2. O aumento é também mais significativo nos pilares com menor percentagem de armadura convencional. Se não se considerarem os pilares *P16aCR* e *P16bCR* verifica-se que o aumento proporcionado pelo reforço dos laminados é aproximadamente igual para o caso dos pilares pré-reforçados (série E2) e pós-reforçados (série E3). A título de exemplo, apresenta-se nas Figuras 22 e 23 a relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo do ensaio (LVDT1 – ver Figura 5) referente aos pilares armados com $\phi 10$ e $\phi 12$, com e sem reforço dos laminados.

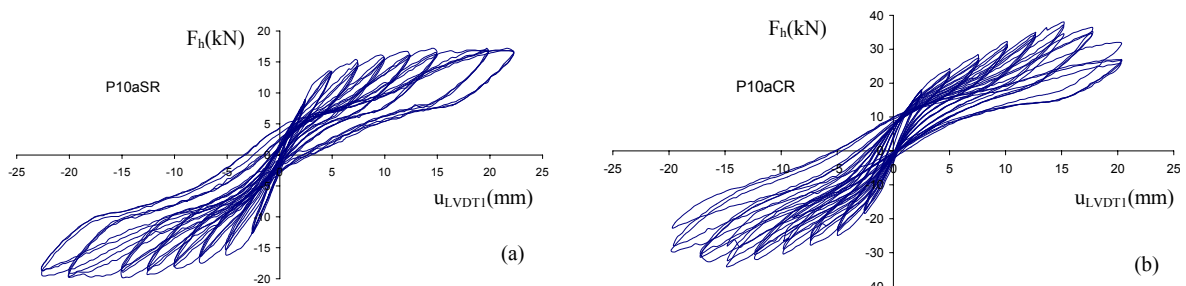


Figura 22 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo nos elementos de pilar (a) *P10aSR* e (b) *P10aCR*.

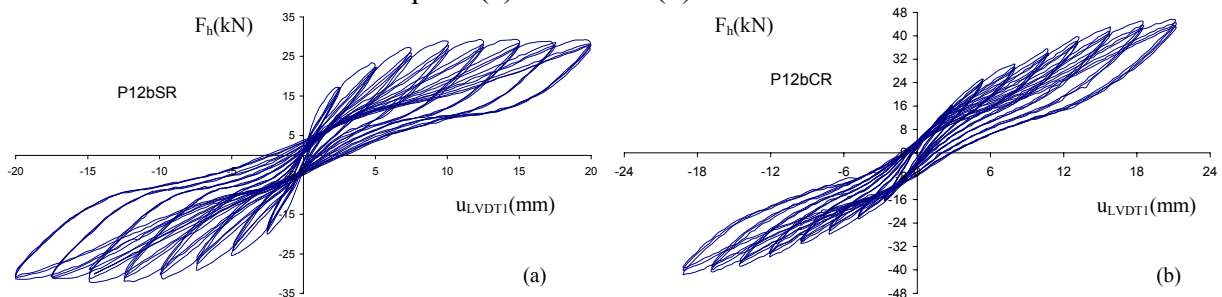


Figura 23 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo nos elementos de pilar (a) *P12bSR* e (b) *P12bCR*.

A relação entre os valores máximos das forças alcançadas nos ciclos de carga e os respectivos deslocamentos registados no transdutor de controlo nos elementos de pilar *P10aSR* e *P10aCR*, está representada na Figura 24 e a mesma relação para os elementos de pilar *P12bSR* e *P12bCR* está ilustrada na Figura 25. Nos pilares com $\phi 10$ o aumento proporcionado pelo reforço manifesta-se antes da cedência da armadura, enquanto que nos pilares com $\phi 12$ o aumento só é significativo após a cedência das armaduras.

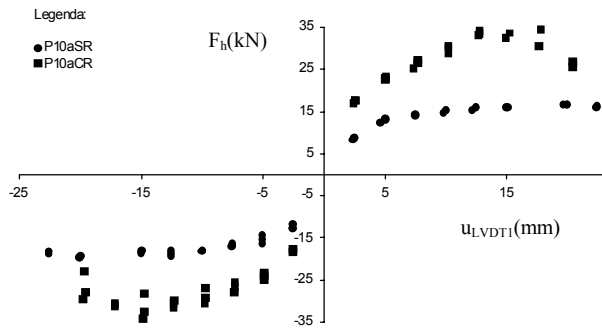


Figura 24 – Relação entre a força máxima e o deslocamento nos carregamentos cíclicos do elemento de pilar *P10a*.

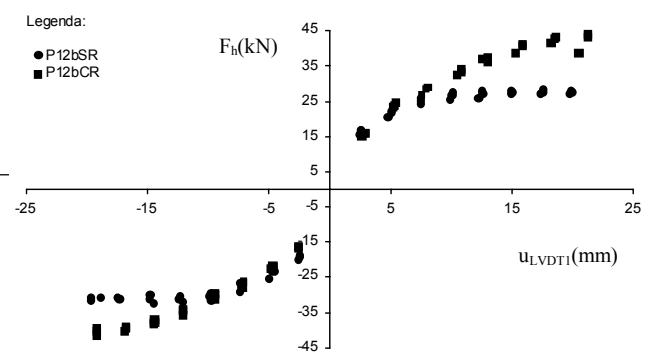


Figura 25 – Relação entre a força máxima e o deslocamento nos carregamentos cíclicos do elemento de pilar *P12b*.

3.2 Relação entre a força horizontal e as extensões nos laminados

Em praticamente todos os ensaios, alguns dos laminados alcançaram a sua tensão de rotura, conforme demonstra a Figura 26. Esta figura ilustra a relação entre a força horizontal máxima registada nos carregamentos cíclicos e a extensão no extensómetro colocado na base do pilar *P10aCR* (ext. 5 - ver Figura 5). Nos restantes elementos de pilar foram registadas relações similares nos extensómetros dispostos próximos da secção de rotura. Verifica-se que, em tracção, os laminados alcançam uma extensão próxima de 1%, que corresponde a uma tensão entre 1500 a 1600 MPa, da ordem da tensão de rotura obtida nos ensaios de tracção uniaxial. As extensões de compressão são da ordem da metade das extensões em tracção, facto este motivado pela contribuição do betão comprimido envolvente.

Nos laminados e tecidos colados nas faces de peças de betão ocorrem, geralmente, roturas frágeis e violentas, Juvandes (1999). Dado que os laminados foram inseridos nas ranhuras efectuadas nos elementos de pilar, a descolagem violenta dos laminados foi impedida, o que representa uma melhoria significativa na aplicação do compósito. A cedência dos laminados foi acompanhada por sinais sonoros de rotura das fibras e por quebra de capacidade de carga do elemento de pilar.

3.3 Padrão de fendilhação observado

A Figura 27 ilustra a designação das faces do pilar. A título de exemplo, na Figura 28, representa-se o padrão de fendilhação registado nas faces dos pilares *P10aSR* e *P10aCR*.

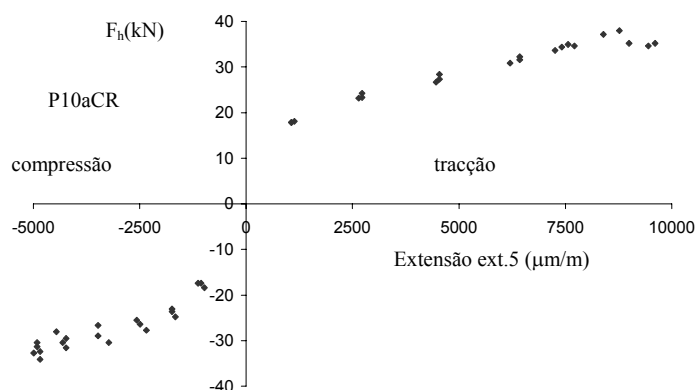


Figura 26 - Relação entre a força máxima e a extensão no extensómetro ext.5 (ver Figura 5) nos carregamentos cíclicos, no elemento de pilar *P10aCR*.

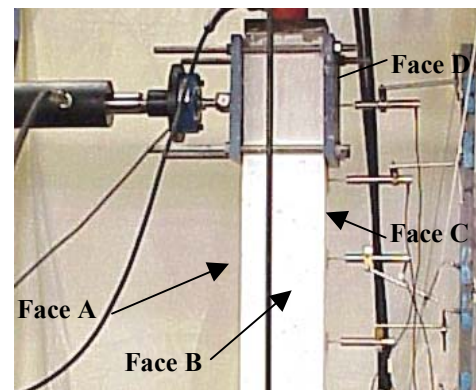


Figura 27 – Designação das faces do pilar.

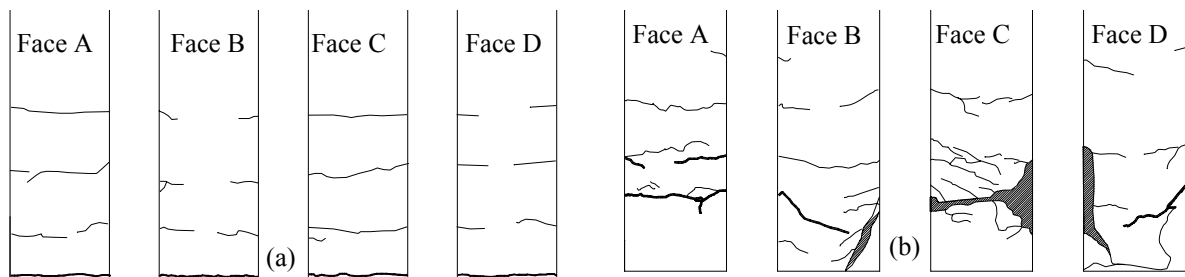


Figura 28 – Padrão de fendilhação registado no pilar P10aSR (a) e P10aCR (b). Um traço mais grosso indica fenda com maior abertura e a zona tracejada representa betão muito danificado.

Constata-se que no pilar não reforçado a secção de rotura ocorre na base do pilar, enquanto no pilar reforçado desenvolve-se maior número de fendas e a rotura localiza-se aproximadamente a 150 mm acima da base do pilar. Este padrão de fendilhação foi característico dos pilares reforçados em que se registou um aumento da sua capacidade de carga.

Na Tabela 8 verificou-se que nos pilares *P16aCR* e *P16bCR* se registou um decréscimo da capacidade de carga com a aplicação dos laminados de fibras de carbono. Durante o processo de reforço do pilar *P16aCR* fendas, com considerável abertura, não foram seladas. Além disto, a argamassa epóxida apresentou dificuldades de endurecimento, provavelmente motivadas por a temperatura do adesivo poder ter excedido a temperatura crítica, Juvandes (1999), tendo mesmo surgido uma fenda nessa argamassa (ver Figura 29a). Por este motivo, durante o ensaio do pilar *P16aCR* a fractura localizou-se na fenda de maior abertura (ver Figura 29b), conduzindo a um acréscimo de tensão nos laminados, nessa secção, e à rotura precoce destes.

No pilar *P16bCR* a argamassa epóxida também apresentou problemas de endurecimento, pelo que, durante o ensaio, a argamassa de enchimento dos furos de fixação dos laminados à sapata, foi perdendo aderência ao betão, ver Figura 30, resultando num reforço ineficaz.

Estas observações revelam a necessidade de selagem das fendas existentes e do controlo rigoroso da qualidade dos materiais utilizados no reforço.

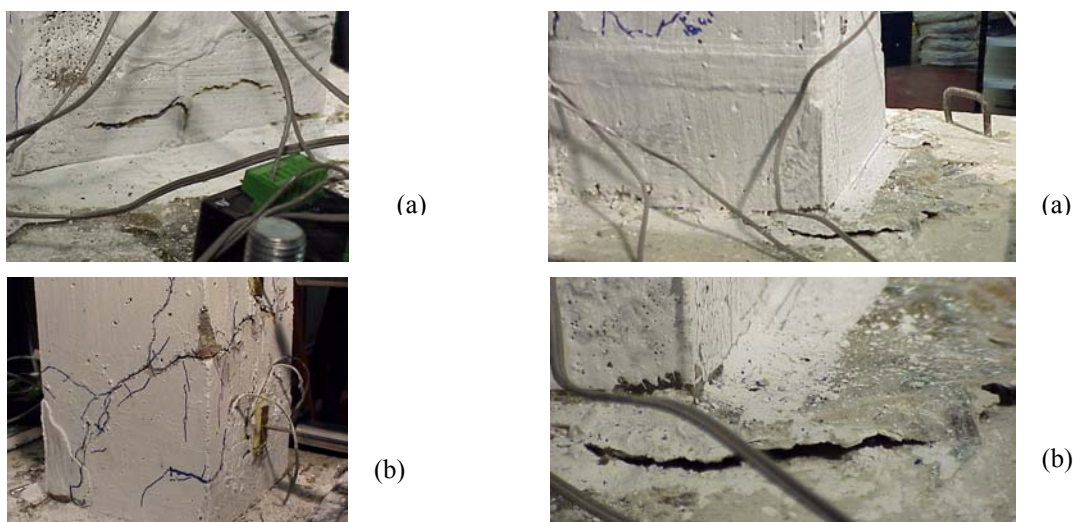


Figura 29 – Deficiências no reforço do pilar P16aCR. Figura 30 – Deficiências no reforço do pilar P16bCR.

4. CONCLUSÕES

Se as fendas forem devidamente seladas com um composto epóxido, se as operações de reforço forem devidamente executadas e se houver um controlo de qualidade dos materiais de

reforço, a capacidade de carga de pilares, com rotura por flexão, pode aumentar significativamente, mesmo em pilares com danos elevados, por aplicação da técnica de reforço proposta no presente trabalho. Desde que as zonas de dano sejam devidamente tratadas, este aumento é similar em pilares danificados e intactos. Nos elementos de pilar ensaiados no presente trabalho constatou-se que este aumento foi mais significativo nos pilares com menor percentagem de armadura longitudinal. Tal deve-se ao facto de a zona de rotura dos pilares reforçados, com a menor percentagem de armadura longitudinal, ter sido substituída por uma argamassa epóxida de elevada resistência à compressão e à tracção. Com o aumento da percentagem de armadura longitudinal, a fendilhação distribuiu-se num comprimento maior, pelo que passaram a existir fendas fora da zona reforçada. Dado não se ter procedido à selagem das fendas aquando da aplicação dos laminados, ocorreram concentrações de tensões nos laminados que atravessavam essas fendas, levando à sua rotura precoce. Estes factos devem estar na base do aumento médio de 92% da capacidade de carga última registado nos pilares reforçados com a menor percentagem de armadura longitudinal, e de somente 34% nos pilares reforçados com a percentagem intermédia. Assim, em pilares fendilhados, a presente técnica parece só ser eficaz se as fendas forem devidamente seladas.

Em termos de viabilidade económica, a técnica de reforço que se propõe exige o desenvolvimento de equipamento que permita a execução das ranhuras com a profundidade desejada e com o alinhamento pré-estabelecido, e que assegure o preenchimento homogéneo das ranhuras para selagem dos laminados. Estes equipamentos deverão ser de simples manuseio, de forma a que o tempo de execução dos procedimentos de reforço não questione a viabilidade da sua aplicação.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores do presente trabalho agradecem a colaboração prestada pelas empresas: Biu Internacional (Eng.º Erik Ulrix), Nordesfer (Eng.º Mendes Marques), Ferseque (Eng.ºs Hélio Igrejas e Hugo Mota), Casais (Eng.ºs Emanuel Martins e António Carlos), Secil (Eng.ª Raquel Figueira), Solusel (Eng.º Fernandes), VSL e UBI (Prof. João Paulo e Eng.º Jorge Andrade).

6. REFERÊNCIAS

Barros, J.A.O., Ferreira, D.R.S.M., Lourenço, P.B., “Pilares de betão armado reforçados com laminados de fibras de carbono”, REPAR 2000, Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas, LNEC, pp. 547-556, 14-17 Julho, 2000-a.

Barros, J.A.O., Ferreira, D.R.S.M., Lourenço, P.B., “Comportamento de pilares de betão armado reforçados com laminados de fibras de carbono”, Encontro Nacional de Betão Estrutural 2000, FEUP, pp. 393-402, 22-24 Novembro, 2000-b.

Barros, J.A.O., Cruz, J.S., “Fracture energy of steel fibre reinforced concrete”, *Journal of Mechanics of Composite Materials and Structures*, Vol. 8, No. 1, pp. 29-45, Jan-Mar 2001.

Cruz, J.M.S., “Comportamento de Estruturas Porticadas de Betão Armado Sujeitas à Acção Cíclica”, Tese de Mestrado, FEUP, 1998.

Ferreira, D.R.S.M., “Pilares de betão armado reforçados com laminados de fibras de carbono”, Tese de Mestrado, UM, 2001.

Freitas, F., Barros, J.A.O., Fonseca, P., “Manual do sistema de ensaio de estruturas-SENTUR”, Dep. de Eng.ª Civil, Escola da Universidade do Minho, 40 pp, Setembro de 1998.

Juvandes, L.F.P., “Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão Armado usando Materiais Compósitos de CFRP”, Tese de Doutoramento, FEUP, 1999.

Nanni A., “Fiber reinforced plastic (FRP) reinforcement for concrete structures: properties and applications”, Elsevier Science Pub., Vol. 42, Amsterdam, 450 pp, 1993.

Publicações técnico/comercial da S&P, 30 pp, 1998.