

COMPORTAMENTO DE PILARES DE BETÃO ARMADO REFORÇADOS COM LAMINADOS DE FIBRAS DE CARBONO



Joaquim Barros
Prof. Auxiliar
DEC-UM



Débora Ferreira
Assistente 1º Triénio
ESTIG-IPB



Paulo Lourenço
Prof. Associado
DEC-UM

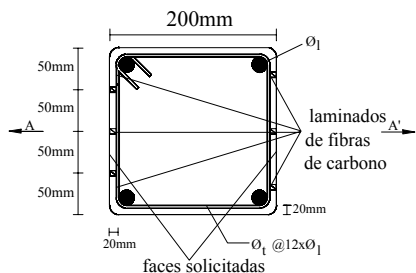
SUMÁRIO

Os resultados obtidos em ensaios cíclicos com elementos de pilar de betão armado pré- e pós-reforçados com laminados de fibras de carbono são apresentados e analisados no presente trabalho. Verificou-se que, desde que as operações de reforço sejam devidamente efectuadas e a qualidade dos materiais aplicados seja assegurada, os laminados permitem aumentar significativamente a capacidade de carga de pilares de betão armado danificados.

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho insere-se num programa de investigação de desenvolvimento e caracterização de técnicas de reforço de pilares utilizando laminados e tecidos de fibras de carbono. Num trabalho anterior [1] os sistemas de reforço que se pretendem estudar foram apresentados, os procedimentos e o equipamento utilizados nos ensaios foram descritos, os materiais aplicados nos elementos de pilar foram caracterizados e os resultados preliminares foram divulgados e comentados. No referido trabalho foi ainda proposta uma técnica para reforço de pilares com rotura por flexão, que foi seguida na campanha de ensaios do presente trabalho, pelo que este é basicamente constituído pelos resultados obtidos nas séries designadas por E3 e E5, nesse trabalho prévio. Cada uma destas séries é constituída por três conjuntos de dois pilares, armados com varões longitudinais de 10, 12 e 16 mm de diâmetro (ver Figura 1). O reforço é basicamente constituído por três laminados de fibras de carbono de $10 \times 1 \text{ mm}^2$ de secção, embutidos no betão de recobrimento das faces do elemento de pilar ortogonais ao plano de actuação do carregamento cíclico aplicado (ver Figuras 1 e 2). A série E3 é constituída por elementos de pilar reforçados antes de serem ensaiados e a série E5 é constituída pelos

elementos não reforçados que tinham sido ensaiados na série E2 [1], e que após o seu reforço com os referidos laminados, voltaram a ser ensaiados. Todos os elementos de pilar foram submetidos ao carregamento cíclico descrito em [1].



AA': plano de actuação do carregamento cíclico

$$\phi_1 = 10, 12, 16 \text{ mm} ; \phi_1 @ 12 \times \phi_1$$

Figura 1 - Secção transversal dos elementos de pilar.

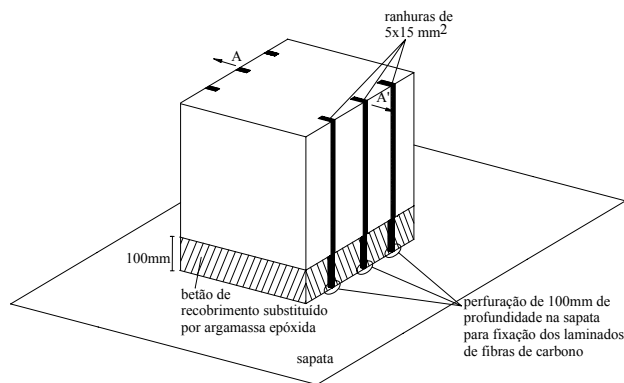


Figura 2 - Reforço dos elementos de pilar.

Aos elementos de pilar da série E3 atribuiu-se a mnemónica *PnmPR* em que *n* designa o diâmetro, em mm, da armadura longitudinal (10, 12 ou 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 E5 atribuiu-se a mnemónica *PnmCR* em que *n* e *m* têm o significado definido anteriormente e *CR* designa tratar-se de um pilar ensaiado sem reforço e que, após a aplicação do reforço, voltou a ser ensaiado. Aos elementos de pilar da série E2 atribuiu-se a designação de *PnmSR* em que *SR* designa “sem reforço”.

2. REFORÇO DOS ELEMENTOS DE PILAR

2.1 Procedimentos de reforço e materiais utilizados

Na Figura 2 representa-se esquematicamente a técnica de reforço adoptada nas séries de elementos de pilar ensaiados no âmbito do presente trabalho, julgada apropriada para pilares com rotura por flexão. Na zona da rótula plástica, com comprimento próximo dos 100 mm, o betão de recobrimento foi removido. Em seguida foram efectuadas ranhuras de 5 mm de largura por 15 mm de profundidade em toda a altura do pilar, para alojamento das tiras de laminado de fibras de carbono (Figura 3). Na sapata, no alinhamento das ranhuras, foram efectuadas perfurações com aproximadamente 100 mm de comprimento para fixação dos laminados à sapata (Figura 4). Antes de se aplicar os laminados, as ranhuras e os furos foram limpos utilizando-se escovas de aço e ar comprimido (Figura 5). As ranhuras foram preenchidas com um composto constituído por duas partes de resina epóxida e uma de endurecedor [2], sendo de seguida inseridas as tiras de laminado (Figura 6). 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 epóxico e três partes (em peso) de areia fina previamente lavada e seca (Figura 7). O composto epóxico era constituído por duas partes de resina epóxida e uma parte de endurecedor.



Figura 3 - Abertura das ranhuras.



Figura 4 - Abertura dos buracos de fixação dos laminados à sapata.



Figura 5 - Limpeza dos buracos de fixação dos laminados à sapata.



Figura 6 - Fixação dos laminados a um elemento de pilar.



Figura 7 - Aplicação da argamassa epóxida nos buracos de fixação dos laminados à sapata.

A resistência à tracção em flexão e a resistência à compressão da argamassa epóxida foi avaliada efectuando ensaios de flexão e de compressão em prismas de $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$, às 48h horas e aos 28 dias, tendo-se seguido as recomendações da norma NPEN 196-1 de 1990 [3]. Os resultados obtidos nas argamassas epóxidas estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Resistência à compressão e à tracção em flexão em provetes de argamassa epóxida.

	Resistência à compressão		Resistência à tracção em flexão	
	As 48 horas	Aos 28 dias	As 48 horas	Aos 28 dias
Média (MPa)	43.75	51.71	33.93	35.4
Desvio padrão (MPa)	2.14	0.47	0.57	1.7
Coef. Variação (%)	4.9	0.9	1.7	4.7

As propriedades de aderência da argamassa epóxida ao betão foi ainda avaliada colando-se as duas partes de provetes de $850 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$, com entalhe a meio vão de 25 mm de altura e 5 mm de espessura, ensaiados previamente para caracterizar o comportamento à tracção em flexão do betão dos pilares ensaiados. Após colados, os provetes voltaram a ser ensaios, tendo-se obtido os resultados apresentados na Tabela 2. 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. Este aumento está associado à maior resistência à tracção da argamassa epóxida, levando a superfície de fractura a ter maior desenvolvimento e a ocorrer pelo betão, próximo da interface entre o betão e a argamassa epóxida (Figura 8).

Tabela 2 – 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)
Pilar*	3.61	NQ	5.16 (86 dias)

* – pilar não ensaiado; NQ – não quantificado.

Nos pilares *P10bCR*, *P12bCR* e *P16bCR* da série E5, o estribo mais próximo da sapata tinha um recobrimento menor que o necessário à colocação dos laminados, consequência de deficiente posicionamento da armadura deste pilares durante a fase da sua betonagem, pelo que foi necessário cortar este estribo de forma a possibilitar o devido posicionamento dos laminados. O reforço proporcionado pelos estribos foi garantido pela aplicação de duas faixas de tecido de fibras de carbono 240, com 25 mm de largura e empalme de 150 mm (Figura 9). A área da secção do tecido foi determinada igualando a força que um ramo de estribo garante no início da cedência do seu aço, à força suportada pelo tecido na sua rotura.



Figura 8 – Provetes colados com argamassa epóxida



Figura 9 – Aplicação de faixa de tecido de fibras de carbono na substituição de estribos cortados.

3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os elementos de pilar das séries E3 e E5 foram ensaiados segundo o carregamento cíclico descrito em outro trabalho [1]. Durante os ensaios foram registados a força horizontal (F_h) aplicada na cabeça do elemento de pilar e os correspondentes deslocamentos e extensões, medidos nos transdutores (LVDTs) e nos extensómetros (ext.) representados na Figura 10. A força vertical (F_v) aplicada ao pilar foi também registada, tendo-se constatado que foi possível aplicar uma carga aproximadamente constante de 150 kN, responsável pela introdução de uma tensão de compressão no betão de 3.75 MPa.

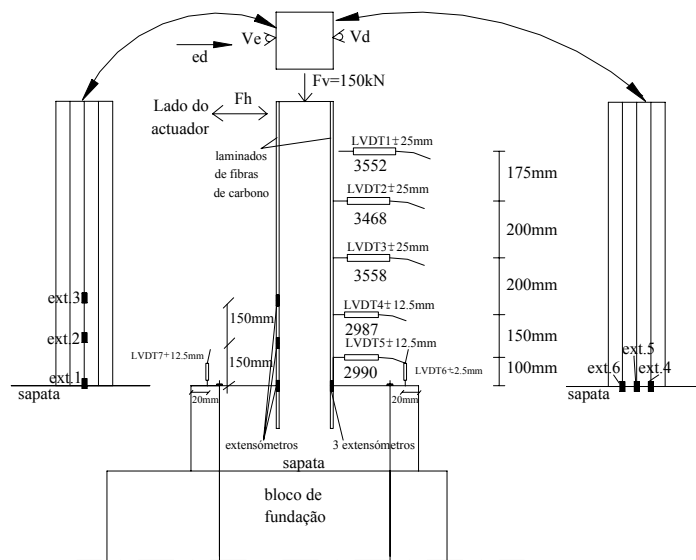


Figura 10 - Transdutores de deslocamentos e extensómetros aplicados.

A resistência à tracção em flexão e a resistência à compressão do betão dos elementos de pilar foram obtidos por intermédio de ensaios de flexão sob três pontos de carga [4] e prismas de $850 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$ com 800 mm de vão, e em cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, respectivamente. Os resultados aos 28 dias e à data dos ensaios dos elementos de pilar estão incluídos na Tabela 3. A idade do betão à data dos ensaios dos elementos de pilar está apresentada nas Tabelas 4 e 5.

Tabela 3 – Resistência à tracção em flexão e à compressão do betão dos elementos de pilar.

		Aos 28 dias		À data de ensaio dos pilares	
		E2 (PnmSR)	E3 (PnmPR)	E5 (PnmCR)	E3 (PnmPR)
Compressão	Média (MPa)	15.20	17.74	19.40	21.43
	Desvio Padrão (MPa)	2.84	3.24	2.78	2.31
	Coefficiente de variação (%)	19	18	14	11
Tracção	Média (MPa)	2.58	2.74	2.92	3.65
	Desvio Padrão (MPa)	0.55	0.45	0.37	0.30
	Coefficiente de variação (%)	21	16	13	8

A força máxima de compressão e de tracção nos ensaios efectuados encontram-se nas Tabelas 4 e 5. Nestas tabelas a idade dos elementos de pilar encontram-se entre parêntesis. A força de compressão é a lida na célula de carga quando o actuador avança no sentido *ed* (ver Figura 10), ficando a célula de carga comprimida e a face do elemento de pilar virada para o actuador fica traccionada. O conceito de força de tracção depreende-se por analogia com a anterior definição.

Tabela 4 – Forças máximas (kN) registadas nos ensaios da série E3.

	Série E3					
	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 5 – Forças máximas (kN) registadas nos ensaios das séries E2 e E5.

	Pilar diâmetro	P10a φ10	P10b φ10	P12a φ12	P12b φ12	P16a φ16	P16b φ16
Tracção	E2 (kN)	16.67 (86d*)	21.78 (85d)	26.35 (85d)	29.31 (85d)	30.52 (82d)	35.23 (79d)
	E5 (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	E2 (kN)	-19.76 (86d)	-24.07 (85d)	-30.52 (85d)	-32.27 (85d)	-27.29 (82d)	-35.09 (79d)
	E5 (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

* d=dias

Na série E5, excepto nos pilares armados com varões φ16, nos restantes 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 4. Se se tomar como base de referência os valores registados nos pilares da série E2 [1] (pilares não reforçados), verifica-se um aumento significativo da capacidade de carga nos pilares da série E3. 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 E3) e pós-reforçados (série E5). A título de exemplo apresenta-se nas Figuras 11 e 12 a relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo do ensaio (LVDT1 – ver Figura 10) para os pilares armados com φ10 e φ12, com e sem reforço dos laminados.

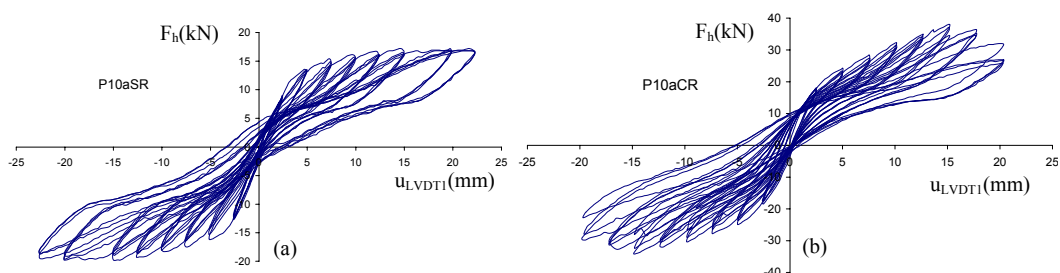


Figura 11 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo nos elementos de pilar *P10aSR* (a) e *P10aCR* (b).

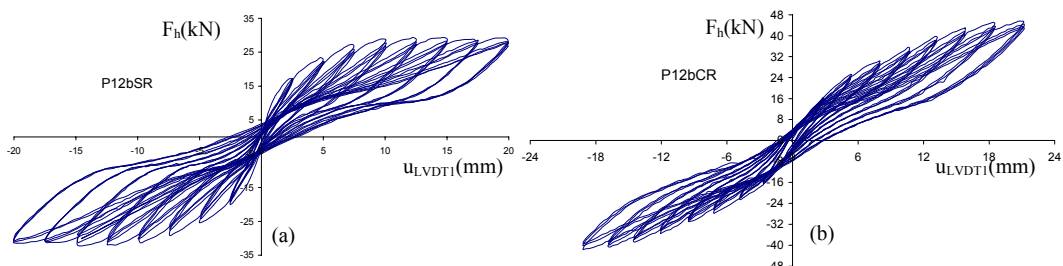


Figura 12 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo nos elementos de pilar *P12bSR* (a) e *P12bCR* (b).

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 13 e nos elementos de pilar *P12bSR* e *P12bCR* está ilustrada na Figura 14. Nos pilares $\phi 10$ o aumento proporcionado pelo reforço manifesta-se antes da cedência da armadura, enquanto nos pilares $\phi 12$ o aumento só é significativo após a cedência das armaduras.

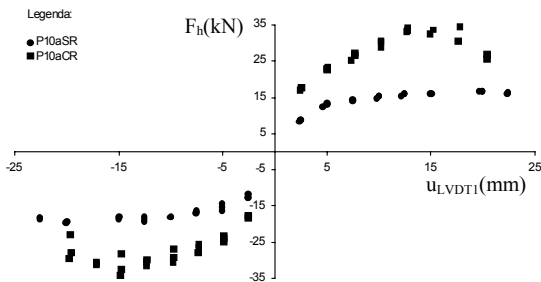


Figura 13 – Relação entre a força máxima e o deslocamento nos carregamentos cíclicos do elemento de pilar *P10a*.

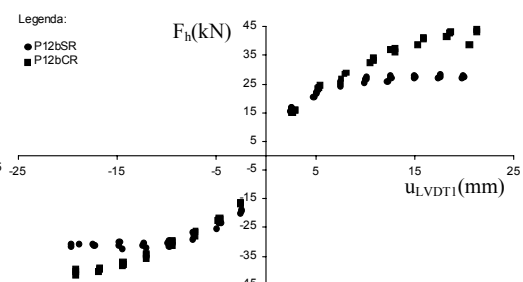


Figura 14 – Relação entre a força máxima e o deslocamento nos carregamentos cíclicos do elemento de pilar *P12b*.

Em praticamente todos os ensaios, alguns dos laminados alcançaram a sua tensão de rotura (próximo dos 1500 MPa), conforme se pode constatar analisando, na Figura 15, a título de exemplo, a relação entre a força horizontal máxima registada nos carregamentos cíclicos e a respectiva extensão, obtida no extensómetro colocado na base do pilar *P10aCR* (ext.5 – ver Figura 10). 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 dos 1%, que corresponde a uma tensão entre 1500 a 1600 MPa, da ordem da tensão de rotura obtida nos ensaios de tracção uniaxial [1]. As extensões de compressão são da ordem da metade das extensões em tracção, facto este motivado pela contribuição do betão comprimido envolvente. A existência de uma interface dúctil entre o laminado e o betão envolvente, constituída pelo composto epóxico, pode ter promovido o desenvolvimento de micro-encurvaduras nos laminados, contribuindo também para esta diferença tão significativa nas extensões dos laminados em tracção e em compressão.

Em vez das roturas frágeis e violentas que ocorrem nos laminados e tecidos colados nas faces de peças de betão [5], nos laminados inseridos nas ranhuras dos elementos de pilar ensaiados, a sua rotura processou-se no interior das ranhuras, pelo que a descolagem violenta dos laminados foi impedida. A cedência dos laminados foi acompanhada por sinais sonoros de rotura das fibras e por quebra de capacidade de carga do elemento de pilar.

A título de exemplo, na Figura 17, representa-se o padrão de fendilhação registado nas faces dos pilares P10aSR e P10aCR. A figura 16 ilustra a designação das faces.

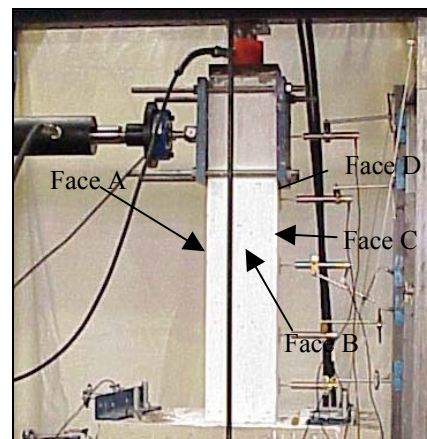
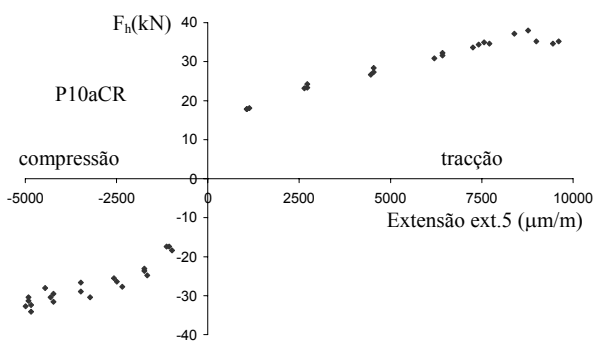


Figura 15 - Relação entre a força máxima e a extensão no extensómetro ext.5 (ver Figura 11) nos carregamentos cíclicos, no elemento de pilar P10aCR.

Figura 16 – Designação das faces do pilar.

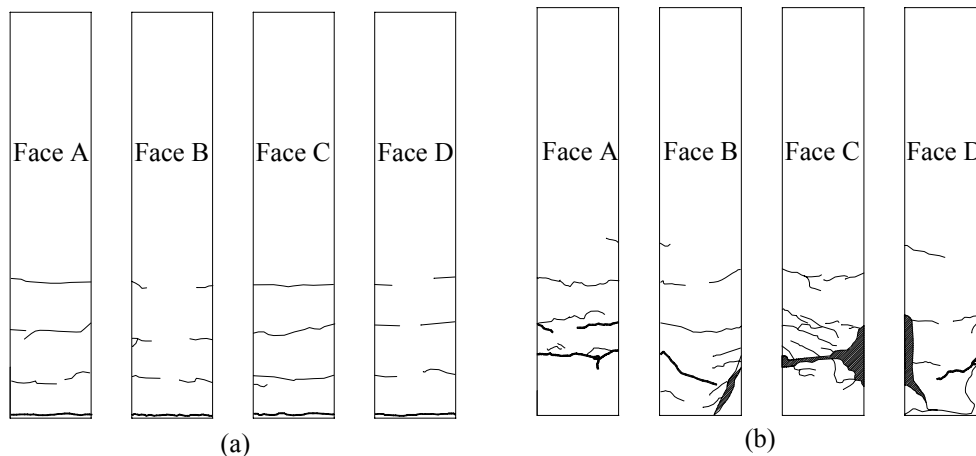


Figura 17 – Padrão de fendilhação registado no pilar P10aSR (a) e P10aCR (b). Traço mais grosso significa fenda com maior abertura. Zona tracejada representa betão muito danificado.

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, pelo que o braço do momento aplicado pela força horizontal decresce, motivando o acréscimo da capacidade de carga registado. Este padrão de fendilhação foi característico dos pilares reforçados em que se registou um aumento da sua capacidade de carga.

4. PROBLEMAS QUE PODEM SURTIR COM A PRESENTE TÉCNICA DE REFORÇO

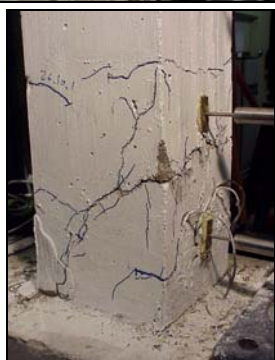
Na Tabela 5 verificou-se que nos pilares *P16aCR* e *P16bCR* se registou um decréscimo da capacidade de carga com a aplicação dos laminados de fibras de carbono. Durante o processo de reforço do pilar *P16aCR* fendas com considerável abertura não foram seladas. Além disto, a argamassa epóxida apresentou dificuldades de endurecimento (provavelmente motivadas por a temperatura do adesivo poder ter excedido a temperatura crítica [5]), tendo mesmo surgido uma fenda nesta argamassa (ver Figura 18a). Por estes motivos, durante o ensaio do pilar *P16aCR* a fractura localizou-se na fenda de maior abertura (ver Figura 18b), 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 19), resultando num reforço ineficaz.

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



(a)



(b)

Figura 18 – Deficiências no reforço do pilar *P16aCR*.



(a)



(b)

Figura 19 – Deficiências no reforço do pilar *P16bCR*.

5. CONCLUSÕES

Se as fendas forem devidamente seladas com um composto epóxico, 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 elevados danos, aplicando-se a técnica de reforço que se propõe no presente trabalho. Este aumento é similar quer os pilares tenham sofrido danos por compressão e fendilhação quer estejam intactos. O aumento é mais significativo nos pilares com menor percentagem de armadura longitudinal convencional.

6. 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).

7. REFERÊNCIAS

- [1] 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 Junho, 2000.
- [2] Bibliografia técnica disponibilizada pela Empresa Biu Internacional, Alverca.
- [3] NPEN 196-1, “Métodos de ensaio de cimentos – determinação das resistências mecânicas”, 1990.
- [4] Barros, J.A.O., Cruz, J.S. “Fracture energy of steel fibre reinforced concrete“ *Journal of Mechanics of Composite Materials and Structures* (aceite para publicação 2000).
- [5] Juvandes, L.F.P., “Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP””, Tese de Doutoramento, FEUP, 1999.