

Análise do comportamento estrutural de pilares de betão armado reforçados com CFRP por ensaios cíclicos uniaxiais e biaxiais

C. Carobeno ¹

J. Melo ²

A. Arêde ³

P. Rocha ⁴

H. Varum ⁵

RESUMO

Em sistemas estruturais porticados, os pilares são reconhecidos como os componentes mais vulneráveis ao efeito de solicitações dos tipos dinâmica e sísmica. Isto pois, estes elementos são essenciais para o comportamento global de edifícios e condicionam diretamente o mecanismo de colapso. Os últimos eventos sísmicos demonstram a vulnerabilidade estrutural de edificações em betão armado projetadas previamente às especificações sísmicas tanto em cenário nacional como internacional. Nesta perspetiva, a busca por soluções de reforço estrutural e reparo de danos pós sismo tem ganhado notoriedade tanto perante a comunidade científica como a indústria. Dentre as opções de reforço estrutural destaca-se que desde as décadas de 80 e 90 os materiais intitulados *CFRP - Carbon Fiber Reinforced Polymer* vem sido empregados na construção civil, tratando-se de polímeros de reforço a base de fibras de carbono, os quais apresentam elevada resistência e baixa densidade comparativamente. Considerando o cenário acima exposto, neste trabalho foi avaliado o comportamento estrutural caracterizado por ensaios cíclicos do tipo uniaxial e biaxial em pilares de betão armado reforçados com CFRP. A técnica de reforço empregada é inovadora ao adotar um encamisamento das mantas de CFRP confinadas internamente ao núcleo de betão e junto das armaduras longitudinais, reduzindo, assim, a suscetibilidade do reforço a elevadas temperaturas e incêndios. Além da técnica de reforço foi avaliado também um reparo estrutural para protótipo danificado, consistindo na substituição do betão danificado por betão auto-compactável, além do corte e emenda dos varões longitudinais encurvados por meio de um processo de soldadura. Foram ensaiados seis protótipos sob esforço axial constante, adotando protocolos de carga cíclica uniaxial e biaxial, um exemplar de controlo, um reforçado e outro reparado e reforçado. Os resultados obtidos são avaliados a partir das curvas de comportamento e histerese considerando a variação de capacidade dúctil, evolução de danos e dissipação de energia.

Palavras-chave: Ensaios cíclicos; Pilares de betão armado; Reforço estrutural; CFRP; Ductilidade.

1. INTRODUÇÃO

Um dos aspectos principais na análise do comportamento estrutural é determinar os mecanismos de colapso desenvolvidos e consequentemente os componentes elementares e suas respectivas importâncias. Em estruturas usuais de betão armado, mais especificamente edifícios, os pilares desempenham uma função primária não só para a resistência aos esforços axiais e fletores como principalmente na ductilidade da estrutura. Tratando-se de solicitações sísmicas, estruturas de betão são demandadas sob regime inelástico, tornando-se particularmente vulneráveis a danos. Diversos eventos

¹ Construct-Lese, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. up202210458@fe.up.pt

² Construct-Lese, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. josemelo@fe.up.pt

³ Construct-Lese, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. aarede@fe.up.pt

⁴ Construct-Lese, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. parochoa@fe.up.pt

⁵ Construct-Lese, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. hvarum@fe.up.pt

sísmicos recentes têm evidenciado a importância de considerar a vulnerabilidade sísmica de pilares em edificações de betão armado, isto pois, a maioria das edificações foram concebidas em um cenário não sísmico e apresentaram performance fraca e insuficiente perante essas ocorrências.

Neste contexto, o reforço estrutural com materiais compostos de fibra de carbono (*CFRP - Carbon Fiber Reinforced Polymer*) tem se mostrado uma solução eficaz para a melhoria da capacidade resistente de pilares existentes. Os CFRP, caracterizados por elevada resistência à tração e módulo de elasticidade, aliada a uma baixa densidade, têm sido amplamente empregados em aplicações de reforço estrutural, permitindo aumentar a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia dos elementos estruturais, além de promover também o maior confinamento do betão e incremento de sua capacidade resistente ao corte e flexão. Nesta perspectiva, diversos trabalhos vem sendo desenvolvidos a partir de campanhas experimentais em pilares de betão armado reforçados com encamisamento de CFRP sob solicitação cíclica. [1, 2] foram conduzidos considerando a aplicação de carga cíclica lateral uniaxial e [3, 4] focaram nas interações viga-pilar destes sistemas.

Todavia, as mantas de CFRP podem ser susceptíveis a incêndios quando expostas a elevadas temperaturas. Desta forma, tendo em vista o panorama majoritário de trabalhos realizados com CFRP que aplicaram o encamisamento de forma perimetral, este estudo busca avaliar uma solução inicial de encamisamento interno junto ao núcleo de betão. A técnica de encamisamento da armadura longitudinal tem por objetivos principais: aumentar a rigidez lateral dos varões longitudinais, reduzindo o risco de encurvadura; incrementar a resistência à compressão do betão através do confinamento gerado pelo encamisamento; e proporcionar proteção passiva contra incêndio às mantas de CFRP, mediante a aplicação de recobrimento com argamassa de reparação, que atua como barreira térmica.

A solução de reforço é avaliada para aplicação nas zonas mais vulneráveis dos pilares, onde se espera que se formem rótulas plásticas. Considerando um cenário de restauração e recuperação pós-sísmico é avaliada também uma técnica de reparação para as estruturas. Por fim, foram considerados cenários de solicitação cíclica tanto uniaxial como biaxial, sendo, assim, sob um esforço axial constante avaliado o desempenho fletor dos protótipos de pilar ensaiados.

2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

2.1 Caracterização geométrica dos pilares e propriedades dos materiais

A campanha experimental deste trabalho foi conduzida a partir de seis protótipos de pilares de betão armado com armadura nervurada e sem dimensionamento sísmico com características geométricas e propriedades dos materiais iniciais similares. Tratam-se de pilares de seção quadrada de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ com armadura longitudinal de $8\phi 12 \text{ mm}$ disposta simetricamente e armadura transversal de $\phi 6 \text{ mm}$ com espaçamento de 20cm ao longo do comprimento principal, exceto na zona do atuador em que os estribos foram reforçados considerando um espaçamento de 10cm. O recobrimento é de 2,5cm e a ancoragem realizada com ganchos a 90° .

Os protótipos tem como condição de apoio o encastramento em sapatas quadradas de betão armado de dimensão $44 \times 44 \times 50 \text{ cm}^3$, as quais foram fixadas solidamente a uma estrutura metálica de grande rigidez para o ensaio. A Fig.1 ilustra as propriedades geométricas da seção dos proventes assim como a condição de encastramento supracitada. A determinação do comprimento dos protótipos ensaiados foi realizada baseada no ponto de inflexão localizado a meia altura do pilar, sendo considerada a altura usual de 3,0m para distância entre pisos, o respectivo valor seria 1,50m. No entanto, com vista à instalação dos atuadores foram acrescidos 20cm de modo a totalizar pilares de 1,70m de comprimento. Reforça-se que a cota de aplicação da carga lateral é 1,50m.

O betão armado empregado possui resistência média à compressão de $f_{cm} = 18,8 \text{ MPa}$, sendo a armadura longitudinal caracterizada por uma tensão de cedência média $f_{ym} = 410 \text{ MPa}$ e uma tensão de rotura de $f_{um} = 534 \text{ MPa}$. A armadura transversal é da classe A400NR. A partir da configuração inicial e

propriedades descritas, foram empregadas técnicas de reforço e reparação para avaliação do desempenho estrutural. Desta forma, o Quadro 1 caracteriza o estudo de caso avaliado considerando um elemento de controlo, um reforçado e outro reparado e reforçado para cada padrão de carga cíclica solicitado.

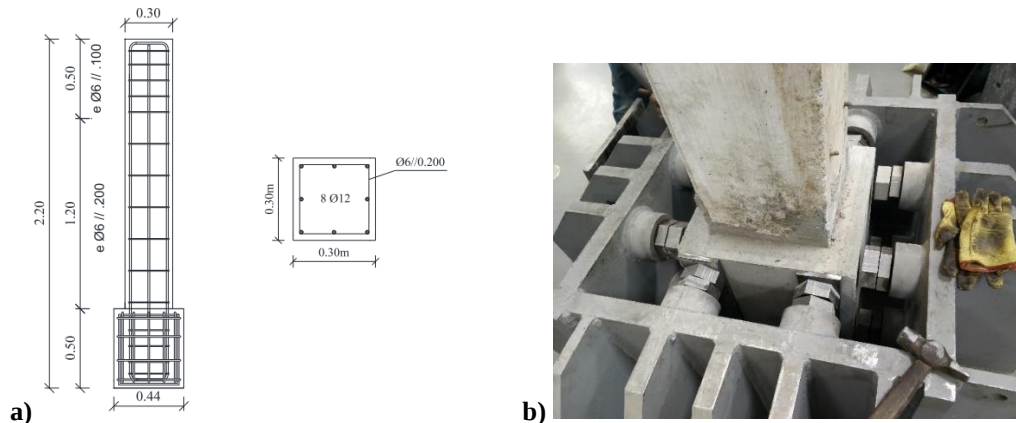


Figura 1. Propriedades dos protótipos: **a)** geometria; **b)** encastramento.

Quadro 1. Características dos protótipos avaliados.

<i>Nomenclatura</i>	<i>Estado</i>	<i>Reforço</i>	<i>Carregamento</i>
PD01-N01	Original	Não	Uniaxial
PD01-N04-S	Original	Sim	Uniaxial
PD01-N01-RS	Reparado	Sim	Uniaxial
PD12-N03	Original	Não	Biaxial
PD12-N05-S	Original	Sim	Biaxial
PD12-N03-RS	Reparado	Sim	Biaxial

Em termos de propriedades dos materiais utilizados, elenca-se para o processo de reparação a diferenciação entre o material de reparação do núcleo de betão e o destinado ao recobrimento. Para o primeiro, foi empregado a argamassa de reparação estrutural *MasterEmaco S 5450 PG* com gravilha 4 – 16mm em dosagem 7,5kg de gravilha por cada saco de 25kg de argamassa. As propriedades constitutivas dessa combinação foram medidas nos exemplares como de tensão de rotura média de 70,52MPa e módulo de elasticidade médio de 30,8GPa. Todavia, o segundo foi reconstituído com argamassa de reparação *Master Emaco S488* cuja resistência anunciada pelo fabricante após dois dias de cura é de 55 MPa. Por fim, as mantas de carbono usadas no encamisamento são caracterizadas por uma resistência característica à tração de $f_{ju} = 4300\text{MPa}$, extensão de rotura de 1,8%, módulo de elasticidade de $E_j = 340\text{GPa}$ e espessura de $t_j = 0,131\text{mm}$.

2.2 Técnicas de reparação e reforço

O processo de reparação foi realizado na zona de rótula plástica de 50cm junto à fundação. O betão danificado foi removido e as armaduras longitudinais plastificadas e encurvadas foram cortadas e substituídas por novos varões da classe A400NR adotando o processo de soldadura apresentado em [5]. A última etapa do processo de reparo constituiu na colocação da cofragem junto às armaduras e betonagem com microbetão de propriedades detalhadas na seção anterior.

A solução de reforço empregada também foi realizada considerando uma zona de rótula plástica de 50cm a partir da base do pilar. A configuração de reforço deste trabalho se diferencia das anteriores devido as mantas de carbono a serem alocadas internamente no núcleo de betão junto às armaduras, garantindo proteção das fibras quanto ao fogo pela camada de recobrimento externa e evitando o engrossamento do pilar. Ademais foi adotado também um posicionamento estratégico para a alocação do reforço a meio do espaçamento dos estribos, de forma que se garanta um confinamento da armadura longitudinal tanto pela transversal como pelo CFRP e, assim, o fenómeno de encurvadura dos varões é retardado de forma a ocorrer apenas para deslocamentos superiores.

Um dos pontos elementares na aplicação do reforço CFRP consiste na determinação do fator de confinamento assim como disposição das espessuras e camadas das mantas. Para isto, foram avaliadas tanto a norma italiana CNR-DT200/2004 [6] quanto o Eurocódigo 8-3/2004 [7]. Apesar de o primeiro código possibilitar o dimensionamento por faixas de encamisamento, o segundo adota apenas encamisamento contínuo, assim, calculou-se uma espessura equivalente para o comprimento de rótula plástica de 50cm avaliado neste trabalho para os dois métodos de encamisamento contínuo.

A distribuição das camadas de reforço foram determinadas considerando a distribuição de esforços e danos esperados na região. Isto é, embora a conversão de espessura de CFRP em tiras tenha resultado em uma distribuição de duas camadas, como a base é a seção de momento máximo com consequentemente maiores danos esperados, optou-se por retirar uma camada do topo da zona a reforçar e transferi-la para a base. Desta forma, o encamisamento foi realizado em 3 níveis: a) junto à base do pilar (nível 1) foram aplicadas 3 camadas de manta de CFRP com uma largura de 17cm; b) o segundo nível ficou espaçado de 12cm do primeiro nível e foi formado por 2 camadas de CFRP com uma largura de 8cm; c) o terceiro nível ficou distanciado de 8cm do segundo nível e consistiu numa única camada de CFRP com 5cm de largura. Por fim, os coeficientes de confinamento obtidos pelo processo de cálculo das duas normas citadas foram semelhantes a 1,30, indicando que a solução de reforço empregada acarretou no aumento da capacidade em compressão do betão em cerca de 30%.

O processo de aplicação do reforço é descrito por quatro etapas, sendo estas: i) homogeneização do betão na zona de reforço e arredondamento dos vértices dos pilares com um raio de 25mm; ii) colagem com resina epóxi das tiras de CFRP; iii) aplicação de areia fina por cima das tiras de CFRP de modo a facilitar a adesão do betão de recobrimento; iv) restituição do recobrimento com argamassa de reparação. A Fig.2 apresenta de forma resumida as etapas do processo de reparação e reforço dos pilares.



Figura 2. Processo de reparação e reforço com esquema das cintas em metros.

2.3 Setup dos ensaios e protocolo de carga

A configuração de ensaio foi realizada com dois atuadores horizontais para a aplicação de carga lateral e um atuador vertical para a aplicação de carregamento axial. Na direção X foi adotado atuador de capacidade de $\pm 500\text{kN} \pm 150\text{mm}$ por um pórtico metálico de reação. Na direção Y foi empregue atuador de capacidade de $\pm 200\text{kN} \pm 100\text{mm}$ por meio de uma parede de reação. Na vertical o atuador tem capacidade de $\pm 750\text{kN}$ e foi ligado por meio de um pórtico metálico de reação. Os ensaios foram realizados por imposição de deslocamentos horizontais, em uma ou duas direções, uniaxial e biaxial, respetivamente, aplicados ao topo dos pilares sujeitos a uma solicitação axial constante de 350kN. A lei de deslocamentos adotada para ação horizontal uniaxial foi realizar três ciclos completos para cada amplitude e prever ciclos intermédios de amplitude mais baixa. Já para ações horizontais biaxiais foram impostos deslocamentos laterais cíclicos em três ciclos para 10 deslocamentos de pico e consequentes incrementos de 5mm de modo a formar uma lei de deslocamentos em formato de losango. Ambas as leis de deslocamentos foram baseadas em [8]. A Fig. 3 ilustra a configuração do ensaio adotada.

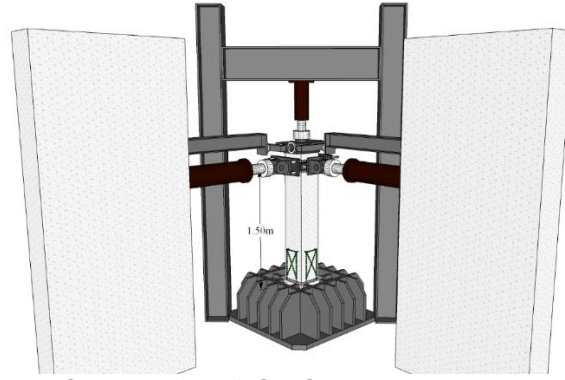


Figura 3. Configuração do ensaio (Setup) de pilares com carregamento biaxial e esforço axial.

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

3.1 Curva de comportamento e histerese

A análise do comportamento estrutural dos pilares ensaiados foi inicialmente conduzida por meio das curvas de comportamento e histerese, as quais estabelecem a relação força-deslocamento, permitindo verificar não apenas o desempenho resistente e ductilidade como a degradação do exemplar sob carregamento cíclico. A Fig. 4 ilustra a comparação das relações força-deslocamento entre os pilares sob carregamento uniaxial e a respectiva envolvente: de controlo (PD01-N01), reforçado (PD01-N04-S) e reparado/reforçado (PD01-N01-RS). Enquanto que a Fig. 5 ilustra a comparação das relações força-deslocamento entre os pilares sob carregamento biaxial e a respectiva envolvente: de controlo (PD12-N03), reforçado (PD12-N05-S) e reparado/reforçado (PD12-N03-RS).

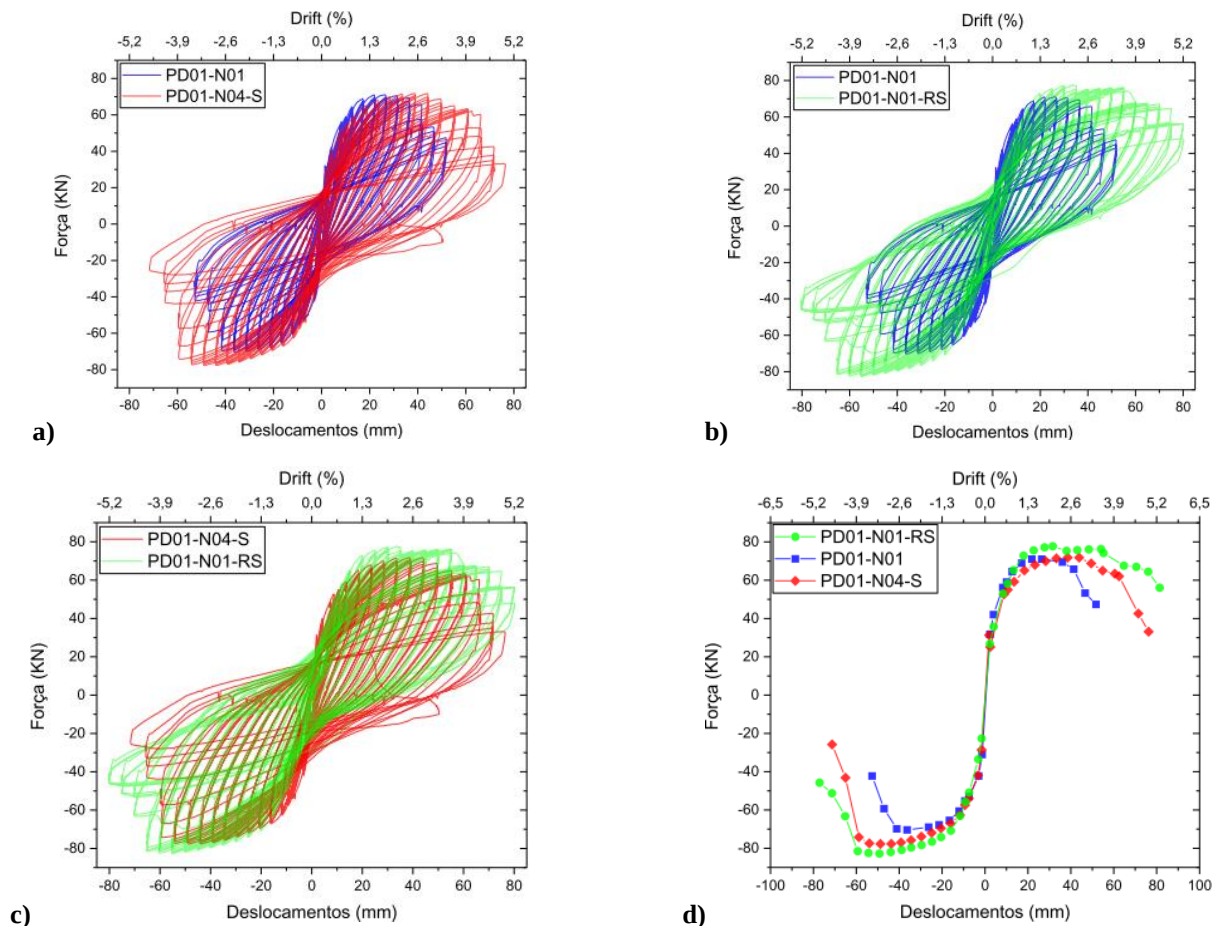


Figura 4. Curvas de comportamento e histerese obtidas sob ensaio uniaxial: **a)** controle x reforçado; **b)** controle x reparado/reforçado; **c)** reforçado x reparado/reforçado; **d)** envolvente.

Análise do comportamento estrutural de pilares de betão armado reforçados com CFRP por ensaios cíclicos uniaxiais e biaxiais

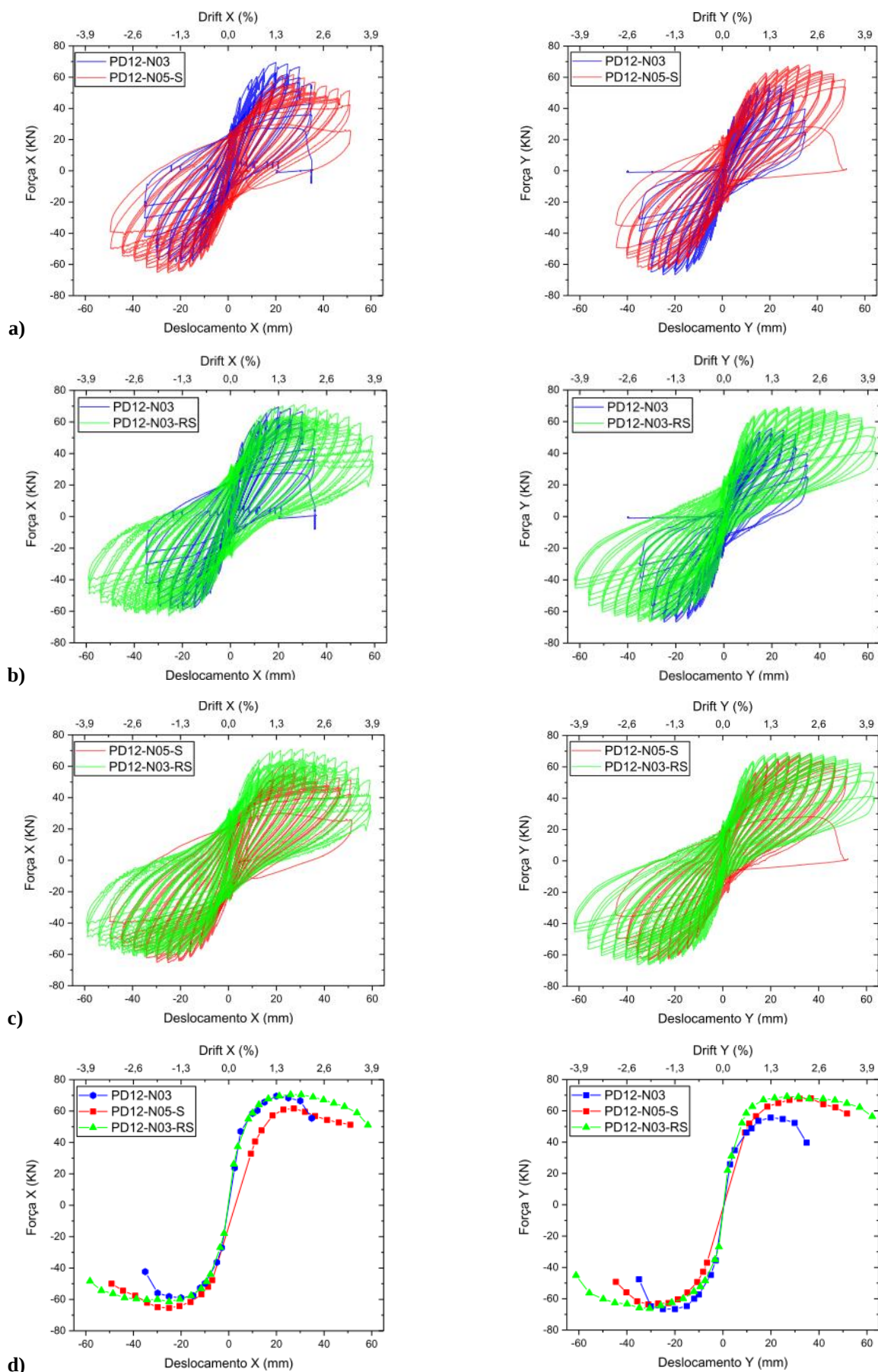


Figura 5. Curvas de comportamento e histerese obtidas sob ensaio biaxial: **a)** controle x reforçado; **b)** controle x reparado/reforçado; **c)** reforçado x reparado/reforçado; **d)** envolvente.

Além das curvas de comportamento apresentadas nas Fig. 4 e 5, o Quadro 2 sintetiza os principais resultados obtidos dos ensaios a partir da identificação de seis parâmetros. São estes: força máxima $F_{m\acute{a}x}$ (módulo da média dos máximos positivo e negativo), força e deslocamento de cedência (F_y e Δ_y), deslocamento correspondente ao ponto último Δ_μ (deslocamento correspondente à redução de 20% da força máxima), ductilidade em deslocamento μ_Δ e variação da ductilidade em deslocamento em relação ao pilar de controlo $\Delta\mu_\Delta$. A força e deslocamento de cedência foram determinados de acordo com o método presente em [9].

Quadro 2. Resultados sintetizados da campanha experimental.

<i>Nomenclatura</i>	<i>Direção</i>	$F_{m\acute{a}x}[kN]$	$F_y[kN]$	$\Delta_y[mm]$	$\Delta_\mu[mm]$	μ_Δ	$\Delta\mu_\Delta$
PD01-N01	X	70,72	54,62	7,85	46,62	5,97	-
PD01-N04-S	X	74,80	55,85	9,70	63,41	6,54	+9,64
PD01-N01-RS	X	80,26	53,00	8,90	68,72	7,71	+29,25
PD12-N03	X	64,26	46,45	7,60	33,65	4,43	-
	Y	61,15	49,75	7,15	32,35	4,53	-
PD12-N05-S	X	60,90	38,17	9,00	51,67	5,75	+29,68
	Y	65,74	44,42	8,20	51,31	5,79	+27,96
PD12-N03-RS	X	65,95	49,45	8,20	56,35	6,90	+55,64
	Y	67,89	56,33	8,40	59,69	7,11	+57,13

A partir dos resultados apresentados, verifica-se que as soluções de reforço e reparo empregadas levaram ao aumento da capacidade dúctil dos pilares sem significativas alterações em sua resposta resistente a flexão. Considerando o desempenho sísmico, a ductilidade da estrutura é elementar para a dissipação de energia, desta forma, o encamisamento com mantas CRFP demonstrou-se eficiente como alternativa para reforço das regiões de rótula plástica da estrutura. Quanto ao tipo de carregamento aplicado, constata-se que o ganho de desempenho foi maior para o cenário de ensaio biaxial versus ao uniaxial. Em termos numérico, para o ensaio uniaxial houve um aumento da ductilidade de 9,64% do protótipo reforçado em relação ao controlo, e de 29,25% do protótipo reparado/reforçado para o controlo; enquanto para o ensaio biaxial os respetivos valores considerando ambas direções foi em média 28,82% e 56,39%. Desta forma, constata-se que o aumento da ductilidade dos pilares reforçados é mais acentuado nos pilares ensaiados biaxialmente.

O aumento de ductilidade é refletido pelo aumento da deformação última, visto que, o ponto de escoamento sofre pouca alteração em relação aos protótipos, indicando insignificativa alteração da rigidez inicial e pré cedência dos pilares. Complementar aos resultados numéricos tabelados das curvas de comportamento, as envolventes apresentadas para ambos ensaios permitem concluir a alteração do mecanismo de colapso e ductilidade. Isto é, os protótipos de controlo apresentam tanto na direção positiva como negativa do ciclo histerético um comportamento frágil caracterizado por uma curva sem patamar de cedência com queda abrupta de resistência e sem capacidade de dissipação de energia para maiores deslocamentos. Em contrapartida, ambos protótipos reforçados apresentam uma curva dúctil com patamar de cedência, indicando, assim, a alteração de mecanismo de colapso pelo encamisamento.

Esse resultado converge para o esperado, visto que, os pilares de controlo não foram sísmicamente dimensionados e a solução de reforço empregada atua reforçando a zona de rótula plástica e, portanto, região mais vulnerável da estrutura. Acrescenta-se que nesta campanha experimental foram utilizados varões nervurados, se fossem usados varões lisos os resultados seriam ainda mais pronunciados. Ademais, no caso dos pilares reforçados/reparados esse ganho de patamar de cedência é ainda maior, indicando que não apenas o reparo conseguiu restituir a capacidade original de flexão do pilar como também aumentá-la. Isto decorre da resistência do betão de reparação que é cerca de 3,5 vezes superior ao betão original.

A ductilidade acrescida a estrutura reflete em sua capacidade de dissipação de energia. A dissipação de energia histerética acumulada foi quantificada por meio do cálculo da área de cada ciclo de carga para o sentido positivo, no caso de ensaios biaxiais foram somadas as contribuições de cada uma das direções.

Nos ensaios uniaxiais, os pilares reforçados dissiparam mais que o dobro de energia do que o pilar de controlo considerando toda a duração do ensaio, ainda o protótipo reparado/reforçado dissipou 20% a mais do que o protótipo apenas reforçado. Nos ensaios biaxiais, em relação ao controlo, o pilar reforçado dissipou 160% a mais e o reparado/reforçado 622%. A maior capacidade de dissipação de energia dos pilares reparados e reforçados reflete o ganho de ductilidade apontado pela interpretação das curvas de comportamento dos protótipos.

3.2 Danos observados

A análise de danos foi conduzida a partir do acompanhamento visual e de mensuração destes ao longo dos ciclos de deslocamento, destacando-se que no final do último ciclo de cada um dos níveis de deslocamento, o ensaio foi interrompido para que se assinalassem o surgimento de novas fendas e/ou a evolução das já existentes. Em todos os ensaios foi verificado, como expectável, o surgimento de uma fenda na base do pilar coincidente com a seção de momento máximo. Tratando-se de um ensaio de flexão com esforço axial constante, o processo de fendilhação foi dividido em duas fases, uma inicial em que surgiram sucessivas fendas horizontais distribuídas ao longo da altura dos pilares; e uma intermediária em que se observou apenas a evolução da abertura das fendas horizontais já existentes, acompanhada de novas fendas associadas a outros efeitos, nomeadamente, esforços de corte e consequente esmagamento do betão.

Considerando as principais etapas envolvidas no processo de evolução de danos dos pilares, o Quadro 3 quantifica o ponto de deslocamento em que estes foram atingidos para cada um dos protótipos.

Quadro 3. Monitorização da evolução de danos dos protótipos por deslocamento em [mm].

Etapas	Uniaxial			Biaxial		
	Controlo	Reforçado	Reparado/ Reforçado	Controlo	Reforçado	Reparado/ Reforçado
Surgimento fissuras	15	15	15	10	12	15
Progressão e novas fissuras	25	22	45	25	25	25
Início destacamento betão	35	55	55	30	35	45
Encurvamento varões	50	75	-	30	60	-
Esmagamento betão	50	-	-	30	-	-
Rotura do CPRP	-	65	-	-	55	-
Rotura varões	-	-	75	-	-	-
Estado final	55	75	80	35	60	65

A interpretação dos resultados apresentados no Quadro 2 permite inferir que tal como descrito por meio das curvas de comportamento, tanto para ensaios uniaxiais como biaxiais, o ganho de ductilidade, capacidade de dissipação de energia e abertura de fissuras em maiores deslocamentos são verificados em ordem crescente de desempenho pelos protótipos: controlo, reforçado, reparado/reforçado. Inicialmente, foram comparados os três protótipos de cada padrão de carga, assim, as soluções de reforço e reparo foram avaliadas sob o mesmo tipo de solicitação.

O encamisamento por mantas CRFP impactou retardando o início do destacamento do betão, para ensaios em uma direção de 35mm para 55mm e, para em duas direções de 30mm para 45mm. O esmagamento do betão não ocorreu em pilares reforçados. Em termos de ductilidade, verifica-se que o ponto de cedência (surgimento das fissuras) não sofreu significativa alteração, no entanto, o deslocamento final variou consideravelmente, isto é, sob ensaio uniaxial foi de 55mm do controlo para 75mm no reforçado e 80mm no reparado/reforçado. Já para o ensaio biaxial os respetivos valores foram de 35mm do controlo para 60mm do reforçado e 65mm do reparado/reforçado. A partir disto, conclui-se que a técnica de reparo utilizada não apenas foi efetiva na restituição da capacidade do pilar como também combinada com o reforço proporcionou melhores resultados em termos de desempenho.

Tratando-se das mantas do encamisamento, a rotura foi verificada apenas nos protótipos apenas reforçados, nos protótipos reparados/reforçados a manta manteve-se íntegra. A encurvadura dos varões

da armadura passiva foi verificada sob ensaio uniaxial para valores de 50mm para o controlo e 75mm para o reforçado, enquanto o reforçado/reparado teve não apenas encurvadura como rotura em seu estado final. Desta forma, constata-se que a solução reparo/reforço evita o esmagamento do betão mas acarreta na rotura dos varões, a qual decorreu nos varões localizados ao canto da armadura na zona estabelecida para a acomodação da rótula plástica aquando da reparação da armadura longitudinal.

Por fim, o efeito das soluções estudadas, controlo x reforçado x reparado/reforçado, é similar tanto para a solicitação unidirecional como bidirecional. No entanto, sob solicitação biaxial a perda de ductilidade e de capacidade da estrutura é muito maior. Este resultado converge para o observado em [9], o qual indica que no contexto de ensaios com esforço axial constante, a solicitação biaxial resulta num dano de maior magnitude na base do pilar para o mesmo nível de *drift* em comparação com uma solicitação uniaxial. A Fig. 6 ilustra o dano observado no estágio final de cada ensaio.

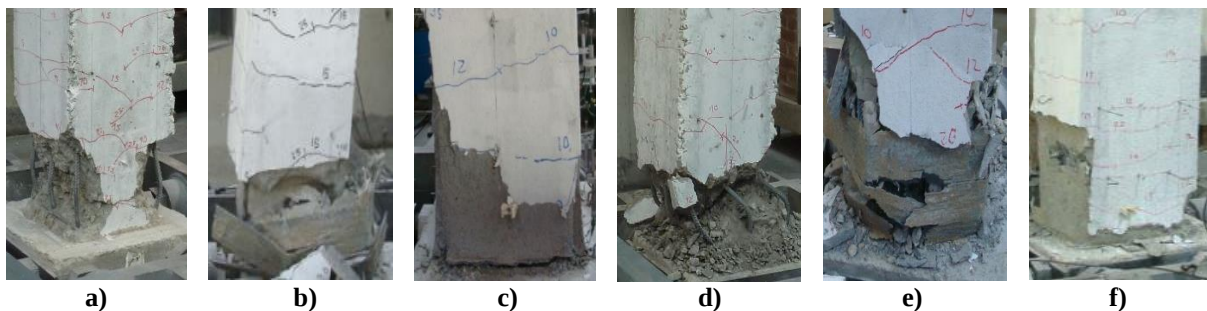


Figura 6. Estados de danos ao final de cada ensaio: **a)** PD01-N01; **b)** PD01-N04-S; **c)** PD01-N01-RS; **d)** PD12-N03; **e)** PD12-N05-S; **f)** PD12-N03-RS.

4. CONCLUSÕES

A campanha experimental conduzida neste trabalho destinou-se a avaliar o comportamento estrutural de soluções de reforço e reparo em pilares de betão armado. A técnica de reforço empregada consistiu no encamisamento com mantas CFRP ao núcleo interno de betão, de forma a garantir com a camada de recobrimento proteção extra a elevadas temperaturas e incêndios. O reforço foi avaliado considerando o cenário de restauração de estruturas danificadas pós sismo. Foram ensaiados protótipos de controlo, reforçados e reforçados/reparados sob carregamento uniaxial e biaxial. Dentre as conclusões, listam-se:

- O reforço proposto pelo encamisamento das mantas CFRP proporcionou o aumento da capacidade dúctil dos pilares sem significativas alterações em sua resposta resistente a flexão. Além do aumento da ductilidade e deslocamento último, verificou-se que o esmagamento do betão foi evitado e uma considerável maior dissipação de energia até que fosse atingida a rotura do CFRP;
- A solução de reparo avaliada não apenas restituiu as propriedades iniciais do pilar como conferiu um melhor desempenho, indicando sua eficiência para a recuperação de estruturas. Para os pilares reparados/reforçados verificou-se, devido ao elevado ganho de ductilidade adquirida, a rotura dos varões. No entanto, o reparo preveniu a rotura do CFRP;
- Considerando os padrões de carga aplicados, constata-se que o ganho de desempenho foi mais acentuado para o cenário de ensaio biaxial versus ao uniaxial;
- O ganho de ductilidade e energia dissipada das soluções ensaiadas refletiu também na alteração de mecanismo de colapso da estrutura. Considerando o protótipo de controlo que apresentou desempenho frágil, os protótipos reforçados desempenharam de forma dúctil e no caso do exemplar reparado/reforçado foi verificado o maior patamar de cedência.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDP/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi também financiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC), no âmbito do projeto 2022.05721.PTDC. O segundo autor é financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia através de bolsa de pós-doutoramento com referência SFRH/BPD/115352/2016. Agradece-se ao mestre Pedro Jardim Pereira pelos trabalhos desenvolvidos neste tópico no âmbito da sua dissertação de mestrado. Agrade-se também aos colaboradores do LESE – Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da FEUP.

REFERÊNCIAS

- [1] Rocha, Patrício. (2011). Reforço e reparação de pilares de edifícios de betão armado em zonas sísmicas. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Tese de Doutoramento
- [2] Pantelides, C.; Moran, D. (2013). Design of FRP jackets for plastic hinge confinement of RC columns. *Journal of composites for construction*, Vol. 17, pp. 433-442
- [3] Esmaeeli, E.; Barros, J.; Sena-Cruz, J.; Fasan, L.; Prizzi, F; Melo, J; et al. (2015). Retrofitting of interior RC beam-column joints using CFRP strengthened SHCC: Cast-in-place solution. *Composite Structures*, Vol. 122, pp 456-467
- [4] Pohoryles, D.; Melo, J; Rosetto, T.; Ayala, D.; Varum, H. (2018). Experimental Comparison of Novel CFRP Retrofit Schemes for Realistic Full-Scale RC Beam-Column Joints. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 22, N. 5, p. 04018027
- [5] Rodrigues, H.; Furtado, A; Arêde, A.; Vila-Pouca, N.; Varum, H. (2018). Experimental study of repaired RC columns subjected to uniaxial and biaxial horizontal loading and variable axial load with longitudinal reinforcement welded steel bars solutions. *Engineering Structures*, Vol. 155, pp. 371-386.
- [6] Council, N.R. (2013). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures—Materials, RC and PC structures, masonry structures. DT 200.R1/2013. Roma: CNR.
- [7] NP EN 1998-1. 2005, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Strengthening and repair of buildings, B. European Committee for Standardization, Belgium.
- [8] Rodrigues, H.; Arêde, A.; Furtado, A.; Rocha, P. (2015). Seismic behavior of strengthened RC columns under biaxial loading: An experimental characterization. *Construction and Building Materials*, Vol. 95, pp. 393-405
- [9] Rodrigues, H.; Arêde, A.; Varum, H; Costa, A. (2013). Experimental evaluation of rectangular reinforced concrete column behaviour under biaxial cyclic loading. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 42, pp. 239-259