

Comportamento de pilares de betão armado sujeitos a ações monotónicas e cíclicas

J. P. Silva¹

H. Rodrigues^{2,3}

A. Arêde¹

P. Rocha⁴

H. Varum³

RESUMO

Para a avaliação da resposta de estruturas de edifícios de betão armado sujeitas à ação sísmica é importante definir um conjunto de parâmetros característicos do comportamento local dos elementos de betão armado, nomeadamente o deslocamento de cedência e o deslocamento último. Nas últimas décadas foram dados importantes passos na caracterização do comportamento cíclico de pilares de betão armado, mas persistem ainda algumas questões em aberto, nomeadamente no que se refere às diferenças entre a resposta a solicitações monotónicas e cíclicas, e para os carregamentos cíclicos entre solicitações uniaxiais e biaxiais. Por outro lado, é reconhecido que em elementos de betão armado carregados axialmente e sujeitos a esforços de flexão biaxiais se observa um agravamento da degradação de rigidez e a sua ductilidade é reduzida.

O presente estudo enquadra-se numa vasta campanha de ensaios realizada sobre pilares retangulares de betão armado sujeitos à flexão cíclica, uniaxial e biaxial. Neste artigo é apresentada uma parte dos resultados e conclusões desse trabalho experimental, focando-se num conjunto de ensaios realizados em 6 pilares retangulares (3 ensaios monotónicos uniaxiais e 3 ensaios cíclicos com lei de deslocamentos impostos oblíqua com ângulos de 30°, 45° e 60°). É realizada uma análise dos resultados em termos de comportamento global dos pilares, da evolução do dano, das componentes de deformação e da dissipação de energia.

Palavras-chave: Pilares de betão armado, comportamento monotónico, comportamento cíclico, Flexão uniaxial e biaxial

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas têm sido efetuadas diversas campanhas de ensaios experimentais para estudar o comportamento sísmico de pilares sujeitos a ações uniaxiais e biaxiais [1-9]; no entanto o número de ensaios biaxiais realizados é muito inferior ao número de ensaios uniaxiais, devido às dificuldades inerentes à realização deste tipo de ensaios, nomeadamente os requisitos de equipamento laboratorial necessário e as particularidades de modelação numérica, o que tem limitado o desenvolvimento de um maior número de estudos do comportamento biaxial. No entanto, as ações sísmicas em edifícios induzem carregamentos fundamentalmente biaxiais nos pilares, e o comportamento biaxial dos pilares pode ser bastante diferente do seu comportamento face a solicitações uniaxiais, como por exemplo relativamente à degradação da resistência que é mais pronunciada nos pilares solicitados biaxialmente.

¹ Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal, jpsilva@fe.up.pt

² Faculdade de Ciências Naturais, Engenharias e Tecnologias – Universidade Lusófona do Porto, Porto, Portugal

³ Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, hrodrigues@ua.pt, hvarum@ua.pt

⁴ Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Viana do Castelo, Viana do Castelo, Portugal, procha@estg.ipvvc.pt

Diversos estudos têm sido feitos com campanhas experimentais cíclicas uniaxiais e biaxiais [1, 5] em várias instituições de investigação, realçando-se aqui os trabalhos realizados na última década no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) [7, 8, 9]. Nestes dois últimos, em particular, foram utilizados modelos físicos de pilares de edifícios com diferentes secções e propriedades, porém focalizando o estudo em ensaios cíclicos; nesse contexto, com o presente trabalho procurou-se contribuir para colmatar algumas lacunas daquelas campanhas, nomeadamente no que se refere à resposta monotónica de pilares e sua comparação com a resposta cíclica. Para tal, foi seleccionada uma secção de pilar idêntica à outra já adotada [7], para materializar novos modelos físicos destinados a ensaios monotónicos (a fim de se determinar a resposta dos pilares sem qualquer efeito de degradação cíclica, nomeadamente em termos de resistência máxima) e também a ensaios cíclicos biaxiais com trajetórias de carga distintas das aplicadas nos estudos anteriores.

2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

2.1. Modelos ensaiados

A campanha experimental incidiu sobre seis pilares (à escala real) com secção transversal de $0,30 \times 0,50 \text{ m}^2$ e com uma altura de 1,70m, construídos de acordo com o mesmo esquema e pormenorização adotados em [7], i.e. com sapata quadrada em betão armado de 1,30m de lado e altura de 0,50m, dando encastramento ao pilar e perfazendo uma altura total de 2,20m do modelo. A distribuição de armadura adotada é igual para todos os pilares, tal como se ilustra na Figura 1, onde também se indicam as orientações X (maior inércia) e Y (menor inércia) dos eixos principais da secção segundo as quais é aplicada a sollicitação.

Para a identificação dos pilares foi adotada a seguinte nomenclatura: “PC” refere-se à designação atribuída a esta série de ensaios, os códigos “01” e “02” referem-se aos pilares ensaiados uniaxialmente, na direção de maior e menor inércia respetivamente, sendo que no caso do ensaio biaxial a nomenclatura adotada é “12”; após este código identificador da direção de ensaio surge o número do ensaio. Com base nesta notação apresenta-se no Quadro 1 o elenco de ensaios realizados, onde se inclui também o esforço axial reduzido aplicado em cada pilar, calculado com base na resistência à compressão obtida em ensaios de provetes de betão referidos na secção 3.1.

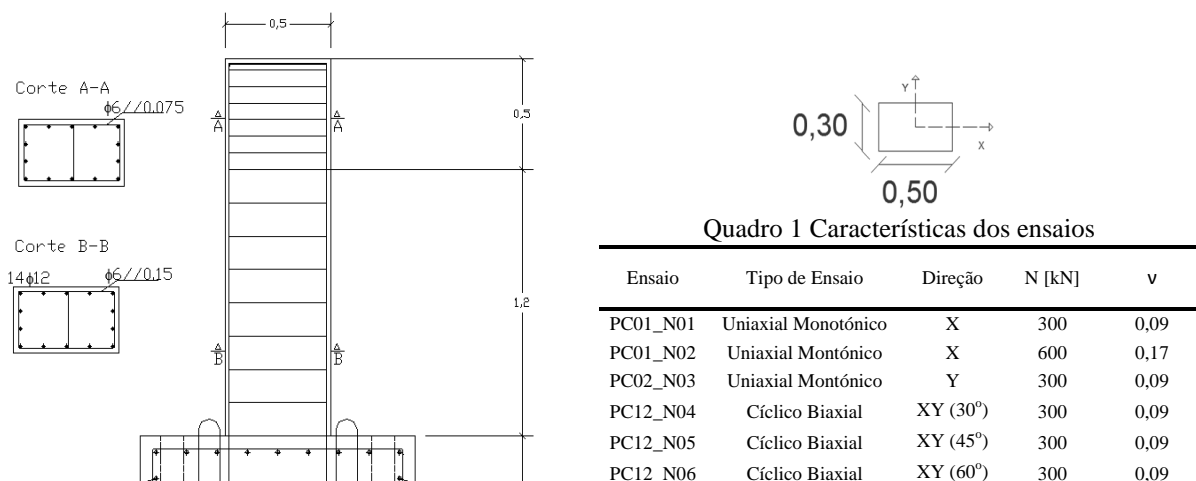


Figura 1 a) Pormenorização da armadura (secção e alçado); b) Identificação dos eixos da secção

Como referido anteriormente, foram efetuados três ensaios monotónicos uniaxiais e três ensaios cíclicos biaxiais. Para cada ensaio biaxial foi adotada uma lei de deslocamentos oblíqua relativamente aos eixos principais da secção, com ângulos de 30°, 45° e 60°, permitindo assim analisar o efeito da direção da ação na resposta cíclica dos pilares.

Foi utilizado um valor de esfoço axial nominal constante de 300kN nos ensaios monotónicos de referência (N01 e N03) e em todos os ensaios biaxiais.

Adicionalmente foi realizado um ensaio (PC01_N02) com um esfoço axial nominal constante de 600kN, a fim de analisar a influência do esfoço axial na resposta do pilar carregado monotonicamente.

2.2. Setup de ensaio

O *setup* adotado para a campanha experimental é apresentado na Figura 2. O sistema é composto por três atuadores, dois horizontais para aplicação das cargas laterais com capacidades de 500kN (± 150 mm de curso) e de 200kN (± 100 mm de curso), respetivamente, e um atuador vertical com 700kN de capacidade (± 50 mm de curso) para aplicação do esfoço axial. Os atuadores estão apoiados em dois pórticos e numa parede de reação (lateral e vertical). Ambos os pórticos de reação estão ligados na laje de reação através de varões pré-esforçados. Nos ensaios descritos, o esfoço axial é aplicado de forma constante, enquanto as ações laterais, monotónicas ou cíclicas, são aplicadas seguindo uma lei de deslocamentos controlados. Desde o início do ensaio a força axial mantém-se na mesma posição e alinhamento vertical enquanto o pilar se deforma por imposição das cargas laterais, através de um dispositivo deslizante (Figura 3) especialmente concebido para minimizar os efeitos espúrios do atrito.

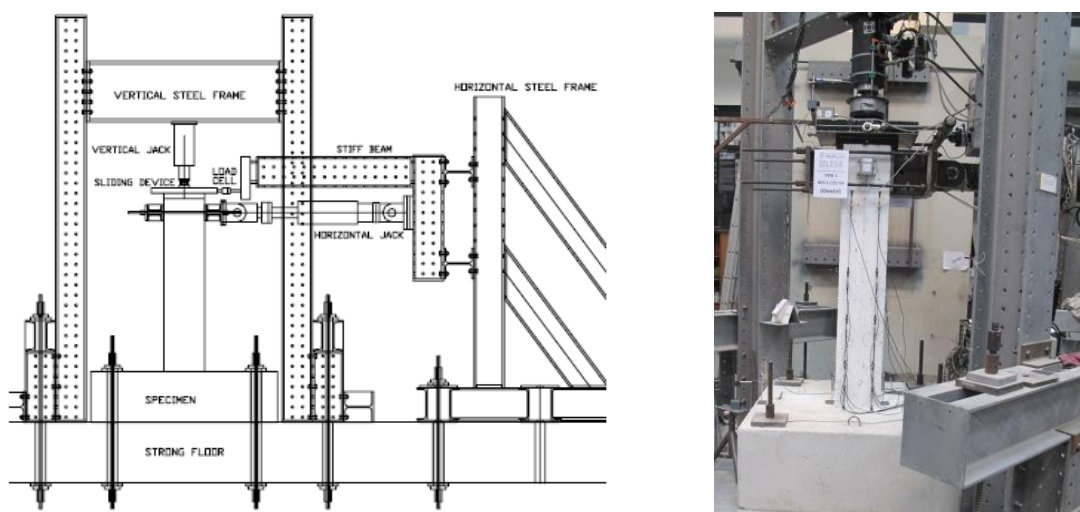


Figura 2 *Setup* de ensaio de pilares do LESE: a) representação esquemática e b) vista geral

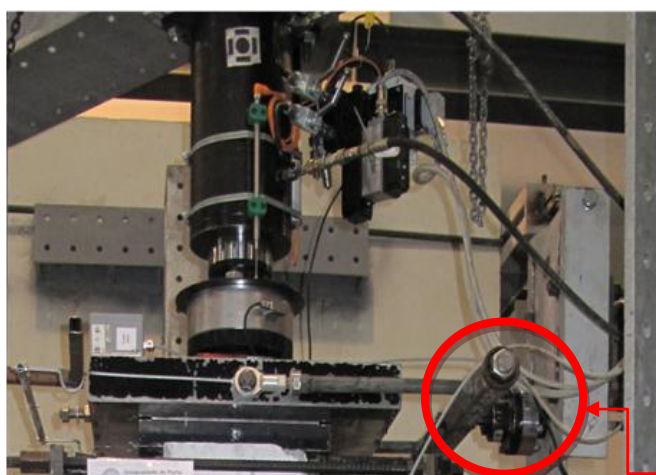


Figura 3 Detalhe do *setup* de ensaio: dispositivo deslizante para aplicação do esfoço axial, com células de carga para registo da força axial e da força de atrito transmitida entre placas

O dispositivo de deslizamento consiste em duas placas metálicas, rígidas, a superior com uma cavidade que permite o encaixe do atuador vertical através de uma rótula esférica e a inferior que contacta com o pilar, deslizando sob a placa superior e assim permitindo o deslocamento e rotação no topo do pilar quando assim solicitado.

As forças são registadas através das células de carga, tanto para os atuadores como para a medição da força residual de atrito que se desenvolve entre ambas as placas (Figura 3).

2.3. Instrumentação

As deformações dos pilares são registadas com recurso a LVDT's (*Linear Variable Displacement Transformer*) de diversas gamas. A instrumentação utilizada é apresentada na Figura 4, tendo-se adotado uma distribuição que permite a caracterização da deformada em altura, assim como obter medidas locais de rotação e curvatura em várias seções. Devido a restrições de instrumentação disponível, no lado Oeste do pilar foi colocada instrumentação apenas na zona de formação da rótula plástica.

Os pontos seleccionados para a medida de deslocamentos (globais e relativos) foram posicionados às cotas de 0,20, 0,40, 0,90 e 1,40m (Figura 4). Nas faces Este/Oeste foram dispostos LVDT's segundo dois alinhamentos verticais para medir deslocamentos relativos e deformações no plano (ex. curvaturas), tal como se pode observar na Figura 2b. Para a medição de deslocamentos horizontais absolutos foram também utilizados LVDT's, representados por linhas horizontais na Figura 4a, ligados ao pilar às mesmas cotas das seções de referência acima referidas, e além disso ao nível da aplicação da força lateral e no dispositivo apresentado na Figura 3. Além dos LVDT's internos de cada atuador foram ainda colocados LVDT's adicionais para monitorizar eventuais deformações do pórtico de reação.

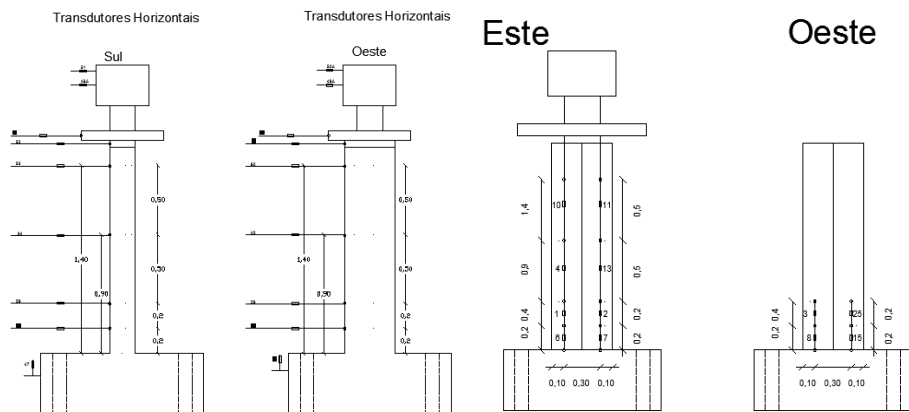


Figura 4 Esquema da monitorização usada nos pilares: a) medição de deslocamentos laterais (absolutos) para a direção X e Y; b) medição de deslocamentos relativos e deformações (faces laterais)

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta seção são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios realizados, começando por uma breve abordagem dos materiais utilizados na construção dos provetes.

3.1. Propriedades dos materiais

Para a realização destes ensaios foi preconizada a utilização de aço A500 e de betão da classe C25/30. No entanto, tal como é apresentado no Quadro 2, os resultados de ensaios de compressão em cilindros normalizados de betão evidenciam uma resistência significativamente mais baixa do que a pretendida, apesar de ser um betão produzido em central.

Quadro 2 Propriedades mecânicas do betão

Ref	f_{cm} MPa	δ (%)
28 dias	20.51	0.49
150 dias	23.33	2.58

Como é possível verificar pela tensão média (f_{cm}) o betão obtido afasta-se da classe C25/30, embora, como é normal, seja visível um aumento de resistência à compressão de cerca de 3MPa em relação à obtida aos 28 dias da betonagem. No entanto, apesar do imprevisto, a menor resistência do betão não comprometeu a realização dos ensaios e permitiu obter resultados úteis, porquanto possibilitou a aplicação de esforço normal reduzido com valores mais elevados (0,09 e 0,17, ver Quadro 1), compatíveis com a capacidade do atuador vertical (700kN) e ainda a comparação com alguns resultados de uma campanha anterior [7] onde foi usado um betão com características semelhantes.

3.2. Leis de carga

As leis de carga adotadas correspondem a trajetórias lineares de deslocamento imposto, seguindo uma lei monotónica para os ensaios uniaxiais (segundo as direções principais X e Y, respetivamente de maior e menor inércia) e uma lei cíclica para os ensaios biaxiais com 3 ângulos de obliquidade (30°, 45° e 60°, relativamente ao eixo X), conforme se indica na Figura 5. Para todos os casos, o deslocamento máximo imposto foi de 90mm (por limitações do *setup*), sendo que para cada ensaio monotónico foi realizada uma primeira incursão até aquele limite apenas num dos sentidos, aproveitando-se depois para fazer idêntica incursão no outro sentido por forma a analisar a degradação de resistência do pilar. Após estas incursões, deu-se ainda sequência cíclica ao ensaio, até idêntico nível de deslocamento, por forma a obter informação adicional sobre degradação de resistência para níveis de deformação tão elevados (6% de *drift*). Refira-se ainda que estas incursões cíclicas de deslocamentos impostos para além da condição prevista inicialmente de ensaio monotónico, foram realizadas porque com a incursão monotónica de até 90mm não se observou degradação de resistência significativa.

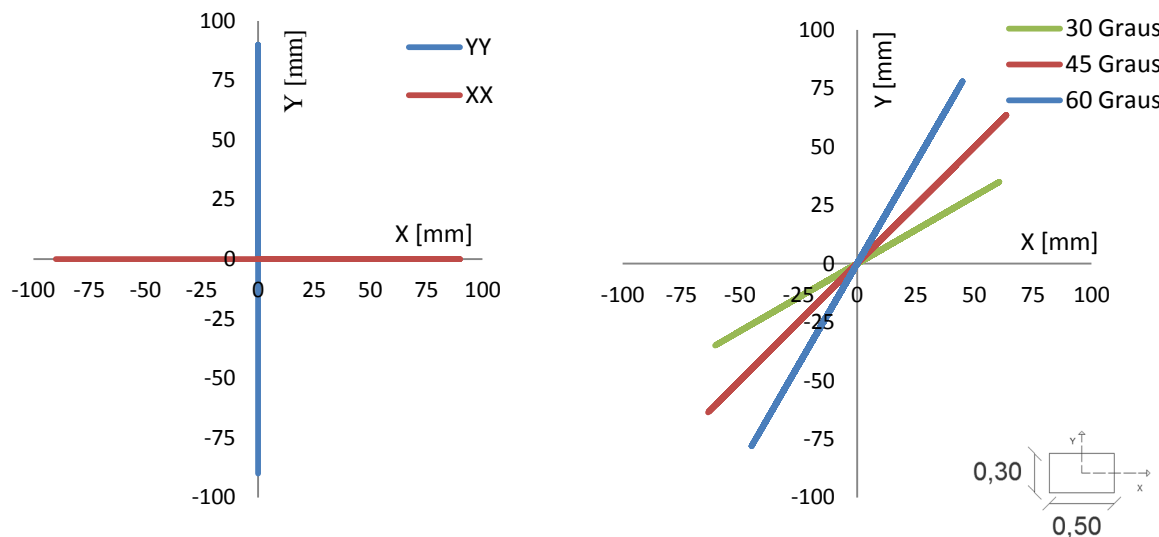


Figura 5 Leis de deslocamentos impostos nos ensaios: a) uniaxiais monotónicos e b) biaxiais cíclicos

Cada teste biaxial foi pré-definido considerando um deslocamento resultante oblíquo máximo de 90mm, projetado nas direções X e Y de forma a comandar os respetivos atuadores com o deslocamento respetivo. Em cada ensaio cíclico, o deslocamento resultante (na direção oblíqua) foi imposto nos seguintes patamares (ciclos), 3, 5, 10, 4, 12, 15, 7, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 65,

70, 75, 80, 85 e 90mm. No entanto, refere-se esta lei de carga não ultrapassou os 65mm de deslocamento resultante nos ensaios realizados.

3.3. Resultados

Nesta subsecção são apresentados e discutidos os resultados relativamente a parâmetros que regem o comportamento global dos pilares sujeitos a ações horizontais cíclicas e monotónicas, com esforço axial constante.

3.3.1. Diagramas globais força-deslocamento

Nas Figuras 6 e 7 são apresentadas as curvas globais de força-deslocamento horizontal, respetivamente, na direção X (maior inércia) e Y (menor inércia), obtidas dos seis ensaios realizados, procurando-se evidenciar as diferenças entre as respostas monotónicas em cada direção e biaxiais cíclicas (reportadas à mesma direção da monotónica). Note-se que no gráfico da Figura 6 incluem-se os resultados dos ensaios monotónicos para os dois níveis de esforço axial estudados (300kN para PC01_N01 e 600kN para PC01_N02).

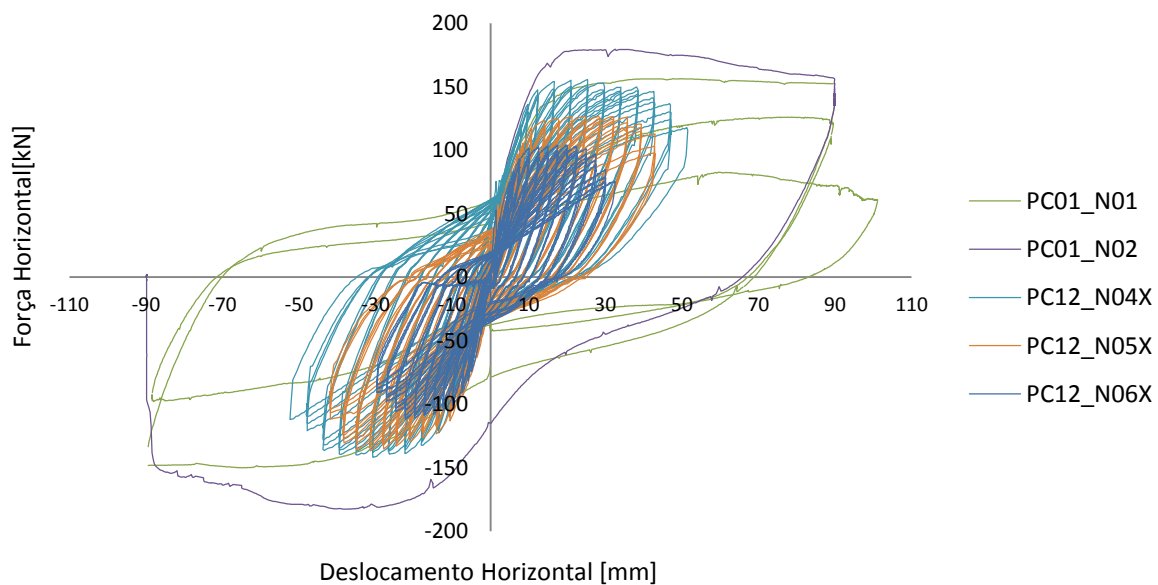


Figura 6 Gráfico força-deslocamento na direção X

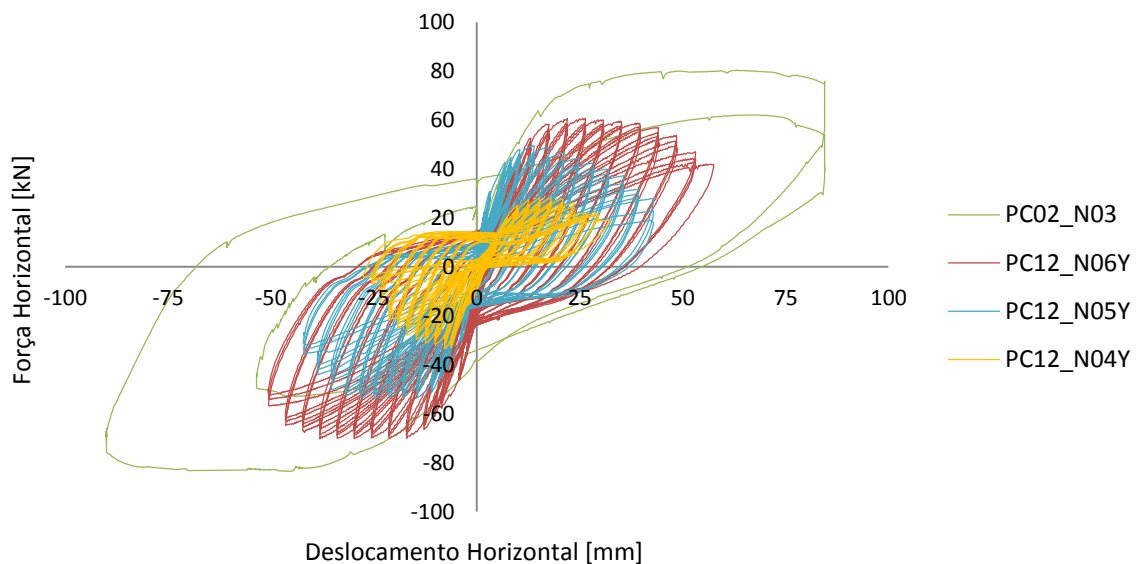


Figura 7 Gráfico força-deslocamento na direção Y

Da análise da Figura 6 é possível constatar, como esperado, que o ensaio uniaxial com esforço axial de 600kN (PC01_N02) regista o maior valor de força lateral resistente, com rotura brusca do pilar na fase final do ensaio, Figura 8, e que o ensaio biaxial PC12_N04 apresenta uma rigidez inicial superior à do PC01_N01, o que se pôde concluir pela maior força registada na fase inicial do ensaio. Outro resultado (também já esperado) é que o ensaio PC12_N05 com trajetória inclinada a 45° conduz a um valor de resistência entre a que foi obtida nos ensaios com obliquidade de 30° e 60°.

Na direção de menor inércia (Figura 7) o ensaio monotónico (PC02_N03) apresenta igualmente a maior força resistente, enquanto o ensaio biaxial PC12_N04 conduz à menor resistência máxima (como esperado), porém com forte assimetria na resposta. Este comportamento não expectável pode ser explicado pela assimetria no dano obtido, como será apresentado na secção 3.3.3.

Nos ensaios biaxiais denota-se uma assimetria de força que pode ser explicada pela assimetria do dano e pela assimetria de recobrimento que não é igual em toda a secção, fato que se relaciona com a degradação mais rápida da rigidez do pilar.



Figura 8 Rotura abrupta do pilar PC01_N02

3.3.2. Energia dissipada

As Figuras 9 e 10 apresentam a energia dissipada acumulada ao longo dos ensaios, como medida para avaliar a capacidade relativa de dissipação de energia que cada pilar e para cada direção.

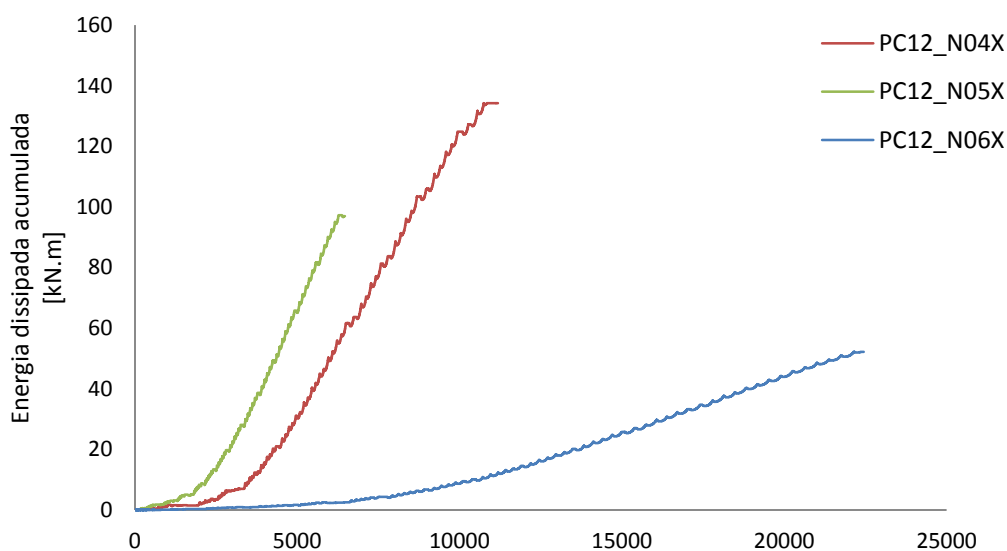


Figura 9 Energia dissipada acumulada na direção X – ensaios cíclicos

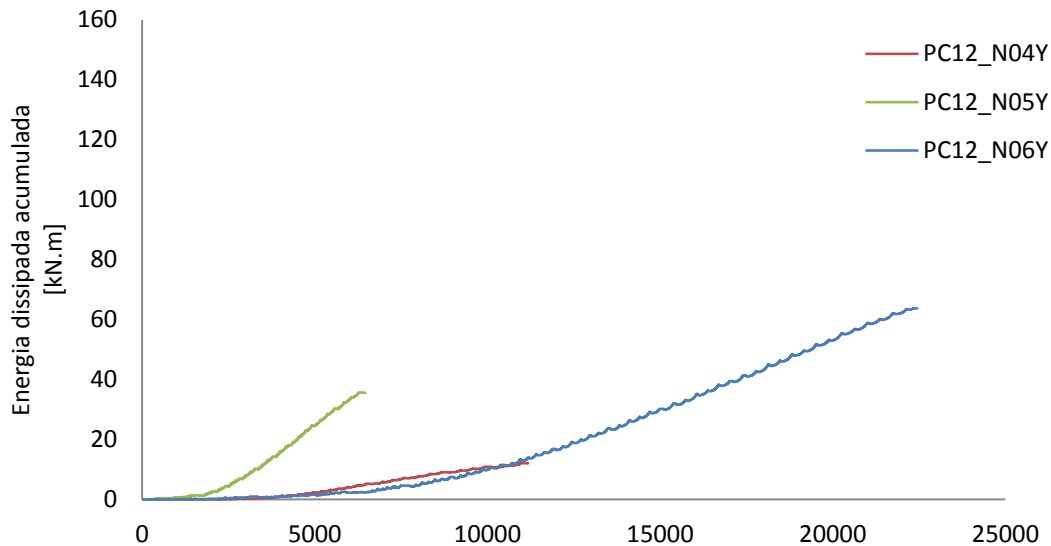


Figura 10 Energia dissipada acumulada na direção Y – ensaios cíclicos

Da análise da Figura 9 é evidente a maior dissipação de energia nos pilares PC12_N04 e PC12_N05, enquanto a energia dissipada no pilar PC12_N06 é substancialmente inferior em virtude do ensaio ter sido desenvolvido até um menor valor de deslocamento nesta direção (e, conseqüentemente, maior deslocamento na direção de menor inércia para a qual se obtém maior dissipação de energia).

Outro aspeto que se realça destes gráficos é a maior taxa de dissipação de energia do pilar PC12_N05 (do que os restantes) em ambas as direções, devido à imposição de deslocamentos iguais em ambas as direções, que requer uma maior capacidade de deformação o que conduz a um aumento da dissipação de energia, uma vez que a degradação da rigidez evolui de uma forma mais acentuada. O pilar PC12_N04 na direção de menor inércia tem uma baixa dissipação de energia, que se deve ao facto de haver uma distribuição assimétrica da força conjugada com uma menor exigência de deformação nessa mesma direção.

3.3.3. Evolução do dano

A evolução do dano é apresentada na Figura 11, em termos do valor de *drift* para o qual ocorre cada nível de dano. Para esta comparação só foi considerada a análise dos ensaios biaxiais, que são cíclicos com patamares de deslocamento imposto semelhantes, sendo assim possível a identificação do início de cada estado/nível de dano. Foram considerados os seguintes níveis de dano: fissuração, destacamento de betão, encurvadura dos varões, rotura convencional (20% de diminuição da resistência) e rotura do primeiro varão.

É possível constatar que a fissuração ocorre para o mesmo nível de *drift* em todos os ensaios, cerca de 0,20%; no entanto, o destacamento de betão ocorre para três níveis diferentes de *drift*, sendo que o primeiro ocorre no ensaio do pilar PC12_N05 para cerca de 1,50% de *drift* (ensaio com idêntica exigência de deslocamento em ambas as direções). A encurvadura de varões ocorre para o mesmo nível de deformação nos ensaios PC12_N05 e PC12_N06, cerca de 3,50% de *drift*. O ensaio PC12_N04 termina com 4% de *drift* sem qualquer rotura de varões, por contraste com os restantes ensaios em que ocorreu a rotura de um varão para aquele nível de *drift*, embora o ensaio PC12_N06 apenas tenha terminado por rotura convencional aos 4,33% de *drift*.

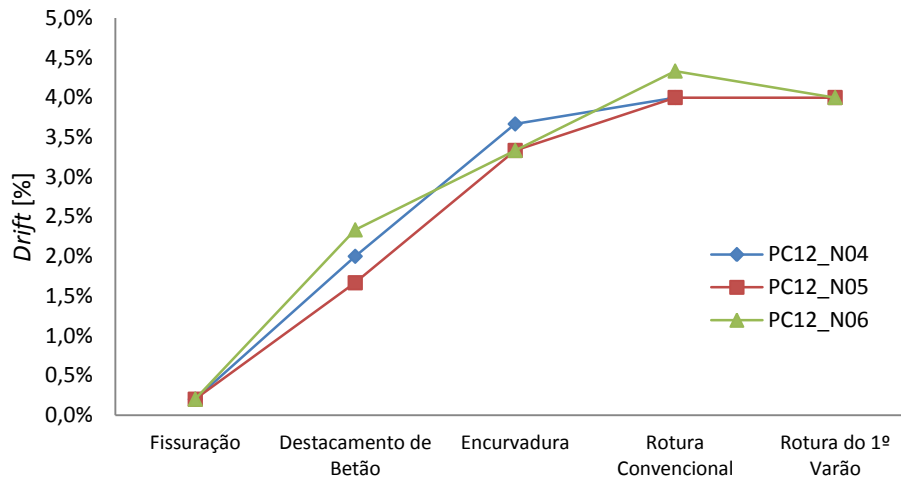


Figura 11 Evolução do dano nos ensaios biaxiais

4. CONCLUSÕES

Esta campanha experimental é composta por ensaios em 6 pilares de betão armado, com dimensões de 0,50x0,30x1,70 m, tendo sido adotados dois tipos de ensaios, uniaxial monotónicos e cíclicos biaxial. Estes últimos segundo direções oblíquas com três ângulos diferentes, 30°, 45° e 60°. Os pontos seguintes resumem as principais conclusões que se retiram desta campanha de ensaios:

- As maiores forças foram registadas nos ensaios monotónicos; a maior foi registada no ensaio do pilar PC01_N02, com um esforço axial de 600kN, que teve uma rotura abrupta para cerca de 90mm de deslocamento no sentido negativo. Os restantes ensaios foram efetuados com força axial de 300kN e todos apresentaram um modo de rotura progressiva.
- Os ensaios biaxiais cíclicos atingiram 65mm como máximo deslocamento horizontal resultante, equivalente a 4,33% de *drift*, e em todos os ensaios observou-se uma rotura dúctil; as forças máximas registadas em cada direção foram de 150kN e 70kN, na direção de maior inércia e de menor inércia, respetivamente, que estão em concordância com a relação de dimensões e armadura longitudinal mobilizada para cada direção de ensaio.
- A força máxima registada nos ensaios biaxiais em cada sentido apresenta ligeiras diferenças, que se relacionam com a ocorrência assimétrica do dano nos pilares.
- Os valores máximos de energia dissipada registados nos ensaios biaxiais cíclicos foram cerca de 140kN·m (PC12_N04) e 65kN·m (PC12_N06), na direção de maior e menor inércia respetivamente.
- Devido à elevada exigência de deformação do pilar no ensaio PC12_N05 ocorreu rotura de varões, que também se verificou no ensaio PC12_N06, devido às diferenças de recobrimento, que resultou no destacamento precoce de betão de recobrimento no lado sudeste, em relação ao verificado no lado oposto uma vez que este tinha um recobrimento muito superior, implicando que no lado sudeste existiu rotura de um varão.

A principal conclusão que é possível retirar desta campanha de ensaios, cujos resultados ainda não se encontram completamente processados e analisados, é que a degradação de resistência é bastante mais acentuada nos ensaios biaxiais que nos ensaios uniaxiais, como esperado, e que os pilares quando ensaiados monotonicamente apresentam um nível de resistência mais elevado que quando ensaiados biaxialmente, sendo a diferença maior na direção Y (de menor inércia).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o empenho dos técnicos do LESE, Sr. Valdemar Luis e Sr. André Martins, sem os quais esta campanha experimental não seria possível, bem como a colaboração do Eng.º Alexandre Costa na preparação do programa de controlo dos ensaios.

Este artigo refere investigação realizada com o apoio financeiro da "FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia", Portugal, especificamente no âmbito do projeto com referência PTDC/ECM/102221/2008, que os autores reconhecidamente agradecem. Em particular, o primeiro autor agradece a Bolsa de Investigação concedida ao abrigo daquele mesmo projeto.

REFERÊNCIAS

- [1] CEB. (1996). RC frames under earthquake loading. Bulletin no.231, Comité Euro-International du Béton.
- [2] Takizawa H, Aoyama M. (1976). Biaxial effects in modelling earthquake response of RC structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 4:523–552.
- [3] Marante ME, Flórez-López J. (2002). Model of damage for RC elements subjected to biaxial bending. *Engineering Structures*; 24:1141–1152.
- [4] Paulay T, Priestley MJN. (1992). *Seismic design of RC and masonry buildings*. John Wiley. ISBN: 0-471-54915-0.
- [5] Park YJ, Wen YK, Ang AHS. (1986). Random vibration of hysteretic systems under bi-directional ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 14:543–557.
- [6] Rodrigues H, Varum H, Arêde A, Costa A. (2012). A comparative analysis of energy dissipation and equivalent viscous damping of RC columns subjected to uniaxial and biaxial loading. *Engineering Structures*; 35:149–164.
- [7] Rodrigues H. Biaxial seismic behaviour of reinforced concrete columns. (2012). University of Aveiro Civil Engineering Department, tese de doutoramento.
- [8] Rocha P. (2010). *Reforço e reparação de pilares de edifícios de betão armado em zonas sísmicas*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, tese de doutoramento.
- [9] Delgado P. (2009). *Avaliação da segurança sísmica de pontes*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, tese de doutoramento.