

## INFLUÊNCIA DA ARMADURA TRANSVERSAL NO COMPORTAMENTO CÍCLICO DE PILARES OCOS DE BETÃO ARMADO

**PEDRO DELGADO**

Eq. Assistente  
ESTG - IPVC  
Viana do Castelo - Portugal

**NELSON VILA POUCA**

Prof. Auxiliar  
FEUP  
Porto-Portugal

**JOÃO PEDROSA**

Est. Mestrado  
FEUP  
Porto-Portugal

**PATRÍCIO ROCHA**

Eq. Prof. Adjunto  
ESTG - IPVC  
Viana do Castelo - Portugal

**ANTÓNIO ARÊDE**

Prof. Auxiliar  
FEUP  
Porto-Portugal

**ANÍBAL COSTA**

Prof. Catedrático  
Univ. de Aveiro  
Aveiro-Portugal

**RAIMUNDO DELGADO**

Prof. Catedrático  
FEUP  
Porto-Portugal

### SUMÁRIO

Devido ao facto de algumas estruturas existentes não disporem de uma adequada resistência sísmica, em que se incluem os pilares ocós de pontes, nomeadamente devido a insuficiente capacidade ao corte ou inadequada pormenorização das armaduras transversais, procura-se neste trabalho estudar o comportamento de pilares de betão armado de secção oca em que se adoptam diferentes tipos de estribos.

Neste sentido tem vindo a ser realizada no LESE – FEUP (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural) uma campanha de ensaios experimentais com modelos à escala reduzida onde foram ensaiados dois tipos de modelos de pilares ocós de pontes de secção quadrada e rectangular, com diversas disposições da armadura transversal, desde as mais tradicionais, com estribo único ao longo de cada parede, às mais recentes, seguindo as disposições do EC8. O esquema de ensaio utilizado pretende simular o comportamento dos pilares inseridos em estruturas reais e portanto a consideração do esforço axial associado à acção horizontal cíclica.

Neste tipo de pilares ocós, onde o esforço transversal é determinante no tipo de comportamento estrutural, torna-se ainda mais relevante a influência das armaduras transversais na resposta dos pilares, onde os efeitos de corte poderão condicionar inclusive o modo de rotura. Para os dois tipos de pilares realizou-se a simulação numérica dos ensaios. Nesta simulação recorreu-se a modelos refinados que permitem captar de forma realista os fenómenos mais relevantes da resposta cíclica dos pilares tendo em vista o objectivo de auxiliar a interpretação dos resultados experimentais. Com este trabalho, procura-se contribuir para a avaliação da eficiência no comportamento cíclico de cada umas das soluções de estribos adoptadas, suas possibilidades e campos de aplicação.

### 1. INTRODUÇÃO

A utilização de secções ocas em pilares altos de pontes revela-se adequada, conseguindo-se desta forma obter grande rigidez de forma económica, tendo por isso sido prática comum neste tipo de obras. No entanto, alguns sismos recentes de maior intensidade têm demonstrado a vulnerabilidade destas soluções em relação à resistência ao corte e capacidade de deformação de pilares, em particular de pilares de pontes existentes em que não tenham sido tomadas as devidas preocupações do ponto de vista sísmico. Assim, torna-se fundamental estudar o comportamento cíclico deste tipo de pilares, com diferentes soluções de armadura transversal, de maneira a interpretar a importância das componentes de deformação por corte/flexão e dos mecanismos de rotura. Assim, assume particular interesse o estudo dos fenómenos associados ao corte, uma vez que, à semelhança de paredes estruturais, os pilares de secção oca têm uma espessura total de alma muito reduzida, apresentando modos de deformação e rotura frequentemente dominados pelo esforço transversal. Deste modo, no âmbito do trabalho

experimental que tem sido efectuado no LESE, desenvolvido no âmbito do estudo de pilares de secção oca (característicos de pontes construídas nos anos 70), surgiu a necessidade de se complementar este trabalho experimental com uma vertente numérica com o propósito de se prever e interpretar de forma mais consistente os resultados experimentais. Atendendo à importância dos aspectos associados ao corte na resposta cíclica dos pilares, revelou-se importante a utilização de modelos constitutivos refinados em associação a uma modelação com elementos finitos para se traduzir de forma realista a resposta experimental.

## 2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

### 2.1. Setup de ensaio

O setup de ensaio, ilustrado esquematicamente na Figura 1, está preparado para permitir a aplicação de deslocamentos horizontais através de um actuador hidráulico de 500 kN fixado num pórtico metálico de reacção, e cargas axiais através de um actuador hidráulico com capacidade de 700 kN suportado num pórtico de reacção vertical que mantém inalterada a localização de aplicação da acção vertical. A sapata do pilar e os pórticos metálicos de reacção encontram-se ligados ao pavimento rígido de 600 mm de espessura através de tirantes de aço de alta resistência pré-esforçados para prevenir deslocamentos e rotações indesejáveis. Na Figura 1 mostra-se uma vista geral do setup de ensaio no laboratório LESE e na Figura 2 pode observar-se com maior detalhe o sistema de aplicação da carga vertical e o respectivo dispositivo de deslizamento horizontal. Durante o ensaio foi aplicado um esforço axial constante de 250 kN, enquanto que a acção horizontal foi imposta no topo do pilar de forma cíclica, com controlo de deslocamentos.

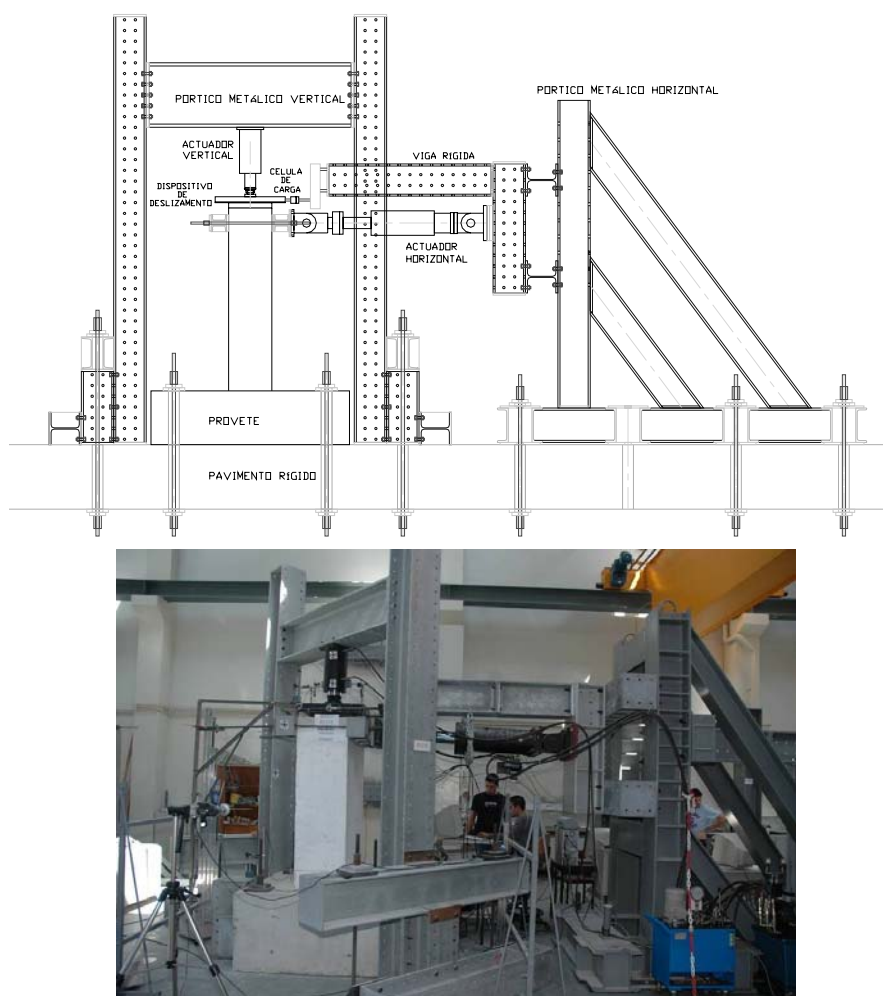


Figura 1: Esquema e vista do *setup* de ensaio no laboratório LESE



Figura 2: Dispositivo de deslizamento usado para a aplicação da carga axial

Para permitir manter inalterada a localização da aplicação do esforço axial, foi utilizado um dispositivo de deslizamento especial constituído por duas placas metálicas, como ilustrado na Figura 2, com características adequadas de modo a minimizar o atrito entre elas. A placa inferior é apoiada no topo do pilar enquanto a superior se encontra articulada no actuador vertical, permitindo o deslocamento e rotação do topo do pilar ao longo do ensaio, onde são aplicadas cargas horizontais (sendo o actuador controlado através da imposição de deslocamentos). A placa superior é também ligada a uma célula de carga para medir a força de atrito mobilizada entre as duas placas. Durante o ensaio, o sistema hidráulico mantém constante a pressão do óleo no actuador vertical, de forma a não variar significativamente o esforço axial aplicado.

O controlo do actuador horizontal é efectuado através de um sistema de controlo PXI da National Instruments (NI), comandado por intermédio de um programa desenvolvido especialmente para este setup e com rotinas escritas em software LabVIEW (também da NI). A aquisição de dados é igualmente suportada por outro sistema PXI equipado com cartas de aquisição e condicionamento de sinal, permitindo a leitura directa dos dados a partir dos extensómetros, células de carga, LVDT's (Linear Voltage Displacement Transducers) e outro tipo de aparelhos analógicos amplificados ou sensores digitais. O software de aquisição é identicamente desenvolvido em LabVIEW.

## 2.2. Protótipos e instrumentação

O conjunto de protótipos ensaiados é constituído por pilares de betão armado de secção rectangular oca, com dimensões exteriores de 450mm x 900 mm e paredes de 75mm de espessura. Os esquemas de montagem dos pilares são apresentados na Figura 3a, onde a armadura longitudinal é constituída por varões  $\phi 8$  e a armadura transversal por arames de 2,6mm de diâmetro. Estes pilares têm dois tipos de configurações de armadura transversal, como ilustrado na Figura 3a. A primeira, mais tradicional (referida como PO2-N4), apenas com um estribo único ao longo de cada parede e a segunda (PO2-N6) com uma disposição mais representativa das actuais indicações regulamentares (tipo EC8) e com o dobro da área de armadura transversal. A geometria destes pilares foi inspirada em protótipos semelhantes, mas de secção quadrada, ensaiados experimentalmente no Laboratório da Universidade de Pavia, Itália [1]. Estes protótipos, apresentados na Figura 3, correspondem à representação de pilares de pontes com secção oca em escala reduzida de  $\frac{1}{4}$ . A instrumentação exterior de medição de deformações encontra-se representada na Figura 3b, tendo como objectivo medir separadamente as deformações por corte e por flexão, uma vez que era esperada uma contribuição significativa das deformações por corte.

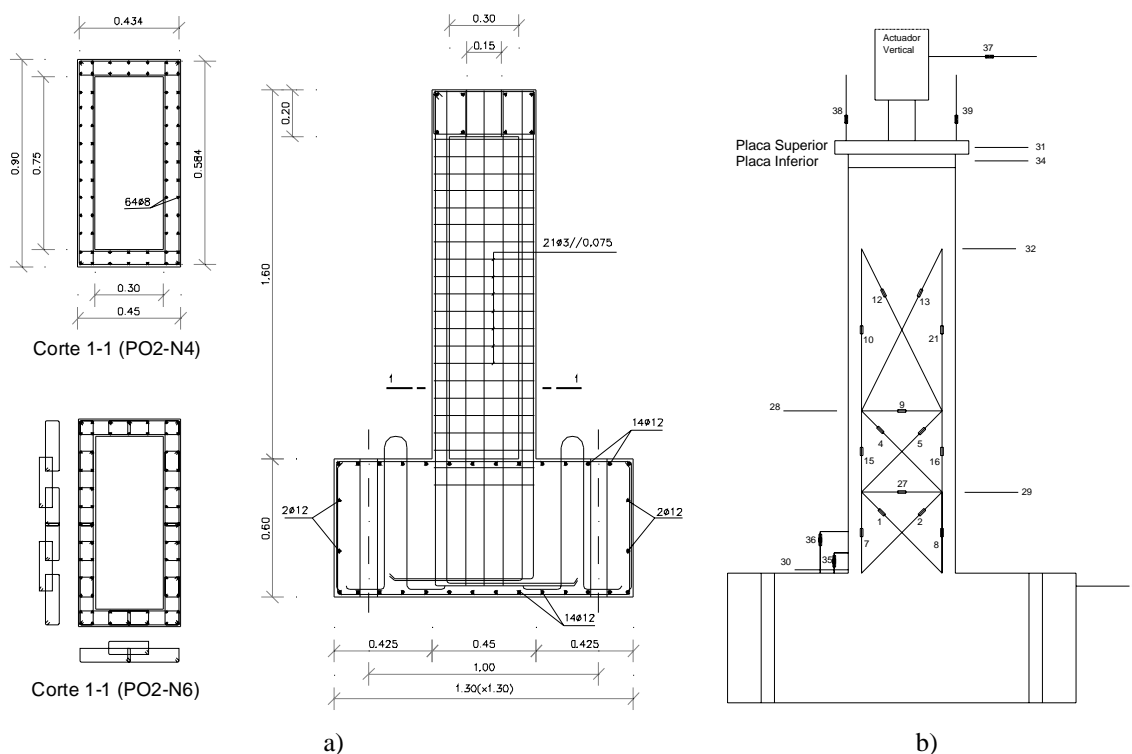


Figura 3: Pilares ocos: a) pormenorização da armadura e b) disposição dos LVDT's na face lateral este

### 3. ENSAIOS EXPERIMENTAIS CÍCLICOS

De forma a caracterizar o comportamento cíclico dos pilares, foram aplicados três ciclos repetidos em cada amplitude de deslocamento de acordo com a história de carga apresentada no Quadro 1 em termos de amplitude de deslocamento e respectivos valores do drift.

Quadro 1: História de carga dos ensaios experimentais

Desloc. (mm)	1	3	5	10	4	14	17	7	25	30	33	40	45
Drift (%)	0.07	0.21	0.35	0.7	0.28	1.0	1.2	0.5	1.8	2.1	2.4	2.9	3.2

#### 3.1. Pilar PO2-N4

No que respeita aos resultados do ensaio do pilar original PO2-N4, observaram-se fendas muito concentradas na base do pilar (aproximadamente no terço inferior do pilar) para os ciclos iniciais, correspondentes a deslocamentos inferiores a 5mm (Figura 4a). Nas faces laterais, essas fendas são inclinadas, enquanto nas faces normais à direcção do carregamento as fendas são horizontais e afastadas de cerca de 7.5cm (distancia entre estribos). Para deslocamentos correspondentes a um drift de 0.7% as fendas já se desenvolvem praticamente ao longo de toda a altura do pilar com inclinações próximas de 45° nas faces laterais, como se pode observar na Figura 4b. A abertura destas fendas apresenta já valores significativos de cerca de 0.5mm. Nos ciclos correspondentes a deslocamentos do topo do pilar de 17mm (drift de 1,2%), as fendas das faces laterais, ilustradas na Figura 4c, agravam-se bastante, chegando mesmo a atingir aberturas de cerca de 1.5mm. Pelo contrário, nas faces norte e sul (normais à direcção do carregamento), continua a ser observado um dano pouco significativo, com fendas bastante distribuídas e abertura ainda inferior a 0.3mm. Para o ciclo de 25mm correspondente a um drift de 1.8% (Figura 4d) verifica-se uma progressão das fendas anteriores e o aparecimento de novas fendas verificando-se já o início do destaque do betão de recobrimento. Como se pode observar na Figura 5, no fim do ensaio (drift de 2.4%) verificou-se um dano muito acentuado nas faces laterais, Este e Oeste,

com o betão de recobrimento a destacar-se praticamente toda a altura do pilar, por efeito dos mecanismos de abertura e fecho das fendas de corte. Como expectável, durante o ensaio foi observado um dano acentuado associado ao corte com significativa degradação do betão devido à fraca eficiência da armadura transversal. Nas faces Norte e Sul foi observado um menor nível de dano, como mostram as Figura 5a e b. No entanto, as fissuras observadas nestas faces não são apenas horizontais, mas apresentam uma inclinação que aumenta ao longo da altura do pilar devido ao efeito de influência do corte (“shear lag effect”) que ocorre para esta razão largura/altura (2:1) da secção e bastante visível a partir do padrão de dano efectivamente observado. Este efeito traduz-se na contribuição dos banzos para a resistência à flexão através das ligações alma/banzo, de modo a permitir a mobilização dos banzos, nomeadamente a da resistência das armaduras aí existentes. Na resposta global expressa pelo diagrama força-deslocamento, apresentado na Figura 8, pode observar-se que o pilar sofre uma acentuada degradação nos 3 ciclos de cada amplitude. Verifica-se de facto, nestes ciclos repetidos, uma redução do nível de força associada à degradação de rigidez resultante da fendilhação de corte. Em consequência desta fendilhação, a deformação de corte aumenta nos segundos e terceiros ciclos, resultando portanto uma menor exigência da deformação de flexão nestes ciclos, o que se reflecte na redução do nível de força observado nestes ciclos.

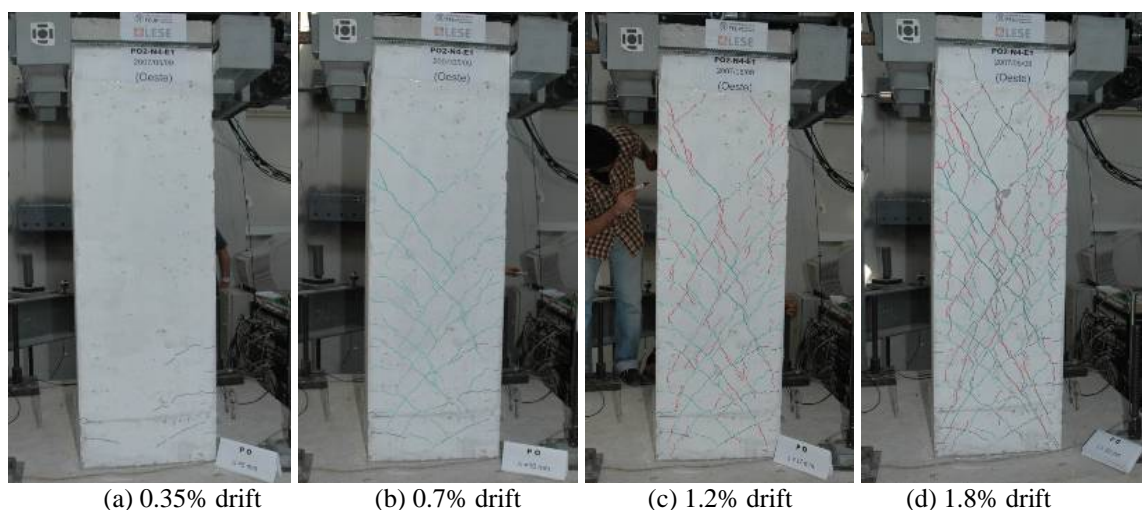


Figura 4: Evolução dos danos do Pilar PO2-N4

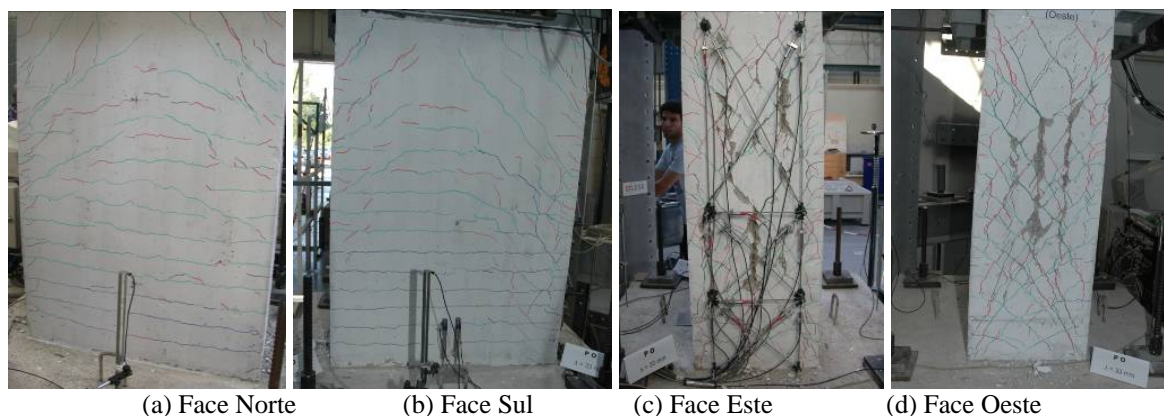


Figura 5: Danos do Pilar PO2-N4 para deslocamento último de 33mm (drift de 2.4%)

### 3.2. Pilar PO2-N6

No ensaio do pilar PO2-N6, e como também descrito para o pilar anterior, a zona mais danificada do pilar foi observada principalmente nas faces laterais, este e oeste. Para os ciclos iniciais, correspondentes a valores do drift inferiores a 0.35% (Figura 6a), observaram-se fendas muito concentradas na base do pilar (novamente no terço inferior do pilar). Como se pode observar na Figura 6b, para um drift de 0.7% as fendas desenvolvem-se praticamente ao longo de toda a altura do pilar com inclinação próxima de 45° nas faces laterais, com abertura de fenda de cerca de 0.4mm. Quando os deslocamentos do topo do pilar chegam a 17mm (drift de 1,2%), as fendas das faces laterais agravam-se (Figura 6c), atingindo aberturas de cerca de 0.8mm. Comparando este mesmo instante da evolução dos ensaios, a abertura de fendas do pilar PO1-N4 é praticamente o dobro das verificadas neste ensaio. Desta forma, a deformação por corte encontra-se mais controlada neste ensaio, devido a existir uma área de armadura transversal duas vezes maior e com disposição de estribos tipo EC8. No entanto parece apesar disso que a deformação por corte continua ainda a ser mais importante do que a deformação por flexão, uma vez que nas faces Norte e Sul continua a ser observado dano pouco significativo, com fendas bastante distribuídas e respectiva abertura ainda inferior a 0.3mm. Para deslocamentos do topo do pilar de 25mm, a que correspondem ciclos com drift de 1.8% (Figura 6d) verifica-se um agravamento das fendas anteriores, com aberturas que chegam a atingir 1.5mm, mas ainda sem visível destaque do betão de recobrimento. No final do ensaio, novamente o betão de recobrimento destacou-se em extensas zonas do pilar (ver Figura 7) verificando-se elevados danos associados ao corte com significativa degradação do betão nas faces laterais resultante da insuficiente capacidade conferida pela armadura transversal. Tal como no ensaio anterior, foi registado pouco dano nas faces Norte e Sul, com fendas horizontais bastante distribuídas (Figuras 7a e b) e com alguma inclinação próxima da zona de aplicação das cargas.

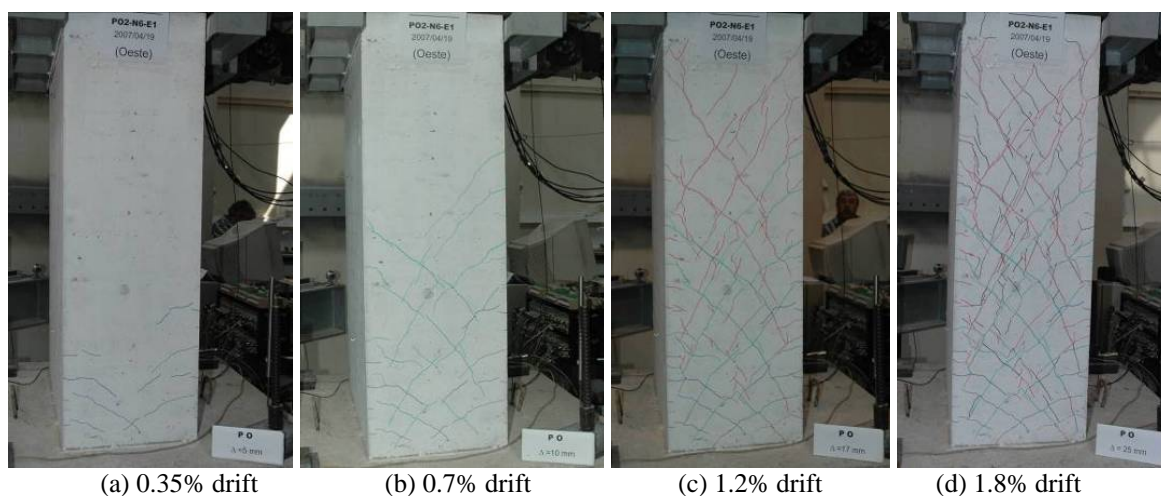


Figura 6: Evolução do dano do Pilar PO2-N6

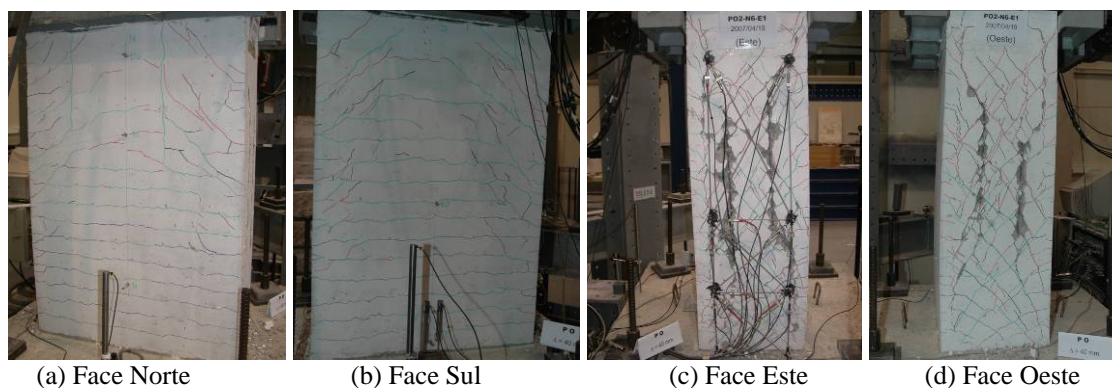


Figura 7: Dano do Pilar PO2-N6 para deslocamento último de 45mm (drift de 3.2%)

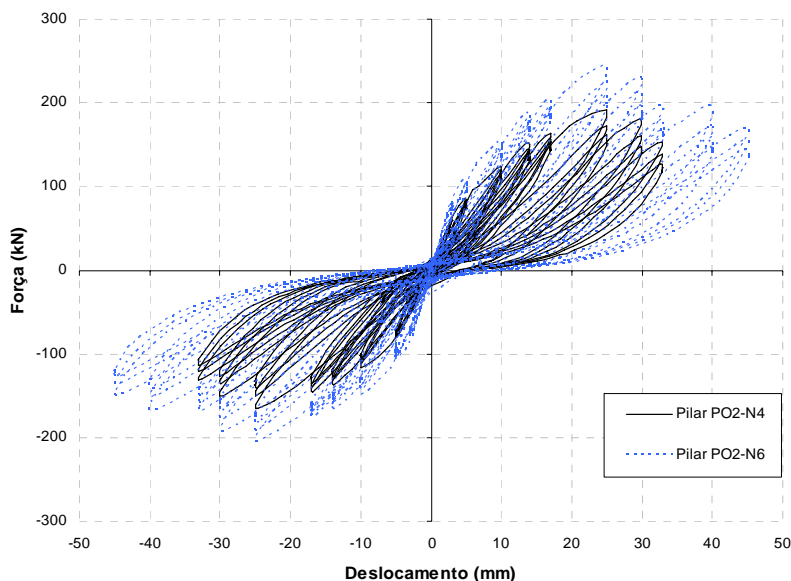


Figura 8: Comparação dos resultados experimentais - PO2-N4 vs PO2-N6

Como se pode ver na Figura 8, onde se comparam as respostas cíclicas experimentais obtidas para os dois pilares, o pilar PO2-N6 atingiu um deslocamento máximo de 45mm, consideravelmente superior ao ensaio anterior (PO2-N4). Com base nos resultados experimentais e no padrão de danos ilustrado, foram observados mecanismos de rotura em corte para ambos os pilares, mas em PO2-N6 com uma força máxima cerca de 25% maior. Para o pilar PO2-N4 esta rotura verificou-se no primeiro ciclo com amplitude de 33mm (correspondendo a um drift de 2.4%) e para o pilar PO2-N6 no primeiro ciclo de 45 mm (correspondendo a um drift de 3.2%).

Na Figura 9 encontra-se representada a evolução das componentes de deformação por corte e por flexão para os dois pilares, obtidas a partir da instrumentação referida anteriormente, mais concretamente LVTDs colocados nas faces laterais dos pilares. A componente de deformação por corte do pilar PO2-N4 é mais importante do que a do pilar PO2-N6, particularmente nos ciclos de maior amplitude, nos quais se regista uma maior degradação associada ao corte. De facto, o pilar PO2-N6, com o dobro da área de armadura transversal relativamente ao pilar PO2-N4, conseguiu controlar melhor a componente de deformação por corte, sendo portanto maior a componente de deformação por flexão e exigindo, desta forma, maiores extensões na armadura longitudinal. No entanto, dado que a rotura se verificou por corte, não foi possível avaliar a eficiência da pormenorização da armadura transversal com vista a prevenir a encurvadura da armadura longitudinal, procurando-se futuramente extrair conclusões a esse respeito após reforço ao corte deste pilar. Por outro lado, com esta disposição de estribos (tipo EC8) parece existir um melhor controlo da abertura de fendas nas paredes laterais do pilar, e consequentemente uma contribuição na diminuição do dano do betão (ver Figuras 5d e 7d).

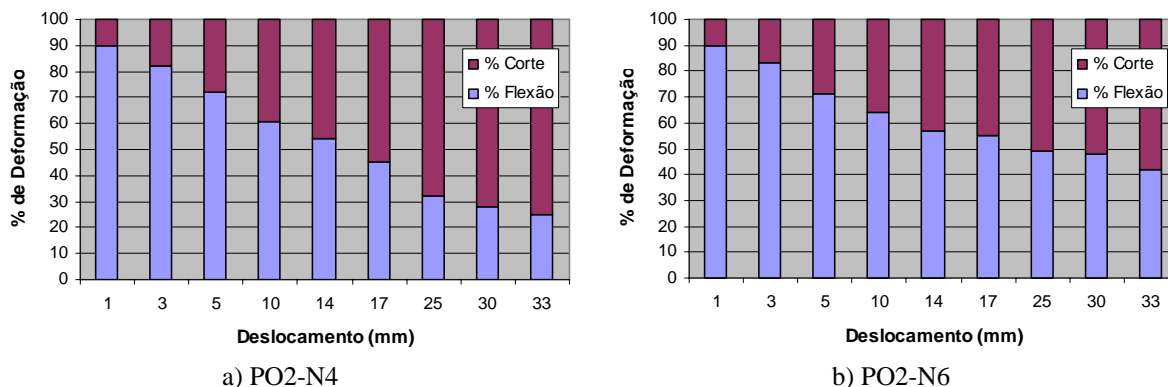


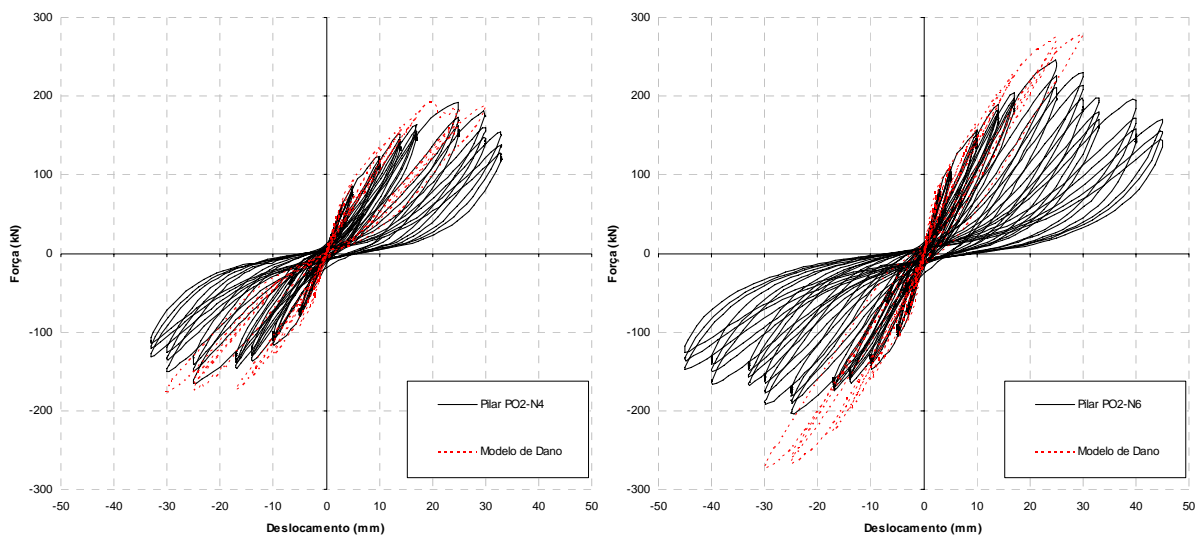
Figura 9: Evolução das componentes de deformação por corte e por flexão

#### 4. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS

Foram efectuadas análises numéricas das respostas dos pilares para carregamentos cíclicos, usando uma ferramenta analítica baseada num programa geral de análise estrutural, CAST3M [2], baseado em elementos finitos, onde uma larga variedade de modelos constitutivos de comportamento não linear estão disponíveis e, particularmente, o Modelo de Dano desenvolvido na FEUP [3] e recentemente implementado em Cast3m [4], com resultados que comprovam a sua excelente capacidade para simular o comportamento sísmico de pilares de pontes em betão armado [5]. O modelo constitutivo utilizado para o betão fundamenta-se na Mecânica de Dano Contínuo, tendo sido já inicialmente apresentado na referência [3] e mais recentemente também aplicado a pilares ensaiados na campanha experimental em que este trabalho se insere [6, 7]. No essencial o modelo recorre a um 'tensor de tensões efectivas', que nas aplicações que aqui serão apresentadas é aceitável identificar com o tensor de tensões elástico, sendo este tensor de tensões efectivas decomposto em tensores de tracção e de compressão. Para estas zonas de betão, foram realizadas discretizações em elementos finitos 3D, incorporando duas variáveis escalares de dano independentes para a simulação dos mecanismos não lineares de degradação do betão sob condições de tracção e compressão; para a simulação do comportamento cíclico da armadura discretizada com elementos de treliça foi utilizado o modelo Giuffré-Menegotto-Pinto [8].

Os resultados das simulações numéricas com o modelo de dano para os pilares PO2-N4 e PO2-N6 são comparados com os resultados experimentais na Figura 10, em termos da resposta global expressa pelo diagrama força - deslocamento. No pilar PO2-N4 houve desde cedo uma preponderância dos modos de deformação e rotura por corte, conseguindo-se captar satisfatoriamente esses efeitos pelo modelo de dano, como se pode verificar através da comparação das respostas cíclicas apresentadas na Figura 10a. Para o pilar PO2-N6 a comparação entre os resultados numéricos e experimentais mostra, como se pode verificar na Figura 10b, desvios da ordem dos 20% para deslocamentos positivos e de cerca dos 40% para deslocamentos negativos. Esta discrepância poderá estar associada ao facto de no modelo numérico se ter considerado uma disposição da armadura transversal idêntica à adoptada no modelo experimental, implicando que na zona central dos estribos da alma se tenha uma armadura dupla. Esta duplicação de armadura conduz a um diferente comportamento estrutural nas duas análises, já que no modelo experimental a mobilização da zona central dos estribos obriga a um comprimento de transferência de tensões, por aderência, o que não acontece na análise numérica em que esta transferência de tensões se produz imediatamente, como se pode observar na Figura 12f, em que há uma significativa redução da tensão na zona central. Acresce que, devido à utilização de arame liso na execução dos pilares em escala reduzida, a aderência entre o betão e a armadura transversal é ainda mais baixa, implicando uma maior componente de deformação por corte nos ensaios experimentais. Assim, admite-se que a existência de uma maior quantidade de armadura efectiva praticamente em toda a alma do pilar é responsável por um aumento de capacidade resistente ao corte no modelo numérico, explicando o ligeiro acréscimo de força horizontal obtido na modelação numérica. Outro aspecto que poderá contribuir para a diferença entre os resultados, poderá estar relacionada com a dificuldade em simular numericamente o efeito de rotação da fundação, efectivamente mais notório para deslocamentos negativos, verificada no decorrer do ensaio experimental.





a) Pilar PO2-N4

b) Pilar PO2-N6

Figura 10: Comparação da resposta global força - deslocamento – numérico vs experimental

A secção transversal e a malha de elementos finitos 3D utilizada no modelo de dano encontram-se ilustradas, respectivamente, nas Figuras 11a e 12a, mas de facto apenas foi modelada metade da secção do pilar com as adequadas condições de simetria.

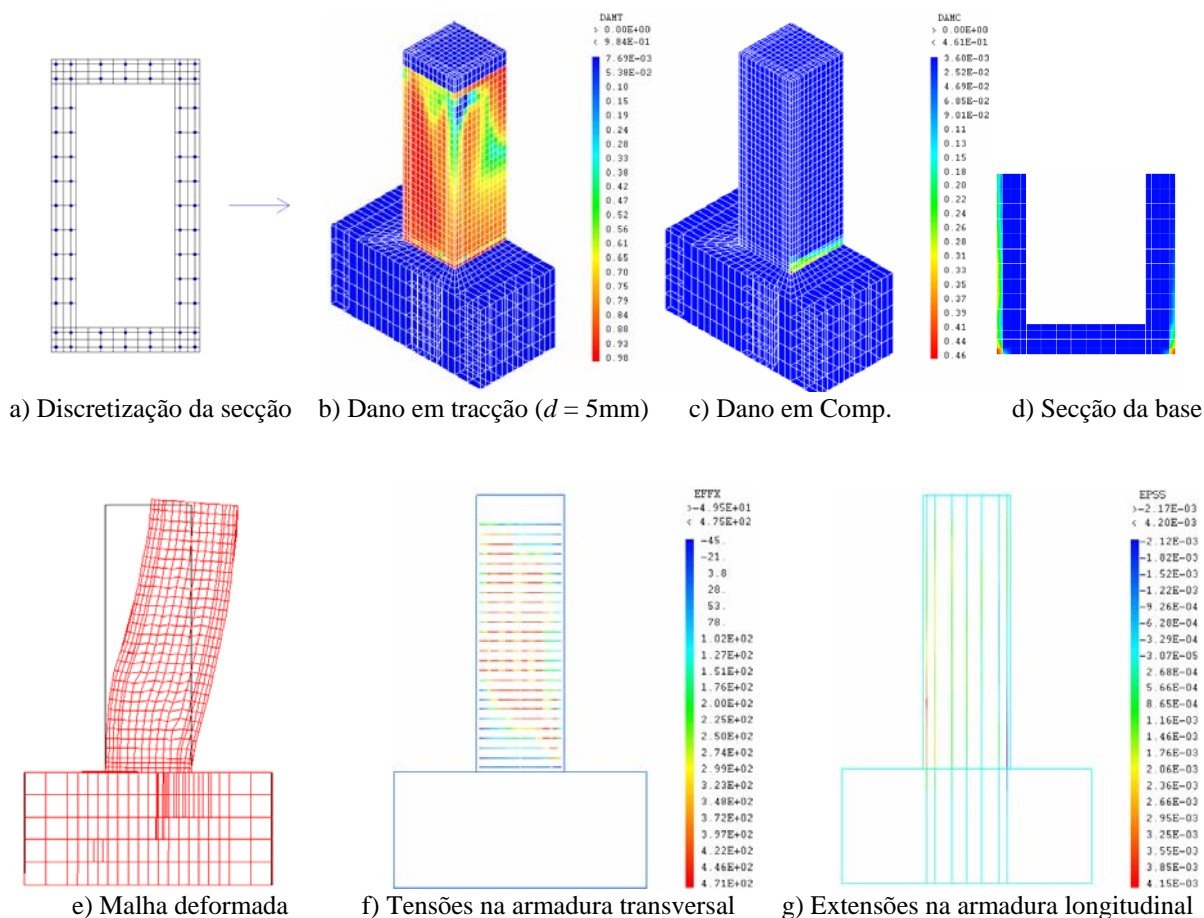


Figura 11: Resultados numéricos do pilar PO2-N4 para um drift de 1.8% ( $d = 25\text{mm}$ ).

Para ambos os pilares, os resultados do dano em tracção do modelo numérico para ciclos iniciais (Figuras 11b e 12b) indicam que o pilar se encontra já totalmente fissurado nas almas. Os danos em compressão para drift de 1.8%, ilustrados nas Figura 11c, 11d, 12c e 12d, aparentam boa concordância com o comportamento real uma vez que mantiveram num valor reduzido de dano. Na realidade também não se verificou esmagamento significativo do betão, apenas algum destaque na zona dos cantos onde o modelo apresenta também o maior índice de danos em compressão.

No que diz respeito à deformação para um deslocamento de topo de 25mm, o pilar PO2-N4 parece denotar deformações mais importantes associadas ao corte (Figura 11e) do que o pilar PO2-N6 (Figura 12e), confirmando as conclusões já obtidas anteriormente.

Para o nível de deslocamento de 25mm nota-se de forma mais vincada a influência do corte, sendo por este efeito que se processa a rotura, reflectida pela plastificação dos estribos ao longo de toda a altura do pilar (Figuras 11f e 12f). Pode ainda verificar-se que no pilar PO2-N6 existe uma zona central dos estribos com menor tensão devido à duplicação da área de armadura transversal, para a realização dos laços entre varões longitudinais. O diagrama de extensão da armadura longitudinal mostra que estas deformações se encontram ao longo de uma altura significativa nos varões das extremidades para o pilar PO2-N4, por efeito da elevada deformação por corte, levando a que a rotação na base seja pequena. Para o pilar PO2-N6 (Figura 12g), as extensões são bastante mais concentradas na base, devido a uma maior componente de deformação por flexão.

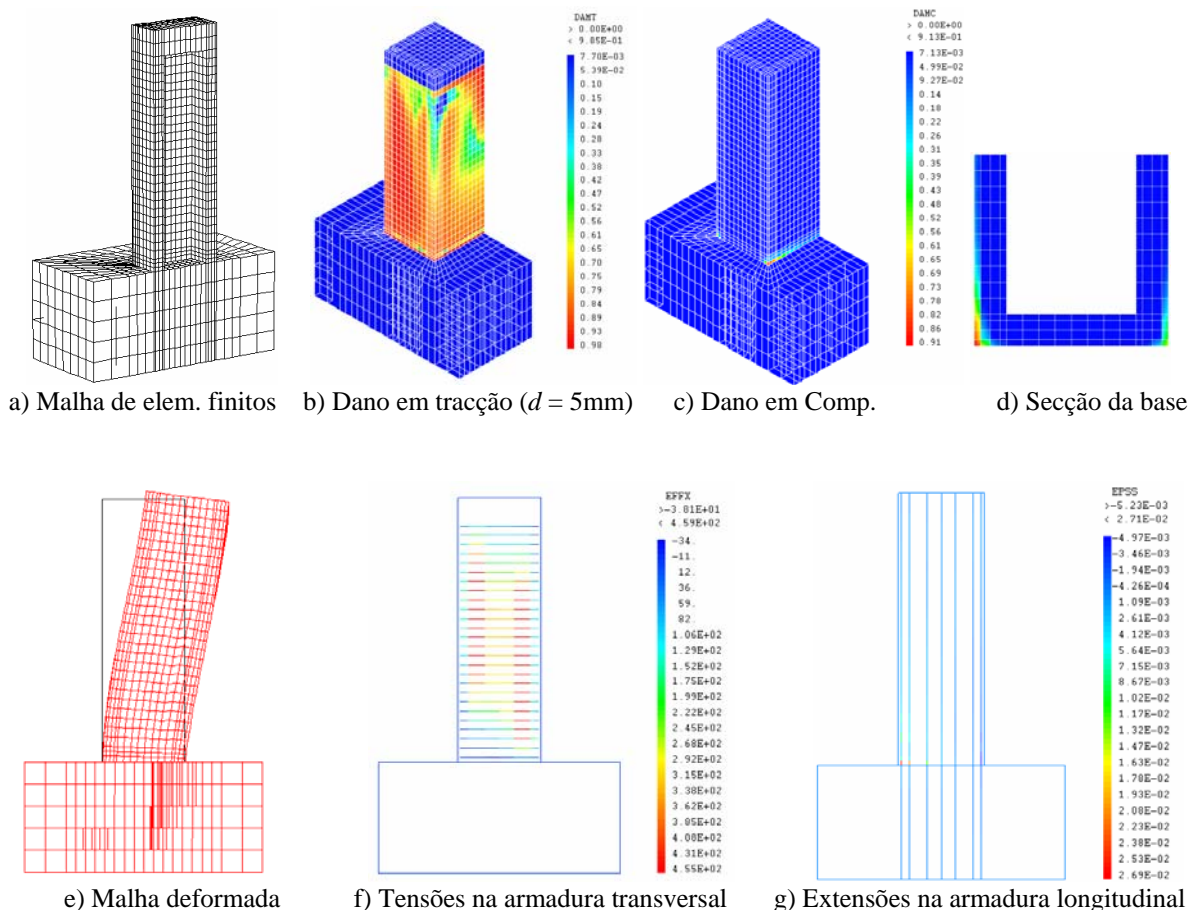


Figura 12: Resultados numéricos do pilar PO2-N6 para um drift de 1.8% ( $d = 25\text{mm}$ ).

## 5. CONCLUSÕES

Os resultados experimentais permitiram verificar que, embora em ambos os pilares a rotura seja obtida por mecanismo de corte, a solução com o dobro da área transversal de armadura (PO2-N6) permitiu obter um acréscimo de força máxima de cerca de 25% e um aumento de deslocamento máximo de 35%. Esta solução de estribos (tipo EC8), permitiu também reduzir a componente de deformação por corte. De facto, a partir dos LVTDs colocados nas faces laterais dos pilares e em comparação com o pilar PO2-N4, foi possível comprovar a existência de uma maior componente de deformação por flexão neste pilar.

No entanto, uma vez que a rotura se obteve por corte, não foi possível avaliar a eficiência da pormenorização da armadura transversal com vista a prevenir a encurvadura da armadura longitudinal, procurando-se futuramente extrair conclusões a esse respeito após reforço ao corte deste pilar. Por outro lado, com esta solução de estribos parece existir um melhor controlo da abertura de fendas nas paredes laterais (almas) do pilar, e consequentemente uma contribuição na diminuição do dano do betão.

As modelações numéricas adoptadas, que envolvem de forma rigorosa o comportamento dos materiais betão e aço, captaram globalmente a resposta cíclica resultante dos ensaios experimentais. A modelação do pilar PO2-N4 apresenta uma muito boa comparação com os resultados experimentais, quer no que se refere ao valor máximo da força obtida, quer no que se refere à rigidez global do pilar. Os resultados numéricos confirmam ainda que a rotura se deu por corte, identificando-se uma quase completa plastificação da armadura transversal. No pilar PO2-N6, conclusões semelhantes podem ser extraídas, verificando-se, no entanto, um maior nível de força atingido no modelo numérico quando comparado com o ensaio experimental, sendo esta diferença resultante da existência de uma maior quantidade de armadura efectiva, no modelo numérico, praticamente em toda a alma do pilar, e portanto responsável por um aumento de capacidade resistente ao corte e explicando o acréscimo de força horizontal obtido nesta análise.

## 6. AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à empresa Irmãos Maia, Lda pela construção dos pilares e os ensaiados e também à equipa do laboratório, Eng.º André Martins e Sr. Valdemar Luís, por todo o cuidado prestado na preparação dos ensaios.

Este artigo refere investigação realizada com o apoio financeiro da "FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia", Portugal que reconhecidamente se agradece.

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] Pavese, A., Bolognini, D., and Peloso, S. (2004) FRP seismic retrofit of RC square hollow section bridge piers. *Journal of Earthquake Engineering*, 1 SPEC. ISS., 225-250.
- [2] CEA (2003) Pasquet, P. Manuel d'utilisation de Cast3m, Commissariat à l'Énergie Atomique.
- [3] Faria, R., Oliver, J., and Cervera, M. (1998) A strain based plastic viscous damage model for massive concrete structures. *International Journal of Solids and Structures*, 35(14), 1533-1558.
- [4] Costa, C., Pegon, P., Arêde, A., and Castro, J. (2005) Implementation of the Damage model in Tension and Compression with Plasticity in Cast3m. *Report EUR, ISPC, CEC, JRC, Ispra (VA), Itália*, (publication stage)
- [5] Faria, R., Pouca, N.V., and Delgado, R. (2004) Simulation of the Cyclic Behaviour of R/C Rectangular Hollow Section Bridge Piers via a Detailed Numerical Model. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(5), 725-748.
- [6] Delgado, P., Rocha, P., Pedrosa, J., Arêde, A., Pouca, N.V., Santos, M., Costa, A., and Delgado, R. (2007) Retrofitting of Bridge Hollow Piers with CFRP. *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 13-16 Julho Rethymno, Crete, Greece.

- [7] Pedrosa, J., Pouca, N.V., Delgado, P., Rocha, P., Arêde, A., Costa, A., and Delgado, R. (2007) Simulação Numérica de Ensaios Cíclicos de Pilares Ocos com Rotura por Corte. *CMNE/CILAMCE*, 13-15 Julho Porto, Portugal.
- [8] Giuffrè, A. and Pinto, P. (1970) Il comportamento del cemento armato per sollecitazione ciclice di forte intensità. *Giornale del Genio Civile*,