

AVALIAÇÃO E REFORÇO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

E. CANSADO CARVALHO, EMA COELHO

Centro de Estudos e Equipamentos de Engenharia Sísmica (C3ES)
Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal

A. VIEIRA PINTO, JAVIER MOLINA, HUMBERTO VARUM

Safety in Structural Mechanics Unit (SSMU), Institute for Systems, Informatics and Safety (ISIS), Joint Research Centre (JRC) of European Commission, Ispra, Italy

SUMÁRIO

Apresenta-se um programa experimental que incluiu o ensaio em escala real de dois pórticos de betão armado representativos da construção no sul da Europa com 40/50 anos, com necessidade de reabilitação sísmica. São feitas algumas considerações sobre o comportamento experimental das estruturas, que foram ensaiadas sem qualquer intervenção, posteriormente reparadas e novamente ensaiadas considerando diferentes técnicas de reforço sísmico.

1. INTRODUÇÃO

No enquadramento do projecto Europeu ICONS – *Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures*, e no âmbito do seu Tópico 2, relativo à avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas e estudo de técnicas de reparação e reforço sísmico, realizaram-se no Laboratório ELSA do JRC, em Ispra, uma série de ensaios pseudo-dinâmicos em estruturas de betão armado sem resistência sísmica específica, representativas da construção no sul da Europa com 40/50 anos, e com necessidade de reabilitação sísmica. O programa experimental foi financiado pelo projecto Europeu ECOEST II - *European Consortium of Earthquake Shaking Tables* e incluiu o ensaio em escala real de dois pórticos de betão armado de 4 pisos e 3 vãos, um sem alvenaria e o outro com paredes de alvenaria com diferentes configurações.

Numa primeira fase, os modelos foram ensaiados sem qualquer tipo de intervenção, sendo a acção sísmica representada por excitações de severidade crescente, representativas de um cenário de risco sísmico desenvolvido para a Europa [1] e correspondente a uma sismicidade moderada-elevada. Nesta fase o nível máximo de severidade das excitações foi condicionado pelo estado de danificação das estruturas, tendo-se assegurado que as estruturas seriam reparáveis.

Numa fase seguinte, aplicaram-se diferentes técnicas de reforço sísmico e as estruturas foram ensaiadas para excitações sísmicas até um nível de severidade consideravelmente superior. Para a estrutura sem paredes de alvenaria, utilizaram-se duas técnicas de intervenção selectiva, estudadas no âmbito do projecto ICONS [2]. No que respeita à estrutura com painéis de alvenaria, esta foi reforçada com uma parede fina de betão projectado com incorporação de uma rede metálica electrosoldada num dos vãos do pórtico, em toda a altura [3].

2. DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS ENSAIADAS

2.1 Configuração, geometria e materiais

As estruturas ensaiadas foram definidas com base num pórtico plano com 4 pisos e 3 vãos, representativo de uma estrutura de betão armado constituída por pórticos paralelos afastados entre si de 5.0m. Considerou-se uma altura entre pisos de 2.7m, sendo o comprimento de dois vãos 5.0m e do terceiro 2.5 m. As vigas têm secção rectangular com dimensões 0.20x0.50m e foram betonadas em conjunto com uma laje de 0.15m de espessura, com uma largura de 4.50m. O pilar interior situado entre os dois vãos maiores tem secção rectangular com 0.60x 0.25m até ao segundo piso, e com 0.50x0.25m acima deste nível. O pilar exterior junto ao vão maior tem secção rectangular constante em toda a altura com 0.20x0.40m, sendo a secção dos outros pilares também constante em altura com as dimensões 0.20x0.30m. Um dos modelos (modelo A) foi preenchido com paredes de alvenaria, com algumas aberturas com diferentes configurações, e a outra estrutura (modelo B) foi ensaiada sem alvenarias. A geometria do pórtico de betão armado e das paredes de alvenaria está ilustrada nas figuras 1 e 2.

No modelo A, todos os vãos foram preenchidos com paredes de alvenaria de tijolo furado com 50-60% de vazios, de dimensões 245 x 115 x 245 mm. As paredes têm uma espessura de cerca de 150 mm, correspondente à alvenaria de 115 mm com uma camada de reboco com 10-20 mm nas duas faces. Em toda a altura do vão extremo maior, as paredes têm uma abertura correspondente a uma janela descentrada com as dimensões 1.2 x 1.1 m. No vão central, existe uma porta com 2.0 x 1.9 m no primeiro piso, e nos restantes níveis janelas com 2.0 x 1.1 m. No outro vão extremo, não foram consideradas aberturas nas paredes de alvenaria.

A estrutura de betão armado foi dimensionada essencialmente para cargas verticais [3]. Deste dimensionamento decorreu uma resistência última em termos de força horizontal global, estimada pelos actuais critérios de verificação de segurança por estados limites, de cerca de 8% do seu peso total, ou seja, $F_H \approx 145 \text{ kN}$. A verificação em termos de tensões de segurança, como era prática na década de 1950-60 em países do sul da Europa, tal como Portugal, Itália ou Grécia, conduziria a uma resistência global horizontal de cerca de 5% do peso da estrutura.

Os materiais foram escolhidos atendendo à prática construtiva da época. Assim, considerou-se nas especificações para a construção dos modelos o betão da classe C16/20 do Eurocódigo 2 [4] (valor médio nominal da resistência à compressão de 24 Mpa), com o objectivo de usar um betão com uma resistência relativamente baixa e de características semelhantes ao utilizado na altura. Os ensaios realizados em cubos retirados durante a construção evidenciaram um betão de fraca qualidade, dada a grande dispersão de resultados ($\text{cov} = 0.17$) e o baixo valor obtido para a resistência média à compressão (cerca de 16.3 Mpa).

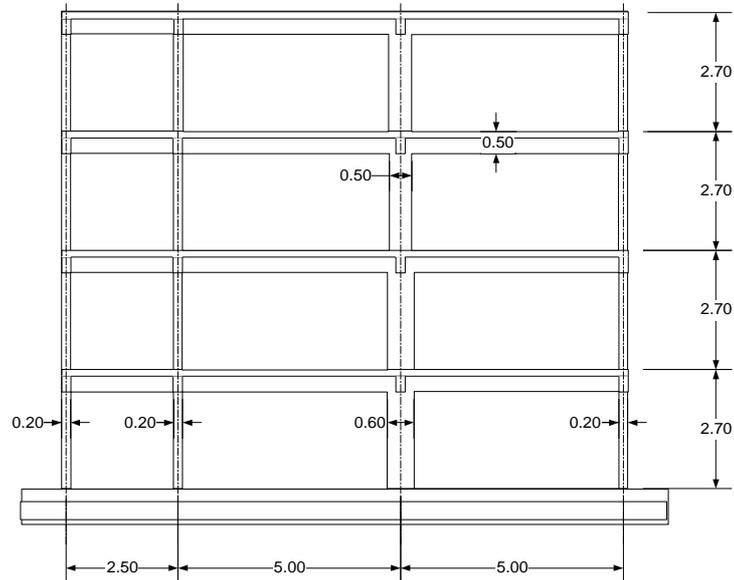


Figura 1 – Esquema geral do pórtico de betão armado (modelos A e B)

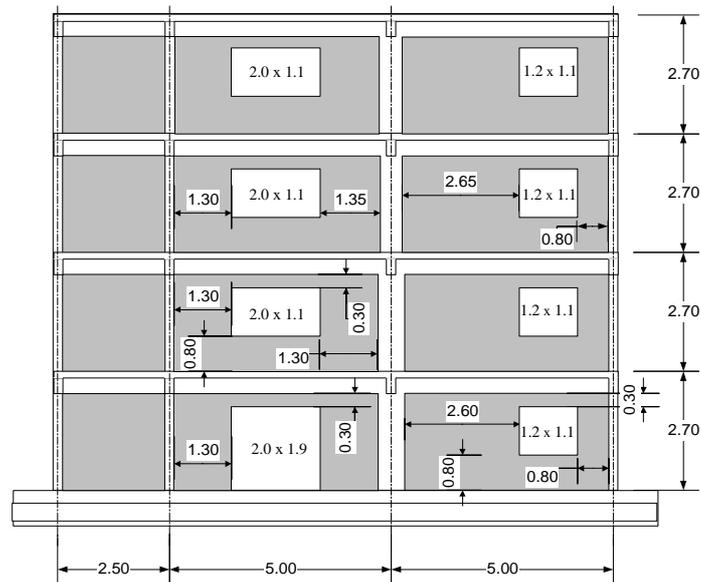


Figura 2 – Configuração das aberturas nas paredes de alvenaria (modelo A)

Quanto ao aço, utilizou-se na construção um aço macio Italiano da classe FeB22k (cf. norma Italiana *Gazzetta Ufficiale* n. 176, 28/6/1980 - "Acciai in barre tonde lisce"). Como está ilustrado na tabela 1, onde se indicam as propriedades mecânicas do aço e da alvenaria, os valores médios experimentais obtidos em provetes de aço retirados durante a construção diferem consi-

deravelmente dos valores nominais, evidenciando uma resistência significativamente superior à esperada (aumentos de cerca de 45% e 24% respectivamente nos valores da tensão de cedência e máxima). As propriedades da alvenaria foram estimadas com base em ensaios de tijolos isolados e muretes realizados na Universidade de Pavia, construídos com tijolos do mesmo fabricante e do mesmo tipo.

Tabela 1 – Características do aço e da alvenaria

Material	Valores médios nominais e experimentais	
Aço (FeB22k nominal)	Tensão de cedência:	$f_{sy} = 235MPa$
	Tensão máxima:	$f_{su} = 365MPa$
	Extensão na carga máxima:	$\varepsilon_{su} = 29.9\%$
	Módulo de elasticidade:	$E_s = 200 \times 10^3 MPa$
Aço (valores reais – regressão de resultados experimentais para varões ϕ 12 e 16 mm)	Tensão de cedência:	$f_{sy} = 343.6MPa$
	Tensão máxima:	$f_{su} = 451.5MPa$
	Extensão na carga máxima:	$\varepsilon_{su} = 22.9\%$
	Módulo de elasticidade:	$E_s = 204.5 \times 10^3 MPa$
Tijolos 245 x 115 x 245 (valores experimentais)	Resistência à compressão paralelamente à furação:	$f_{cu} = 15.4 MPa$
	perpendicularmente à furação:	$f_{cu} = 2.8 MPa$
Alvenaria (valores experimentais em provetes realizados com o mesmo tipo de tijolos)	Resistência à compressão paralelamente à furação:	$f_{cu} = 1.11 MPa$
	perpendicularmente à furação:	$f_{cu} = 1.10 MPa$
	Módulo de elasticidade: paralelamente à furação:	$E_c = 991.0 MPa$
	perpendicularmente à furação:	$E_c = 1873.0 MPa$

Os pormenores das armaduras adoptadas reflectem a prática construtiva da época, sem consideração de disposições específicas de dimensionamento sísmico, nomeadamente relativas à ductilidade dos elementos estruturais. Nota-se que foram usados varões lisos de aço macio para as armaduras longitudinais, como era corrente na época, e que a quantidade e disposição das armaduras transversais nos pilares corresponde a ausência de confinamento nestes elementos.

2.2 Cargas verticais e acção sísmica

Para efeitos de ensaio, as acções verticais nas estruturas foram aplicadas de modo a simular as cargas permanentes e o valor quase-permanente da sobrecarga [3]. Assim, para além do peso próprio das lajes, das vigas e dos pilares dos próprios modelos, aplicaram-se massas adicionais correspondentes ao peso de revestimentos e paredes, e ao valor quase-permanente da sobrecarga (1.1 kN/m^2).

Considerou-se a acção sísmica representada por excitações de severidade crescente, representativas de um cenário de risco sísmico desenvolvido para a Europa [1,3] e correspondente a uma sismicidade moderada-elevada.

Tabela 3 – Valores da aceleração máxima para os diferentes período de retorno

Acel. (g)	Pr (anos)	Prob. (%)
0.09	73	49.8
0.11	100	39.5
0.14	170	25.5
0.18	300	15.4
0.22	475	10
0.26	700	6.9
0.29	975	5
0.33	1370	3.6
0.38	2000	2.5
0.44	3000	1.7
0.51	5000	1
0.63	9980	0.5

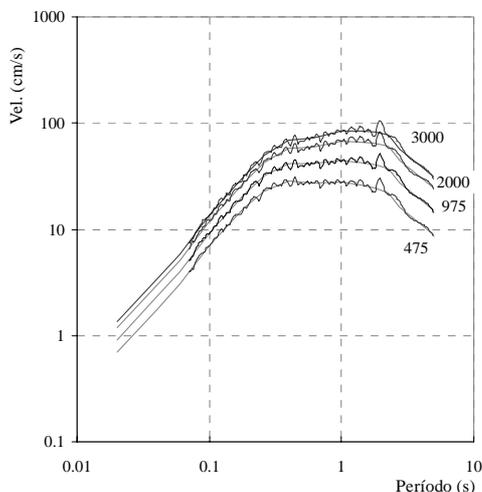


Figura 3 – Espectros de resposta

Consideraram-se séries de aceleração com 15 segundos de duração, geradas artificialmente e consistentes com um conjunto de doze espectros de resposta de casualidade uniforme, para períodos de retorno crescentes. Indicam-se na tabela 3 os valores dos períodos de retorno considerados, as correspondentes probabilidades de excedência em 50 anos, e os valores da aceleração máxima. Os espectros de resposta correspondentes a quatro períodos de retorno (475, 975, 2000 e 3000 anos), para um amortecimento de 5%, estão representados na figura 3.

2.3 Soluções de reforço sísmico

Para melhorar o comportamento sísmico do modelo sem alvenarias, que se verificou ser pouco satisfatório para as primeiras séries de aceleração, utilizaram-se simultaneamente duas técnicas de intervenção selectiva [2], que consistiram na atribuição de resistência e/ou ductilidade a alguns elementos estruturais, com o fim de, por um lado, aumentar a capacidade de uns ou corrigir irregularidades de resistência, e, por outro lado, conferir a esses ou outros elementos maior capacidade de exploração de ductilidade e reduzir a ocorrência de roturas frágeis por esforço transversal.

A estrutura com alvenarias foi reparada após a primeira fase de ensaios, tendo sido reforçada com uma parede fina de betão projectado com incorporação de uma rede metálica electro-soldada no menor dos vãos do pórtico, em toda a altura [3]. Nota-se que não se estabeleceu nenhuma ligação específica entre esta nova parede de betão e os pilares e vigas do pórtico.

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

3.1 Modelo sem paredes de alvenaria

Na primeira fase de ensaios, o pórtico sem paredes de alvenaria (modelo B) foi sujeito a uma excitação sísmica correspondente a um período de retorno de 475 anos (ensaio BF475),

seguinto-se um segundo ensaio com a acção inerente a 975 anos (ensaio BF975) [5]. O comportamento da estrutura está ilustrado na figura 4 nos diagramas esforço transverso – deslocamento relativo entre pisos ao nível do 1º e 3º pisos e para os dois ensaios consecutivos .

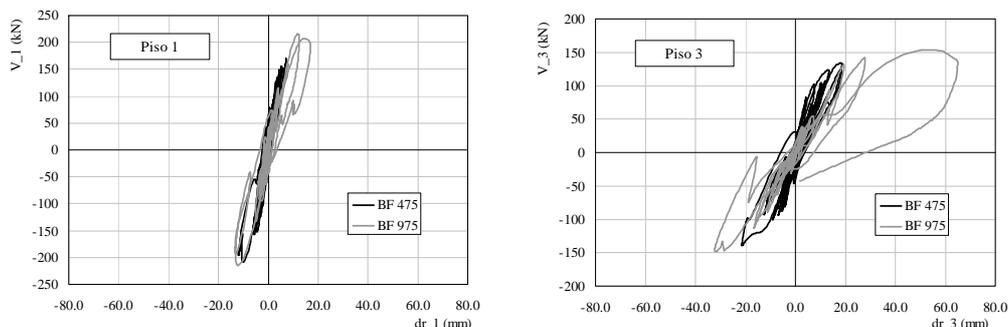


Figura 4 – Diagramas esforço transverso – deslocamento relativo ao nível do 1º e 3º pisos do modelo B (BF475+BF975)

No ensaio BF475, observou-se alguma fendilhação nos elementos (extremos dos pilares e face superior das vigas), sendo apenas ligeiros os danos aparentes. Verificou-se, no entanto, uma significativa redução da frequência própria fundamental identificada na parte final do ensaio (cerca de 35%) e a concentração das exigências de ductilidade entre o 3º e o 4º pisos. Os danos neste entrepiso acentuaram-se muito no ensaio BF975, tendo-se atingido uma situação próxima do colapso de piso (deslocamento relativo cerca de 2,4%). Por este motivo, o ensaio foi interrompido antes do final (a cerca de 7,5 segundos) de modo a que fosse viável a reparação da estrutura. Os danos concentraram-se no pilar interior de maiores dimensões ao nível do 3º entrepiso, com fendilhação significativa de flexão e esforço transverso, esmagamento do betão, perda de recobrimento e plastificação de armaduras longitudinais e transversais nas regiões próximas dos extremos. No 1º piso este pilar exibiu alguma fendilhação de esforço transverso e as vigas dos dois primeiros pisos apresentaram também algumas fissuras na sua face superior.

Tabela 4 – Resultados dos ensaios BF e SR (modelo B)

Ensaio	D (mm)	dt (%)	Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 4	
			dr (%)	V(kN)						
BF 475	60.8	0.56	0.44	209.0	0.74	188.2	0.80	139.0	0.46	95.8
BF 975	116.7	1.08	0.63	216.7	1.03	202.7	2.41	153.9	0.91	111.1
SR 475	63.2	0.59	0.63	212.2	0.92	185.5	0.60	130.8	0.34	90.1
SR 975	116.3	1.08	1.31	261.1	1.56	223.3	1.16	181.6	0.74	149.2
SR 2000	219.5	2.03	2.75	285.9	2.98	234.1	1.62	220.4	0.94	171.9

A reparação da estrutura consistiu na remoção do betão de recobrimento danificado, no preenchimento das fendas através de injeção de resina epoxy e na reposição do recobrimento com betão semelhante ao original. Após limpeza das superfícies, o esquema referido de intervenção selectiva foi aplicado à estrutura, tendo sido reforçado o pilar onde se tinham concentrado os danos mais severos. Acima do nível do piso 3, com o objectivo de aumentar a resistência à flexão, foram colocados ao longo do pilar varões verticais exteriores embebidos

numa camada protectora de betão não estrutural (atribuição de resistência). Adicionalmente, nas zonas extremas do mesmo pilar, desde a base e até ao nível do 3º piso, foram colocadas chapas de aço exteriores com o objectivo de aumentar o confinamento nas regiões do pilar com maiores exigências de ductilidade. Nas zonas intermédias foram ainda colocadas chapas adicionais com o fim de evitar roturas frágeis por esforço transverso. A estrutura reforçada foi ensaiada considerando as mesmas duas séries para 475 e 975 anos (ensaios SR475 e SR975). Em face dos resultados do ensaio SR975, que conduziu a exigências e danos significativamente reduzidos, foi ainda realizado um ensaio com excitação sísmica correspondente ao período de retorno de 2000 anos, esperando atingir danos com maior significado. Na figura 5 estão representados os diagramas esforço transverso – deslocamento relativo entre pisos obtidos ao nível do 1º e 3º pisos para os três ensaios consecutivos. Na mesma figura, a tracejado, sobrepõem-se os diagramas correspondentes aos ensaios BF.

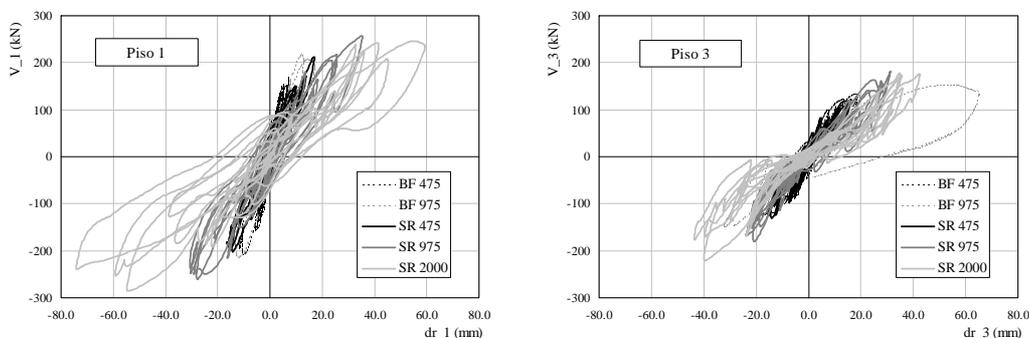


Figura 5 – Diagramas esforço transverso – deslocamento relativo nos pisos 1 e 3 do modelo B reforçado (SR475+SR975+SR 2000) e sem reforço (BF475+BF975 - a tracejado).

Verificou-se que as exigências em termos de deslocamentos no topo, nos ensaios SR475 e SR975, foram semelhantes às do pórtico sem reforço, conforme se pode constatar por análise da tabela 4, onde se indicam os valores da resposta experimental obtida em todos os ensaios do modelo B, em termos de deslocamento no topo (D), de deslocamentos relativos global e de piso (dt e dr), e de esforço transverso nos pisos (V). Contudo, o comportamento da estrutura alterou-se substancialmente, tendo a estrutura reforçada exibido um comportamento mais regular traduzido pela distribuição em altura das exigências em termos de deslocamentos relativos entre pisos. Este efeito manteve-se para o ensaio realizado com maior intensidade da acção (SR2000). Por outro lado, observou-se um aumento significativo de rigidez e resistência ao nível dos 3º e 4º pisos, sendo ainda claro o aumento de resistência nos pisos 1 e 2. Os danos observados no ensaio SR2000 foram significativos, com está ilustrado nos diagramas da figura 5, com alguma degradação de resistência (esmagamento do betão no pilar mais rígido, perda de recobrimento nos pilares mais esbeltos e nas vigas) e um efeito de “pinching” pronunciado devido ao escorregamento dos varões nos nós centrais vigas-pilar.

3.2 Modelo com alvenarias (modelo A)

A estrutura com alvenarias (modelo A) foi sujeita na primeira fase a três ensaios consecutivos com excitações sísmicas correspondentes aos períodos de retorno de 475, 975 e 2000 anos

(ensaios IN475, IN975 e IN2000), após o que foi reparada, reforçada com uma parede de betão projectado, e novamente ensaiada considerando as mesmas três séries de aceleração (ensaios SC475, SC975, SC2000) [6]. Os valores dos deslocamentos no topo, deslocamentos relativos e esforços transversos obtidos nos ensaios do modelo A indicam-se na tabela 5. Apresentam-se na figura 6 os diagramas esforço transverso–deslocamento relativo globais para os três ensaios.

Tabela 5 – Resultados dos ensaios IN e SC (modelo A)

Ensaio	D (mm)	dt (%)	Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 4	
			dr (%)	V(kN)						
IN 475	10.2	0.09	0.12	754.0	0.12	680.8	0.08	512.4	0.06	288.4
IN 975	22.3	0.21	0.43	846.5	0.27	749.1	0.15	635.5	0.11	388.1
IN 2000	40.6	0.38	1.29	529.2	0.22	543.2	0.12	446.2	0.09	256.5
SC 475	14.9	0.14	0.14	703.9	0.22	615.7	0.11	530.2	0.09	312.7
SC 975	20.4	0.19	0.22	820.1	0.31	733.1	0.15	593.1	0.11	361.0
SC 2000	65.4	0.61	1.30	838.6	0.89	738.5	0.23	659.1	0.14	407.6

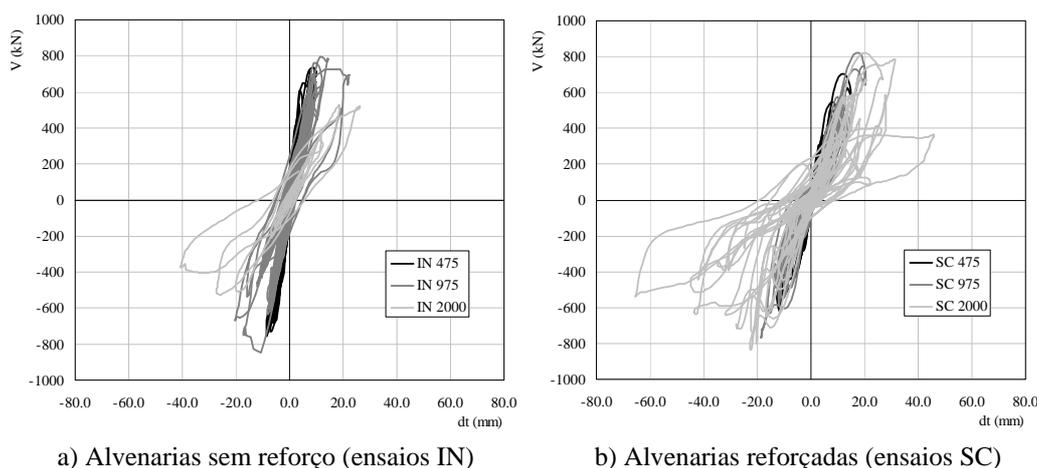


Figura 6 – Diagramas esforço transverso global – deslocamento relativo global no modelo A: a) IN475 + IN975 + IN2000; b) SC475 + SC975 + SC 2000

No ensaio IN475 os danos foram muito ligeiros, tendo-se observado alguma fendilhação em torno das aberturas das paredes de alvenaria dos dois primeiros pisos e a separação entre as alvenarias e a estrutura de betão. Não se verificaram quaisquer danos nos elementos estruturais de betão. Com a série de 975 anos a estrutura de betão sofreu danos ligeiros e as alvenarias dos pisos superiores mantiveram-se em boas condições. Ocorreu alguma fendilhação nos pilares exteriores dos primeiros pisos e identificaram-se fendas de esforço transverso na base do pilar de maiores dimensões. Quanto às alvenarias, os danos maiores verificaram-se no 1º entrepiso onde se observou fendilhação diagonal no painel de menores dimensões, fendas significativas nos outros painéis, e perda de reboco em todas as alvenarias. No 2º entrepiso deu-se a separação do painel menor e nas outras paredes a fendilhação progrediu. Com o aumento da inten-

sidade da excitação (IN2000), verificou-se uma concentração das exigências no primeiro entrepiso (deslocamento relativo cerca de 1.5%), tendo ocorrido o colapso de todas as paredes de alvenaria deste piso ao fim de 5 segundos da série de aceleração, quando o ensaio foi interrompido. Observou-se ainda a progressão das fendas diagonais na base do pilar maior. Como indicam os valores dos esforços transversos de piso (tabela 5), verificou-se já uma redução significativa da resistência global da estrutura neste último ensaio, indicativa da sua forte degradação.

Dado o elevado nível de dano verificado nos painéis do primeiro piso, estes foram refeitos antes da aplicação da parede de betão projectado. O primeiro ensaio da estrutura reforçada (SC475) conduziu à separação das paredes de alvenaria com reforço nos dois primeiros pisos tendo ainda sido observada alguma fendilhação em torno das aberturas dos painéis sem reforço do 2º entrepiso. Com a série seguinte (ensaio SC975), os danos aumentaram significativamente nas alvenarias, concentrando-se nos cantos dos painéis do 2º piso. Observou-se a progressão das fendas em torno das aberturas e as alvenarias do 3º piso apresentaram alguma fendilhação.

No último ensaio (SC2000) deu-se o colapso das alvenarias sem reforço do 1º piso, tendo o painel reforçado deste piso exibido apenas algum esmagamento nos cantos. Os pilares exteriores de betão dos primeiros pisos apresentaram fendas significativas de esforço transversal e ocorreu perda de recobrimento na viga adjacente ao painel reforçado, que exibiu alguma fendilhação diagonal. De um modo geral, o efeito positivo do reforço traduziu-se num melhor comportamento das alvenarias, tendo sido retardada a fendilhação e evitado o seu colapso. Nota-se no entanto que a presença do reforço teve efeitos negativos ao induzir à formação de zonas vulneráveis localizadas na estrutura de betão, como foi o caso dos pilares esbeltos exteriores onde se parece ter mobilizado um esforço transversal excessivo devido ao aumento das forças mobilizadas nas paredes em combinação com o efeito do momento global de derrubamento.

4. CONCLUSÕES

As principais conclusões do programa experimental apresentado podem sintetizar-se nos seguintes quatro aspectos:

Verificou-se que a estrutura em pórtico de betão armado sem alvenarias, antes do reforço, atingiu danos importantes associados a uma situação próxima do colapso do 3º entrepiso para uma acção correspondente a um período de retorno de 975 anos (aceleração máxima 0.29g), tendo mobilizado uma resistência global para forças horizontais cerca de 50% superior ao valor estimado com base numa verificação de segurança aos estados limites últimos. Embora aparentemente elevada, esta diferença está essencialmente de acordo com a habitual reserva de resistência esperada nos elementos estruturais, sobretudo se se atender ao facto do aço ter evidenciado uma resistência real consideravelmente superior ao valor nominal.

O efeito positivo da existência de paredes de alvenaria foi claramente evidenciado, tendo a estrutura com alvenarias mobilizado uma resistência 4 vezes superior à da estrutura em pórtico, com redução muito significatida dos deslocamentos (reduções da ordem de 80% nos deslocamentos no topo e relativo máximo para a mesma acção), apenas tendo ocorrido danos com algum significado nos elementos de betão para a acção correspondente ao período de retorno de 2000 anos (0.38g). Salienta-se no entanto que para esta acção já se verificou o colapso das

alvenarias do primeiro entrepiso, conduzindo a uma redução importante da resistência global.

O reforço da estrutura em pórtico através do esquema de intervenção selectiva mostrou-se eficiente na correcção das deficiências de comportamento observadas na estrutura inicial. De facto, embora as exigências em deslocamento no topo tenham sido essencialmente mantidas para a mesma acção, verificou-se uma alteração substancial do comportamento da estrutura, traduzida pelos efeitos positivos de distribuição em altura das exigências em termos de deslocamento relativo e de uniformização da rigidez e resistência dos elementos estruturais. Por outro lado, enquanto a estrutura inicial se aproximou do colapso para uma aceleração de 0.29g, a estrutura reforçada apenas apresentou danos com algum significado quando sujeita a uma excitação consideravelmente mais severa (0.38g) sem no entanto evidenciar ainda qualquer perda de resistência global.

Finalmente, verificou-se que a aplicação de uma parede fina de betão projectado em algumas das paredes de alvenaria, embora não permitindo recuperar os valores iniciais de rigidez global da estrutura (resposta ao mesmo sismo com deslocamentos da ordem de 1.5 vezes os da estrutura sem reforço), assegurou a recuperação da resistência inicial. O efeito positivo desta intervenção traduziu-se pelo atraso da progressão da fendilhação nas alvenarias e pela ausência de colapso em todas as alvenarias de um mesmo piso. Ao contrário do verificado na estrutura inicial, a estrutura reforçada suportou a acção correspondente ao período de retorno de 2000 anos sem degradação de resistência.

5. AGRADECIMENTOS

Agradece-se a colaboração na preparação desta comunicação da Engenheira Beatriz Massena, bolsreira da Fundação para a Ciência e Tecnologia ao abrigo do projecto “Mitigação do Risco Sísmico em Portugal”.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Campos-Costa, A.; Pinto, A.V. - *European seismic hazard scenarios – an approach to the definition of input motions for testing and reliability assessment of civil engineering structures*, JRC Special publication No. X.99.XX, JRC, Ispra, Itália, 1999.
- [2] Pinho, R. – *Selective retrofitting of RC structures in seismic areas*, PHD Thesis, Imperial College of Science and Technology, Londres, 2000.
- [3] Carvalho, E.C.; Coelho, Ema – *Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames. Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions*, projecto ICONS, relatório, LNEC, Lisboa, 1999.
- [4] European Committee for Standardization (CEN) - *Eurocode N°2 Common unified rules for concrete structures*, Report EUR8848 EN, Comm. European Communities, 1994.
- [5] Pinto, A.V.; Verzeletti, G.; Molina, J.; Varum, H. - *Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames)*, projecto ICONS, draft report, JRC, Ispra, Itália, 1999.
- [6] Pinto, A.V.; Molina, J.; Varum, H - *Assessment, Strengthening and Repair. Tests on the shotcrete infilled frame – Short presentation of the test results*, projecto ICONS, draft report, JRC, Ispra, Itália, 1999.