

UTILIZAÇÃO DO AÇO NA REABILITAÇÃO E REFORÇO DE EDIFÍCIOS EXISTENTES: AVALIAÇÃO DA SUA EFICIÊNCIA EM TESTES À ESCALA REAL

Humberto Varum¹ e Artur Pinto²

RESUMO

Descrevem-se alguns dos ensaios sísmicos realizados recentemente no laboratório ELSA, em edifícios à escala real, onde o aço foi usado na reabilitação e reforço da estrutura. Os pórticos ensaiados constituem uma amostra representativa da prática de projecto e da construção, de edifícios de betão armado, nos anos 50 em países do sul da Europa. Foi avaliada experimentalmente a eficácia de uma técnica de reforço, baseada num contraventamento excêntrico com dispositivo de dissipação de energia em aço.

1. INTRODUÇÃO

No âmbito do projecto ICONS (Tópico 2 - "*Assessment, Strengthening & Repair*"), uma vasta campanha de ensaios foi realizada no Laboratório ELSA, do J.R.C. (Joint Research Centre), da Comissão Europeia, em modelos de pórticos de edifícios existentes, de 4 pisos e à escala real, representativas do projecto e da construção característica nos anos 50, em países do sul da Europa. Os principais objectivos destes ensaios são o estudo de vulnerabilidades estruturais e o desenvolvimento e validação de técnicas de reparação e reforço.

As técnicas/soluções testadas foram: técnicas selectivas de reforço de pilares (intervindo na resistência, rigidez e/ou ductilidade dos pilares); e, sistemas de contraventamento com dispositivos de dissipação de energia.

Uma das técnicas de reforço experimentalmente avaliada, apresentada neste artigo, é baseada na introdução de um contraventamento excêntrico em aço, com um elemento vertical no topo, dimensionado para dissipar energia, por deformação em corte. O sistema de contraventamento e elemento de dissipação de energia foi dimensionado na Universidade Técnica de Darmstadt, por Bouwkamp [1].

¹ Assistente, Secção Autónoma de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro - hvarum@civil.ua.pt

² ELSA, IPSC, Joint Research Centre - Ispra - Itália - artur.pinto@jrc.it

Durante os ensaios sobre a estrutura original foi verificada, como prevista, uma grande vulnerabilidade deste tipo de estruturas. Os testes evidenciaram uma concentração notória da deformação lateral do pórtico e consequentemente dano no terceiro piso. O mecanismo verificado na estrutura deve-se à irregularidade em altura em termos de rigidez e resistência. Depois destes ensaios o pórtico foi reparado e reforçado de acordo com as técnicas de intervenção selectiva. Dois tipos de intervenção de reforço foram realizados na estrutura: uma baseada no aumento da capacidade resistente à flexão (terceiro e quarto pisos), e corrigindo a irregularidade existente em altura. Ao nível dos três primeiros pisos foram aplicadas cintas em aço por forma a melhorar a ductilidade e a capacidade resistente ao corte. O reforço da estrutura demonstrou corrigir as irregularidades em altura, produzindo respostas sísmicas com distribuições de exigências de deformação muito mais uniformes. A estrutura reforçada foi capaz de resistir a um sismo correspondente a 2000 anos de período de retorno (com aceleração máxima 1.8 vezes superior ao sismo de 475 anos), enquanto que a estrutura não reforçada atingiu o colapso para uma aceleração de base 1.3 vezes superior que a correspondente aos 475 anos. Os resultados obtidos dos testes tornaram evidente a elevada vulnerabilidade sísmica deste tipo de estruturas, que constitui uma grande parte dos edifícios existentes em zonas de média/elevada casualidade sísmica na Europa, projectadas sem ter em conta devidamente a acção sísmica, sendo assim uma fonte de risco para as vidas humanas. Foi ainda demonstrado que com adequadas técnicas e métodos de reforço, pode-se reduzir consideravelmente a vulnerabilidade destas estruturas.

Foi ainda verificada experimentalmente (com ensaios cíclicos) uma técnica de reforço baseada na aplicação de um sistema dúctil, de contraventamento excêntrico em perfis em aço e um elemento vertical, também em aço, capaz de dissipar energia por deformação em corte. Este tipo de reforço não agrava os esforços transmitidos à fundação, e aumenta substancialmente a ductilidade global, a capacidade de deformação, e a dissipação de energia. O dispositivo de reforço foi instalado no vão central do segundo piso. Observou-se uma dissipação notável de energia a nível do dispositivo (cerca de 50%, relativamente a energia total dissipada pela estrutura).

Pretende-se com este artigo descrever alguns dos ensaios realizados recentemente no laboratório ELSA onde o aço foi usado na reabilitação, reparação e reforço de estruturas existentes, resumindo-se os resultados e conclusões principais.

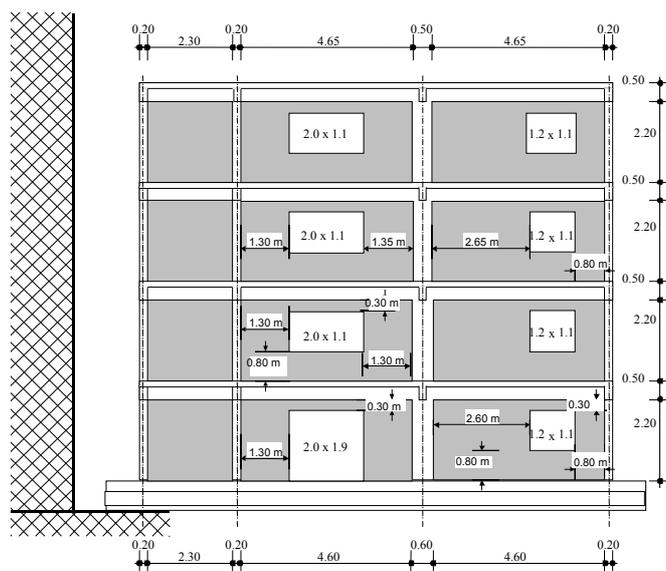


Fig. 1 - Pórtico de B.A. preenchido com painéis de alvenaria: Vista geral (dimensões em metros)

nomeadamente as emendas da armadura longitudinal, a forma dos estribos, as amarrações através da inclusão de gancho na extremidade dos varões, constitui uma representação da prática construtiva no passado de estruturas de betão armado. Daí decorrendo a falta de apropriado confinamento, conferindo a estas estruturas características de ductilidade não adequadas. Salienta-se ainda o facto de apenas um dos pilares (designado no que se segue por pilar forte) estar a trabalhar na direcção que mobiliza a sua maior rigidez, tendo assim um papel fundamental na resposta da estrutura.

2.2 Propriedades dos Materiais

Na construção dos pórticos de betão armado, utilizou-se um betão de baixa resistência, e armadura (longitudinal e transversal) em aço macio, de aderência normal (superfície lisa), habitualmente utilizada no passado, da classe FeB22k (classificação segundo as normas italianas). Os resultados dos ensaios de compressão realizados sobre o betão e ensaios de tracção sobre amostras de varões de aço [3] são apresentados na tabela 1.

Na construção das alvenarias foram usados tijolos com furos horizontais (62% de vazios), com as dimensões: 12 *cm* de espessura e 24.5 *cm* de largura e altura. Sobre a alvenaria foi aplicado um reboco com 1.5 *cm* de espessura em ambas as faces. Na tabela 1 são apresentados os resultados dos testes de compressão diagonal realizados sobre espécimes de alvenaria, com reboco, com 1.00 *m* de lado [4].

Tab. 1: Propriedades mecânicas dos materiais usados na construção - Valores médios

Aço	Modulo de elasticidade - E_m		204.5 <i>GPa</i>
	Tensão de cedência - f_{sym}		343.6 <i>MPa</i>
	Extensão de endurecimento - ε_{shm}		3.03 %
	Tensão resistente última - f_{sum}		451.5 <i>MPa</i>
	Extensão correspondente à tensão ultima - ε_{sum}		22.9 %
Betão	Fase de betonagem	Pilares	Resistência à compressão - f_{cm} 13.80 <i>MPa</i>
		Vigas e laje	Resistência à compressão - f_{cm} 17.40 <i>MPa</i>
Alvenaria	Resistência à tracção - σ_t		0.575 <i>MPa</i>
	Módulo de distorção - G		1.171 <i>GPa</i>

2.3 Cargas verticais e esquema geral de ensaio

Na figura 4 é apresentado o esquema de cargas verticais (distribuídas nas vigas e concentradas nos nós) adoptado nos ensaios experimentais, para simular a totalidade das cargas permanentes, bem como a sobrecarga, correspondente ao edificio modelado. Para realizar o teste cíclico ao nível do segundo piso, actuadores foram dispostos aos níveis dos pisos 1 e 2, de acordo com o esquema da figura 5. Os deslocamentos impostos são aplicados ao nível do segundo piso, impondo simultaneamente um deslocamento nulo ao primeiro piso.

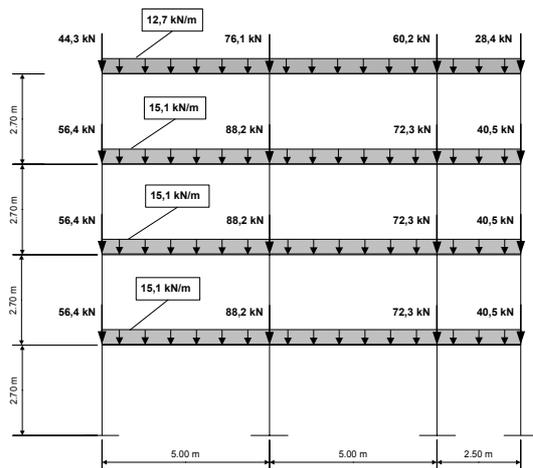


Fig. 4 - Distribuição das cargas verticais adoptada nos ensaios experimentais

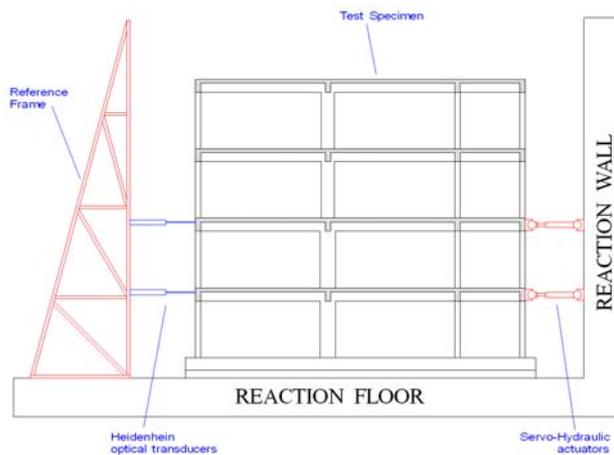


Fig. 5 - Esquema geral de ensaio: Parede de reacção, actuadores e estrutura externa de referência

3. CONTRAVENTAMENTO E 'SHEAR-LINK'

3.1 Conceitos Gerais

Em muitos casos, a reabilitação e reforço de edifícios, segundo as técnicas tradicionais induz um aumento significativo da resistência às forças horizontais. Consequentemente, este tipo de intervenções de reforço aumenta as forças transmitidas às fundações. Aspecto que, quando não negligenciado, pode induzir acréscimos de custo muito elevados, se comparados com o custo total da intervenção de reforço. É de referir ainda que algumas das técnicas tradicionais de reforço e reabilitação, dadas a localização e dimensões de estas intervenções, podem incutir perturbações nos edifícios, criando limitações à sua total e óptima utilização. Contrariamente, a instalação do sistema proposto, contraventamento excêntrico com elemento dissipador de energia (*Ductile Steel Eccentrically-Braced System - DSEBS*), causa relativamente pequenas perturbações e conduz a uma solução de reforço com semelhante resistência lateral, tendo porém uma elevada capacidade de dissipação de energia e ductilidade. Desta forma, os perigos de sobre-carregamento das fundações são evitados e a funcionalidade da estrutura não é alterada.

Neste tipo de reforço, a intervenção limita-se a um vão por cada piso, onde é removida a alvenaria e instalado o pré-fabricado dispositivo DSEBS. Seguidamente, o painel onde foi instalado o dispositivo pode ser fechado com madeira, contraplacado ou chapa, por forma a revestir todo o dispositivo metálico.

O sistema de reforço proposto pode exigir, em particular para os pisos inferiores, um reforço dos pilares adjacentes ao dispositivo. De qualquer modo, este reforço pode ser incorporado no dispositivo pré-fabricado.

Conceptualmente, o sistema DSEBS consiste num contraventamento metálico excêntrico ligado no centro a um elemento metálico vertical, dimensionado para dissipar energia por deformação de corte (ver figura 7). O contraventamento é realizado por barras metálicas, dispostas em forma de V, ou V-invertido, como se vê na figura 6, e duas vigas metálicas para ligação ao pórtico existente. Um elemento curto vertical é interposto entre o contraventamento e a viga superior, que será o elemento onde se concentra toda a deformação plástica. Adicionalmente, lâminas verticais, ou em casos extremos, perfis metálicos são ligados aos pilares existentes, de forma a atenuar, ou mesmo eliminar, a transmissão de forças concentradas para os nós e zonas envolventes. A instalação do dispositivo começa pela colocação das vigas metálicas (superior e inferior) e dos elementos verticais, ancorando estes

aos elementos envolventes (pilares e vigas envolventes). Seguidamente estes elementos (vigas e lâminas metálicas são soldados entre si nas extremidades), produzindo-se assim um sistema de forças fechado. Finalmente, os braços do contraventamento são instalados e soldados, numa extremidade à viga inferior e noutra ao elemento vertical.

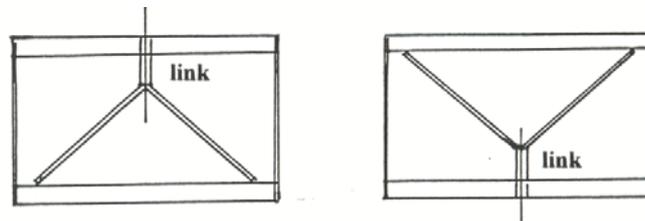


Fig. 6 - DSEBS - Disposições possíveis

Os elementos verticais são dimensionados para melhorar a capacidade resistente dos pilares a solicitações verticais, induzidas pelo contraventamento. Poderão ser também dimensionados para prevenir uma rotura por corte da viga existente, no caso de esta não ter suficiente capacidade para a componente vertical da força desenvolvida no contraventamento.

Este arranjo das vigas metálicas horizontais e dos elementos verticais permite uma transferência directa, das componentes horizontal e vertical das forças desenvolvidas nos braços, para os elementos existentes. Assim, os elementos de ancoragem em todos os membros são essencialmente solicitados em corte, não causando forças de tracção. Para os elementos verticais foram usados placas de aço, no sentido de mobilização da sua menor resistência, por forma a não restringir o deslocamento relativo dos pisos. Uma eventual restrição da livre deformação da coluna existente de B.A. poderia originar o seu colapso prematuro.

Como consequência do comportamento cíclico do elemento dissipativo (*shear-link*), quando sujeito a carregamentos cíclicos (exemplo: sismos), verifica-se um aumento substancial da capacidade de dissipação das estruturas reforçadas, em relação às estruturas originais. A capacidade de deformação do shear-link pode atingir os 9% do seu comprimento. Para além da elevada ductilidade, o endurecimento devido ao carregamento cíclico, com ciclos de deslocamento crescente, conduz a um aumento de resistência do dispositivo. Testes recentemente efectuados por Tamijani (1998) [5] demonstraram que este incremento de resistência pode atingir o dobro da resistência correspondente à cedência do aço. Este aumento de resistência poderá compensar parcialmente a característica perda de resistência dos painéis de alvenaria não reparados, quando sujeitos a carregamentos cíclicos.

3.2 Dimensionamento do DSEBS

O dimensionamento do sistema DSEBS é ilustrado nesta Secção. Por forma a reconstituir no modelo de ensaio um arranjo o mais próximo possível da simetria, foi decidido aplicar o sistema de reforço ao nível do vão central de 5.00 m, do segundo piso, como pode ser observado na figura 7, substituindo a parede de alvenaria pelo sistema de reforço (contraventamento excêntrico com dispositivo de dissipação de energia). Os vãos exteriores, de 2.50 e 5.00 m, respectivamente, foram preenchidos com painéis de alvenarias do mesmo tipo da utilizada nas outras fases do projecto, e cujas características mecânicas foram já apresentadas anteriormente.

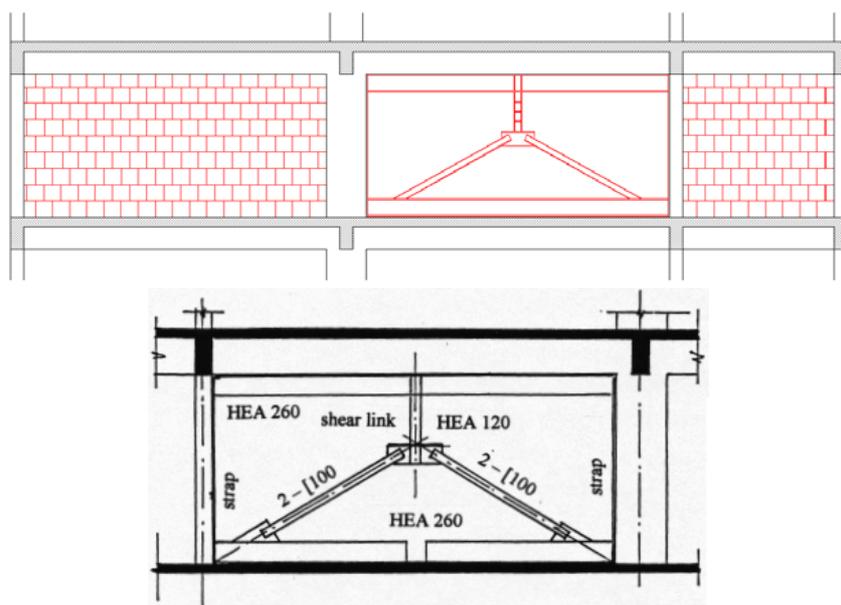


Fig. 7 - Esquema geral do piso reforçado; e, Pormenorização do sistema de reforço (DSEBS)

De uma extensa recolha de resultados de ensaios sobre painéis de alvenaria de enchimento (sem aberturas), sujeitos a deslocamentos cíclicos horizontais, realizada por Griffith (1999) [6], pode afirmar-se que a máxima resistência deste tipo de alvenaria atinge-se para um deslocamento entre pisos de aproximadamente 0.2%. A partir de este valor, os subsequentes ciclos de deslocamento imposto induzem o aparecimento progressivo de fendilhação na alvenaria e conseqüente perda da sua capacidade resistente, observando-se o seu colapso para um deslocamento lateral entre pisos correspondente a aproximadamente 2%. Resultados de estudos numéricos, Combescure (2000) [7], evidenciam que a força correspondente à máxima capacidade resistente dos painéis de alvenaria confinada estudados, com vãos de 2.50 e 5.00 m, pode atingir valores de 100 e 150 kN, respectivamente. Considerando os valores expostos de deslocamentos e resistência característica de estes painéis, desenvolvem-se as curvas força-deslocamento para os dois painéis, representadas esquematicamente na figura 8-a.

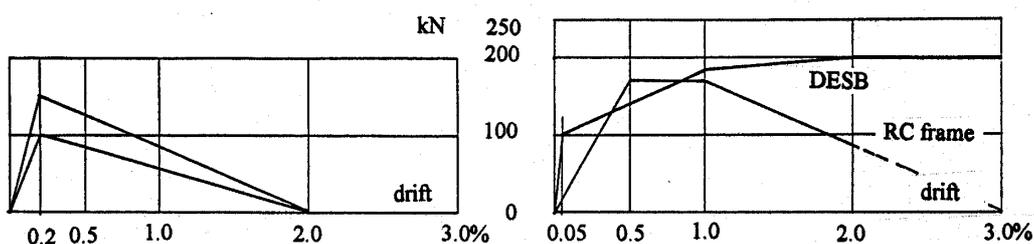


Fig. 8 - Curvas força-deslocamento: Painéis de alvenaria (esquerda); Pórtico existente e reforço (DSESB) (direita)

Da campanha de ensaios pseudo-dinâmicos, sobre a estrutura existente, pode observar-se que o segundo piso atinge a sua máxima resistência (entre 170 e 200 kN) para um deslocamento entre pisos relativo de aproximadamente 0.5%. Observa-se ainda que esta resistência mantém-se constante até um deslocamento de 1%, valor a partir do qual se inicia a perda de resistência, prevendo-se a perda total para um deslocamento de aproximadamente 3% (como esquematicamente representado na figura 8-b).

Tendo como objectivo o desenvolvimento da máxima resistência da estrutura reforçada, correspondente a um deslocamento de 0.2%, equivalente à resistência máxima da

estrutura original (imaginando os três vãos preenchidos com alvenaria), o sistema DSEBS foi dimensionado para uma força de cedência de 150 *kN* (igual à resistência do painel de alvenaria a ser substituído). Contudo, e como para um deslocamento correspondente a 0.2%, o pórtico mobiliza uma força de 70 *kN* (ver figura 8-b), foi decidido dimensionar o sistema DSEBS para uma resistência de cedência de 100 *kN*. Sendo a tensão de cedência do aço utilizado 300 *MPa*, resulta do cálculo um perfil HEA120 ($V_y = 99 \text{ kN}$). Das recomendações regulamentares (UBC 97 [8] ou EC8-prEN1998-1 [9]), extraí-se que o comprimento a ser adoptado para o elemento vertical de dissipação garanta a cedência por corte (e não por flexão). Em recentes estudos sobre comportamento cíclico de elementos deste tipo, realizados em Darmstadt (Tamijani, 1998 [5]), verificou-se que devido ao endurecimento, em carregamentos cíclicos, a capacidade resistente destes elementos pode atingir o dobro, ou ainda mais, da resistência correspondente à cedência (para o nosso caso, 200-220 *kN*). A resposta do elemento dissipador de energia é também esquematicamente representada na figura 8-b, onde a cedência surge para uma resistência de 100 *kN*.

Partindo das curvas força-deslocamento de cada elemento constituinte do sistema pórtico-alvenaria-reforço, e somando a contribuição de cada componente, construíram-se as curvas globais (resistência versus deslocamento lateral) da resposta prevista do conjunto, que são representadas na figura 9. Foi ainda estimada a resposta de um sistema tipo pórtico mais alvenaria nos três vãos, sendo assim possível confrontar a resposta do sistema original com o reforçado, como se vê na figura 9.

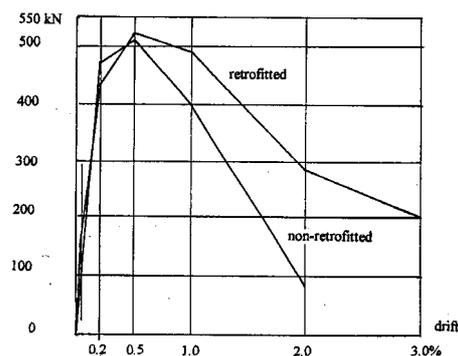


Fig. 9 - Força-deslocamento lateral para o sistema original e reforçado

Para o perfil escolhido (HEA120) para uma capacidade resistente correspondente à cedência de $V_y = 100 \text{ kN}$, o comprimento deste elemento deve ser calculado por forma a garantir a cedência em corte, como já foi referido. Segundo os códigos anteriormente referidos, o comprimento do elemento, assumindo que este está totalmente impedido de rodar em ambas as extremidades, foi definido como $e = 1.6 M_p / V_y$, que para a secção em causa conduz a um comprimento de 600 *mm*. Assumindo uma máxima rotação de 0.09 radianos ao nível do dispositivo, e para desenvolver um mecanismo perfeito de deformação por corte (sem instabilidades ao nível da alma do perfil), foram adoptadas nervuras espaçadas de 150 *mm*, devendo ser, de acordo com o EC8 (prEN1998-1 [9]), igual ou inferior a $32 \times t_w - d / 5$ (com t_w a espessura da alma; e, d a altura da secção do dispositivo). Os restantes elementos do sistema de reforço (braços do contraventamento, vigas, chapas e ligações), e recorrendo ao método das tensões admissíveis, devem ser dimensionados para uma força de 200 *kN* ao nível do *shear-link* (o dobro da força correspondente à cedência). Assim uma rotura prematura destes elementos é prevenida.

Deve ser salientado que, sendo o comprimento do *shear-link* 600 *mm*, para um ângulo de deformação devido ao corte de 0.09 radianos, corresponde a uma deformação relativa ao nível do *shear-link* de 5.4 *mm*. Sendo a altura entre pisos 2.70 *m*, esta deformação representa,

ao nível do piso, uma deformação relativa de 2%, um valor tipicamente considerado no dimensionamento de um reforço para este tipo de estruturas.

Para realizar a ligação das vigas e lâminas verticais metálicas aos elementos de betão armado existentes, foram usados um novo sistema de ancoragem, buchas químicas tipo HVZ M16, desenvolvido e aplicado pela HILTI, empregando-as em pares, uma de cada lado da alma da viga. O número de buchas de ancoragem para as vigas e lâminas foi dimensionado para resistir (em esforço cortante), respectivamente às componentes horizontal e vertical das forças desenvolvidas nos braços do contraventamento. Foram usadas buchas tipo HVZ, em vez das tradicionais buchas mecânicas (como por exemplo, tipo HSL ou HSL-TZ), uma vez que as buchas tipo HVZ, com os múltiplos cones ao longo do seu comprimento (em vez de um único cone na extremidade), têm uma menor propensão à provocar a desagregação do betão. Assim, estas buchas podem ser usadas até menores distâncias dos bordos das peças de betão, bem como podem ser adoptadas menores distâncias entre buchas. Estas características são importantes, uma vez que permitem a instalação, deste tipo de buchas, mesmo em situações de reduzida dimensão das vigas e pilares de betão.

Considerando, por um lado, as incertezas associadas ao mecanismo de transferência de forças do sistema de reforço para os elementos envolventes da estrutura existente (particularmente na hipótese de escorregamento entre os elementos metálicos e de betão), e, por outro lado, a natureza cíclica do carregamento, foi considerada uma capacidade resistente das buchas reduzida para 70% do seu valor nominal (fornecido pelo fabricante). Assim, o número de buchas, para cada ligação, aumenta em cerca de 40%. Na hipótese de emprego de uma camada de argamassa, ou outro tipo de adesivo com base em resinas tipo *epoxy*, na interface entre os elementos metálicos e os elementos de betão existentes, o risco de escorregamento relativo seria reduzido, e um menor número de buchas seriam requeridas.

4. PROGRAMA E RESULTADOS DOS ENSAIOS

Para o estudo do DSEBS, foram construídos painéis de alvenaria nos vãos exteriores, ao nível do segundo piso. A alvenaria foi rebocada em ambas as faces. Posteriormente foi instalado o sistema DSEBS no vão central do segundo piso, ancorado às vigas e colunas adjacentes (ver sequência de montagem na figura 14 e dissipador na figura 15). Com já foi anteriormente referido, o estudo cíclico restringe-se ao segundo piso. Os testes quasi-estáticos foram efectuados, impondo deslocamentos cíclicos ao nível do segundo piso, mantendo o primeiro piso fixo, induzindo assim forças de corte apenas no segundo piso. Durante os ensaios foram aplicados, para cada magnitude de deslocamento relativo entre pisos, 3 ciclos completos, correspondentes a 0.04, 0.08, 0.16, 0.24, 0.32, 0.48, 0.64 e 0.80% da altura entre pisos (2.7 m).

Na figura 10 é apresentada a curva força de corte versus deslocamento de piso. A máxima resistência, corresponde a uma força de aproximadamente 600 kN. Na figura 10 pode observar-se que para deslocamentos entre pisos de 12-13 mm (~0.5%), a força lateral não aumenta. De facto, a resistência máxima era esperada para este nível de deslocamento, contudo os testes foram interrompidos devido à rotura em corte de um dos pilares exteriores, e não devido à rotura propriamente dita dos painéis de alvenaria. A rotura por corte verificou-se ao nível superior do pilar externo, contíguo ao vão de 2.5 m. Na figura 11 é exposta de uma forma mais detalhada a evolução dos danos durante o ensaio, e na figura 16 mostra-se o aspecto final do dissipador, com evidência da deformação plástica ao nível das suas células.

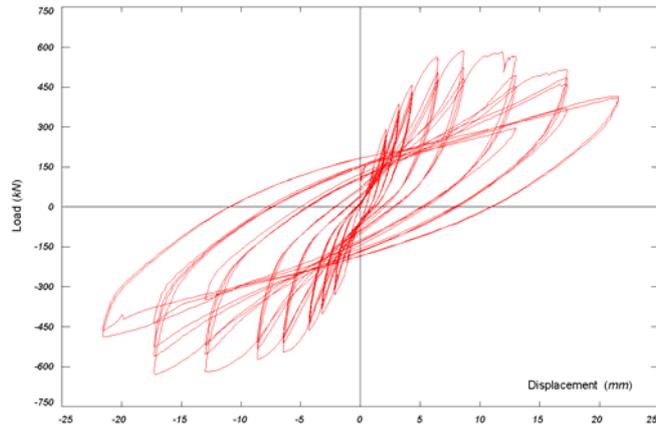
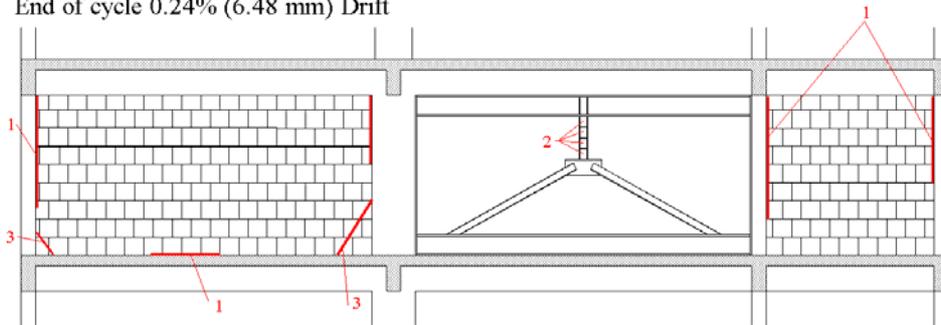
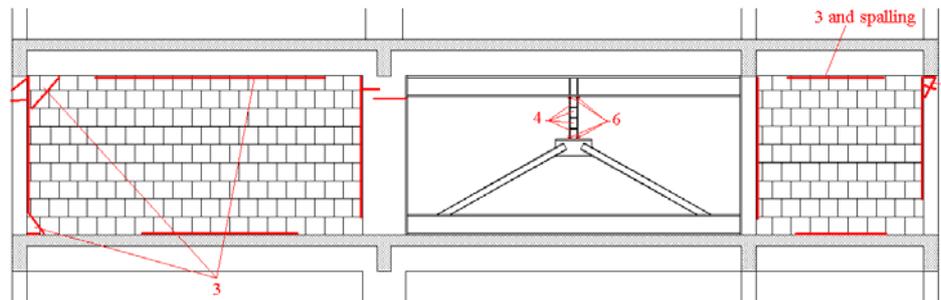


Fig. 10 - Força cortante vs deslocamento entre pisos

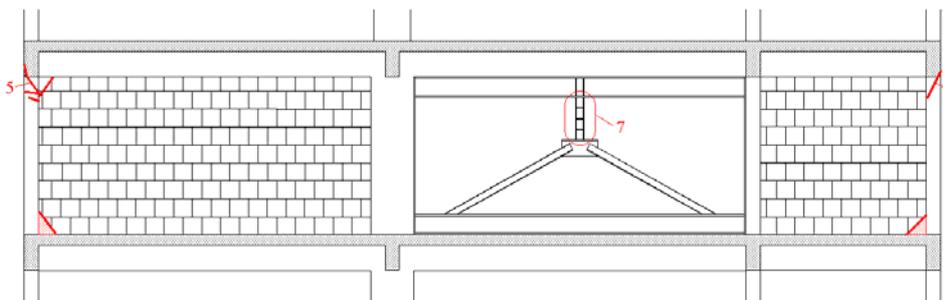
End of cycle 0.24% (6.48 mm) Drift



End of cycle 0.48% (12.96 mm) Drift



End of cycle 0.64% (17.28 mm) Drift



- 1 Separation between concrete frame and infill masonry
- 2 Incipient yielding in all cells
- 3 Crushing
- 4 Clear shear yielding in all cells
- 5 Column shear-out
- 6 Slight yielding in flanges
- 7 Pronounced yielding in the flanges
- 8 Column shear-off leading to lose vertical loading carrying capacity

Fig. 11 - Danos observados durante o ensaio

Especificamente, para um deslocamento lateral no sentido de afastamento da parede de reacção (ver figura 5), a força de compressão diagonal resultante no painel de alvenaria induz forças de tracção na coluna exterior, e abertura de fissura por corte (figura 11, dano 5) da ordem de vários milímetros. Este fenómeno é amplificado quando a armadura longitudinal do pilar começa a distorcer e causa o conseqüente destaque do betão de recobrimento. A partir de um deslocamento de piso de 17 mm, verifica-se uma rotura progressiva do pilar, exibindo uma deformação relativa permanente da ordem dos 2-3 cm, entre o topo do pilar e o nó de ligação pilar/viga. A esta fase do ensaio, reconhece-se que um eventual grave aumento desta deformação poderá por em causa a capacidade resistente do pilar, aos esforços axiais a que esta sujeito, pondo em causa o equilíbrio global da estrutura. Conseqüentemente, o ensaio teve de ser parado para os ciclos correspondentes a deslocamentos de 21.5 mm, quando o deslocamento relativo residual atinge quase os 5 cm (25% da dimensão correspondente da coluna), sendo iminente a rotura da ligação pilar/viga.

A resposta cíclica do elemento dissipador de energia, patente na figura 13, onde se representa a força cortante versus a distorção medida, ao nível deste elemento. O gráfico reflecte um comportamento tipicamente dúctil, estável, e um endurecimento (aumento da resistência) para deslocamentos crescentes. A cedência foi verificada, como prevista, para forças correspondentes à aproximadamente 100 kN. Quando o teste foi interrompido, verifica-se um aumento da resistência para 170 kN, correspondente a uma distorção ao nível do dissipador de 3.5% (capacidade calculada: 9%).

Na figura 13 são representados em simultâneo as curvas força-deslocamento ao nível do dissipador e total de piso. Os resultados mostram claramente que, para deslocamentos crescentes, a participação do dispositivo na resistência à força horizontal torna-se cada vez mais acentuada. Ao mesmo tempo, é nitidamente observada uma redução importante da resistência global do pórtico às forças de corte, para os repetidos deslocamentos cíclicos impostos, conseqüência dos danos provocados nos painéis de alvenaria.

A energia dissipada para o sistema total (pórtico e alvenaria + dispositivo), bem como separadamente para o dispositivo, são representadas na figura 12. Pode claramente observar-se um aumento progressivo da capacidade de dissipação de energia ao nível do dispositivo, e uma diminuição ao nível do pórtico. De facto, no final do ensaio verifica-se que o dispositivo é responsável pela dissipação de 50% da energia total dissipada.

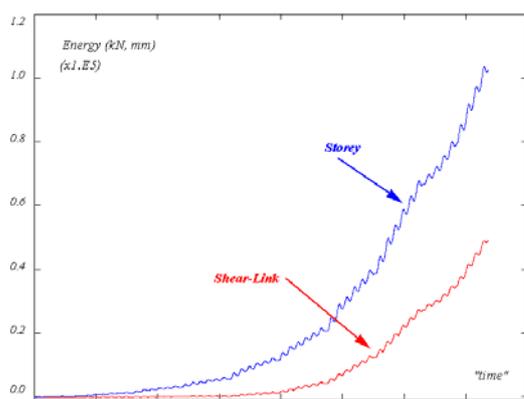


Fig. 12 - Energia dissipada: Total e ao nível do dissipador

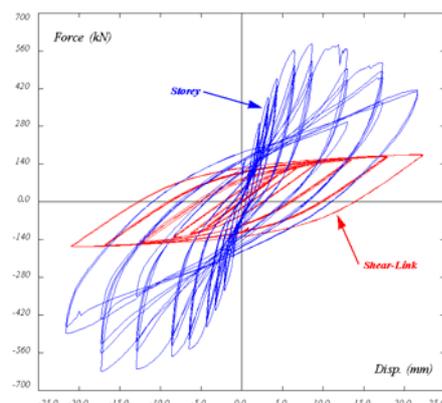


Fig. 13 - Diagramas força-deslocamento: ao nível de piso e ao nível do dispositivo

Finalmente, e no que respeita ao sistema de ancoragem, resta referir que o sistema adoptado foi eficiente e não foi verificado qualquer escorregamento a este nível. Devido aos elementos altamente rígidos empregados na transmissão das forças, desde as diagonais e

dispositivo, para os elementos de betão armado envolventes, pode dizer-se que as forças foram distribuídas pelas ancoragens de uma forma aproximadamente uniforme.

5. CONCLUSÕES

Foram apresentados os resultados dos testes de avaliação experimental de um sistema de contraventamento excêntrico (DSEBS) para a reabilitação de estruturas de betão armado com painéis de enchimento de alvenaria. O sistema DSEBS é constituído por: um conjunto de vigas em aço para ligação do sistema de dissipação ao pórtico envolvente; barras diagonais; e, um elemento central vertical, dimensionado para substituir o painel de alvenaria de um dos vãos do pórtico de betão armado, isto é, para uma força resistente equivalente à resistência do painel suprimido. Este sistema de dissipação pode ser aplicado em um ou mais vãos ao longo da altura do edifício. Conceptualmente, o dimensionamento deste sistema de reabilitação tem por intuito obter uma estrutura com resistência lateral idêntica à estrutura original, mas com uma substancial melhoria da capacidade de dissipação de energia. Assim, a estrutura reabilitada não desenvolverá forças na base superiores às desenvolvidas pela estrutura original, evitando-se uma eventual necessidade de reforço de fundações. Uma notável característica do sistema DSEBS é a sua efectiva capacidade de dissipação de energia. Verificou-se ainda uma elevada capacidade de deformação, correspondendo a um nível de distorção da ordem de 9%. Mas ainda mais relevante, o sistema demonstrou-se capaz de desenvolver, devido ao endurecimento (*'hardening'*) da alma do perfil para o carregamento cíclico, e para deslocamentos crescentes, forças resistentes ao corte da ordem de duas vezes as correspondentes à cedência do aço. Esta característica do sistema DSEBS permite, para deslocamentos impostos cíclicos crescentes, compensar a progressiva rotura e perda de resistência dos restantes painéis de alvenaria existentes, retardando o eventual aparecimento dos mecanismos de piso (*'soft-storey'*).

Além de apresentados os conceitos básicos de dimensionamento de um sistema tipo DSEBS, foram comprovadas as suas vantagens com os resultados experimentais. De facto, foi observada uma muito boa concordância entre os resultados experimentais e a resposta esperada. Finalmente, o sistema de ancoragem adoptado entre os elementos metálicos e o pórtico envolvente de betão armado, mostrou-se ser eficaz, mesmo para níveis de deformação elevados. Refere-se ainda que o efeito benéfico do aumento de resistência com a deformação cíclica dificilmente se obteria, se alternativamente fossem utilizados dispositivos realizados com polímeros (por exemplo: borracha).

6. REFERÊNCIAS

- [1] Bouwkamp, J.; Pinto, A.V.; Varum, H.; Molina, J. - *Cyclic Tests on a R/C Frame Retrofitted with K-Bracing and Shear-Link Dissipator* - EU Special Publication.
- [2] Pinto, A.V.; Verzeletti, G.; Molina, J.; Varum, H.; Carvalho, E.C.; Coelho, E.; Elnashai, A.; Pinho, R. - *Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames)* - EU Special Publication.
- [3] Carvalho, E.C.; Coelho, E.; Campos-Costa, A. (1999) - *Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames - Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions. ICONS report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network* - LNEC, Lisbon.

- [4] Pinto, A.V.; Verzeletti, G.; Molina, J.; Varum, H.; Carvalho, E.C.; Coelho, E. - *Pseudo-Dynamic Tests on Non-Seismic Resisting RC Frames (Infilled Frame and Infill Strengthened Frame Tests)* - EU Special Publication.
- [5] Tamijani, M.H.V. (1998) - Seismic behaviour, analysis and design of eccentrically braced frames with vertical shear links - Dissertation CE Department, University of Technology Darmstadt, Darmstadt.
- [6] Griffith, M. (1999) - Seismic retrofit of RC frame buildings with masonry infill walls: Literature Review and Preliminary Case Study - Special Publication. Structural Mechanics Unit, ISIS, Joint Research Centre, Ispra.
- [7] Combescure, D. (2000) - Étude d'une structure portique de 4 étages en béton armé ayant de mauvaises dispositions constructives (portique Ispra) - Influence des remplissages en maçonnerie sur le comportement sismique - Rapport DMT - SEMT/EMSI/RT/00-009/A - CEA.
- [8] UBC 97 - Uniform Building Code.
- [9] Eurocode N. 8 - (2000) - *Design of structures for earthquake resistance (Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings)* - Doc CEN/TC250/SC8/N269 (English version) - CEN - European Committee for Standardization - Draft 1.



Fig. 14 - Ancoragem das vigas metálicas ao pórtico envolvente de B.A.



Fig. 15 - Dissipador (*shear-link*), viga e diagonais

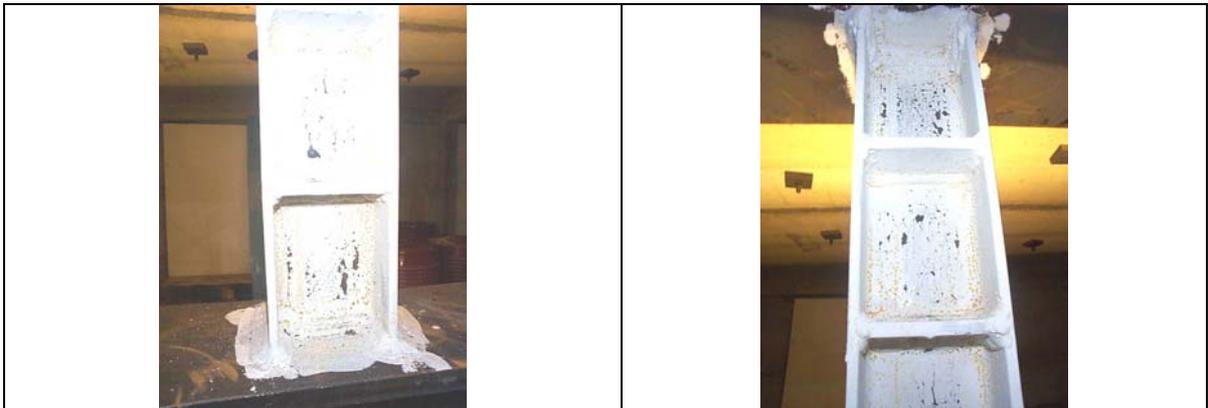


Fig. 16 - *Shear-link* após os ensaios com evidência de deformação plástica nas células