

REFORÇO SÍSMICO DO PATRIMÓNIO EDIFICADO EM BETÃO ARMADO



H. VARUM
Prof. Auxiliar
Univ. de Aveiro
AVEIRO



A.G. COSTA
Prof. Associado com
Agregação
FEUP - PORTO



A. PINTO
Investigador
ELSA - JRC
ITÁLIA

SUMÁRIO

Sismos recentemente ocorridos em todo o mundo têm demonstrado que a investigação na engenharia sísmica deve ser direccionada para a avaliação da vulnerabilidade das construções existentes, desprovidas de adequadas características resistentes. O seu reforço deve ser realizado, reduzindo a sua vulnerabilidade e conseqüentemente o risco para níveis aceitáveis. O desenvolvimento de técnicas de reforço adequadas a este tipo de estruturas tem um papel principal. São descritas as causas mais frequentes de dano e colapso em edifícios existentes de betão armado e as técnicas de reforço mais adequadas para este tipo de estruturas. São brevemente apresentados os resultados mais relevantes de ensaios de avaliação do desempenho de estruturas existentes de betão armado, bem como de algumas técnicas de reforço. São discutidas as vantagens e limitações de cada uma destas técnicas.

1. EVOLUÇÃO DA REGULAMENTAÇÃO DE DIMENSIONAMENTO SÍSMICO E VULNERABILIDADE DO PARQUE CONSTRUÍDO

Sismos recentes na Europa (por exemplo: Bucharest, Roménia, 1977; Montenegro, Jugoslávia, 1979; Açores, Portugal, 1980; Campania, Itália, 1980; Kalamata, Grécia, 1986; Umbria/Marche, Itália, 1997; Açores, Portugal, 1998; Kocaeli, Turquia, 1999; Atenas, Grécia, 1999; Molise, Itália, 2002) confirmam que a Europa poderá sofrer com a elevada vulnerabilidade do património edificado em betão armado.

Por um lado, a grande maioria de edifícios em zonas de perigosidade sísmica considerável na Europa construídos até aos anos 80 apresenta um deficiente comportamento sísmico. De facto,

até os anos 60, a regulamentação estrutural não possuía critérios específicos de dimensionamento sísmico e, desde então, apenas métodos simplificados de cargas horizontais equivalentes foram utilizados no dimensionamento dos edifícios. As primeiras normas nacionais que contemplam uma filosofia de cálculo e pormenorização na linha da actual regulamentação aparecem na Europa apenas no início dos anos 80 (por exemplo: [13]).

Por outro lado, a experiência mundial em sismos do passado e recentes tem demonstrado que os edifícios de betão armado não dimensionados ao sismo e com pormenorização inadequada são o tipo de estruturas mais vulneráveis, representando assim um enorme risco económico e para as vidas humanas em sismos futuros.

Além disto, as estruturas de betão armado têm sido as mais utilizadas na construção de edifícios nos países do Sul da Europa. Por exemplo, um estudo recente [14] sobre o parque residencial revela a predominância dos edifícios de betão armado. O estudo revela que 56% dos edifícios residenciais em Portugal foram construídos entre 1961 e 1991, e 75% tem menos de 50 anos. O estudo evidencia que desde a sua introdução, em 1935-1940, o número de edifícios de betão armado cresceu rapidamente. Em 1991, 45% das famílias residem em edifícios de betão armado. Silva-Araya *et al.* [15], por exemplo, também referem que a maioria dos edifícios nas Américas são de betão armado. Assim, a nível mundial, a predominância dos edifícios existentes em betão armado constitui uma grande fonte de risco sísmico para as populações e economias, como demonstrado no estudo conduzido pelo LNEC [14, 16].

No entanto, reconhecimentos pós-sismo e análise do comportamento de estruturas em sismos recentes têm evidenciado, claramente, que a existência de regulamentação sísmica avançada, em zonas de perigosidade sísmica média/alta, não garante o bom desempenho dos edifícios e das suas partes [17]. As razões para tal são discutidas em detalhe em [18] e podem ser resumidas no que se segue. Em primeiro lugar, existem muitas incertezas em muitos aspectos relacionados com os modelos numéricos usados no dimensionamento, nomeadamente em relação à definição do sismo de projecto, na estimativa da resposta estrutural, e na modelação do comportamento solo-estrutura. Em segundo lugar, o desempenho do sistema estrutural face a um sismo depende muito de aspectos locais de pormenorização e do seu estado de conservação. Assim, na análise das estruturas deve ser realizada com modelos refinados e rigorosos, e devem ser consideradas todas as modificações estruturais, reparações e reforços. Tomemos o exemplo da Turquia, onde a regulamentação para o cálculo sísmico é muito similar à utilizada na Califórnia. A norma turca de 1975 inclui recomendações e exigências para sistemas estruturais resistentes aos sismos, como [22]: a) menor espaçamento de estribos e cintas na vizinhança dos nós viga-pilar; b) armadura de esforço transversal nos nós viga-pilar; c) dimensionamento ao corte dos nós; d) recomendações para evitar mecanismos viga forte-pilar fraco; etc. Assim, edifícios recentes na Turquia deveriam ter tido um comportamento satisfatório, com danos leves a moderados durante o sismo de 1999, em Kocaeli, uma vez que a intensidade deste sismo foi moderada. De facto, muitos edifícios recentes tiveram um mau comportamento porque estes foram mal dimensionados, construídos ou localizados em zonas de grande aceleração sísmica, ou na vizinhança de falhas sísmicas. Estes factores de risco devem ser definitivamente entendidos e tratados pelos proprietários dos edifícios existentes.

2. CAUSAS MAIS FREQUENTES DE DANO E COLAPSO EM EDIFÍCIOS EXISTENTES DE BETÃO ARMADO PROVOCADOS PELA ACÇÃO SÍSMICA

A existência de regulamentação sísmica actualizada não é suficiente para garantir a segurança das estruturas face aos sismos, se esta não for devidamente aplicada no projecto das estruturas. Para garantir o bom desempenho de uma construção face a um sismo é necessário garantir a qualidade do projecto e da construção. Sismos recentes têm demonstrado que a qualidade de construção é altamente condicionante do desempenho sísmico global das estruturas. Nas zonas afectadas pelo sismo de 17 de Agosto de 1999, na Turquia, a maioria dos edifícios recentes em betão armado foram já dimensionados de acordo com a actual regulamentação sísmica. No entanto, deficiências construtivas ditaram o colapso de um número significativo de edifícios e danos severos em outros (figura 1).



Figura 1: Danos provocados pelo sismo de Izmit, Kocaeli, Turquia, a 17 de Agosto de 1999

As causas mais frequentes de danos e colapso de edifícios de betão armado sujeitos à acção sísmica aparecem associadas aos seguintes efeitos/mecanismos: estribos/cintas e confinamento; ductilidade, aderência; ancoragem e sobreposição; inadequada capacidade de resistência ao corte; inadequada capacidade resistente à flexão; inadequada resistência ao corte em nós; influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico das estruturas; irregularidades em planta e em altura (mudança brusca das características estruturais e/ou dos elementos); influência dos modos altos; e, mecanismo do tipo viga forte-pilar fraco.

2.1 Estribos/cintas e confinamento

O betão em compressão tem uma rotura frágil perpendicular à direcção das tensões principais de compressão. Confinando esta zona de betão com estribos, a rotura é impedida ou pelo menos retardada, melhorando-se de forma significativa a resistência e a ductilidade do betão. O efeito do confinamento depende do diâmetro dos estribos, do seu afastamento, da armadura longitudinal, da qualidade do aço, da forma das secções, e, da forma dos estribos. Até há algumas décadas atrás, o princípio do confinamento e a sua importância não eram bem entendidos. A maioria das estruturas existentes em betão armado apresentam deficiências a este nível, e assim, exibem um mau comportamento quando submetidas a acções sísmicas (figura 2). Durante a ocorrência de um sismo, o colapso das vigas e dos nós viga-pilar está geralmente relacionado com a falta ou pormenorização deficiente de armadura transversal de esforço transverso e de confinamento. Estas exigências de confinamento adequado devem ser consideradas com mais rigor nas zonas propícias à formação de rótulas plásticas.



Figura 2: Pilares de betão armado com inadequada armadura de esforço transverso [19]



Figura 3: Vigas com comportamento não dúctil

2.2 Ductilidade

A ductilidade pode ser definida como a capacidade de um dado material, elemento estrutural ou estrutura, para suportar deformações em regime inelástico sem colapso [20]. Esta propriedade tem implicações directas na capacidade de dissipação de energia de um edifício, sendo fundamental para evitar ou diminuir a probabilidade de colapso face à ocorrência de um sismo. Este conceito não foi devidamente entendido e tratado na regulamentação de cálculo sísmico anterior. Assim, a maioria das estruturas existentes em betão armado não se encontram dotadas de ductilidade adequada, exibindo um comportamento não-dúctil, o que faz com estes edifícios contribuam para o elevado risco sísmico das cidades (figura 3).

2.3 Aderência

O desempenho das estruturas de betão armado depende em muito do comportamento dos mecanismos de transferência de tensões entre o aço e o betão, sobretudo em situações de carregamento dinâmico. Mesmo para carregamentos estáticos, o bom funcionamento do betão armado depende principalmente deste mecanismo de transferência de tensões entre o aço e o betão.

A aderência aço-betão é desenvolvida por atrito, mas sobretudo pelo imbricamento entre o betão e a armadura, que garante a necessária transferência de tensões do betão para a superfície das armaduras. A análise de estruturas de betão armado é geralmente feita assumindo uma aderência perfeita entre o betão e a armadura, o que implica uma total compatibilidade de deformações entre os dois materiais. Esta hipótese normalmente só válida nos estados iniciais de carregamento e para valores pouco significativos de tensão. Para valores significativos do carregamento, simultaneamente à formação de eventuais fendas, ocorrem quebras na ligação aço-betão, dando-se o escorregamento das armaduras (figura 4). Este efeito é agravado quando os elementos de betão armado são sujeitos a cargas cíclicas e tem-se revelado mais comum nos casos em que a armadura é constituída por varões lisos. A degradação da aderência aço-betão assume um papel fundamental na resposta das estruturas submetidas à acção sísmica, podendo provocar o aumento do seu período de vibração, a diminuição da sua capacidade de dissipação de energia e conseqüentemente a alteração global da distribuição de esforços internos na estrutura.

2.4 Amarração e sobreposição

A má pormenorização da amarração e da sobreposição da armadura é uma deficiência frequente nas estruturas existentes. Algumas regras básicas para a sua boa realização:

- Evitar a sobreposição e amarração em locais onde o betão tende a fissurar de modo extensivo (por exemplo, em locais de formação de rótulas plásticas);
- Dar especial atenção ao confinamento em locais com amarrações embebidas e sobrepostas, de forma a impedir o seu arranque;
- Sempre que possível, executar a sobreposição na direcção perpendicular aos esforços principais de compressão;
- Para garantir uma melhor amarração, usar um maior número de varões e com menor diâmetro. Quando são usados varões de grande diâmetro é muito difícil assegurar o comprimento de amarração requerido, uma vez que a força no varão aumenta proporcionalmente ao quadrado do diâmetro e a força de aderência é linearmente dependente do diâmetro do varão.



Figura 4: Pormenorização deficiente das armaduras [21]

2.5 Inadequada capacidade resistente ao corte

As acções consideradas no dimensionamento estrutural, correspondentes à acção permanente, à sobrecarga e à acção do vento, resultam normalmente em esforços de corte significativamente inferiores àqueles que são desenvolvidos devido à acção sísmica. Muitas estruturas apresentam uma capacidade resistente ao corte deficiente, por erros de projecto. Para estas estruturas, os esforços de corte devem ser limitados ou a capacidade dos pilares deve ser melhorada. Existem várias técnicas que permitem melhorar a capacidade resistente ao corte dos elementos estruturais: a) adoptar uma quantidade apropriada de estribos e de cintas para assegurar a integridade do betão, melhorando o funcionamento conjunto; b) evitar a combinação de esforços de corte com esforços axiais de tracção; c) usar betões de melhor qualidade [20].

2.6 Inadequada capacidade resistente à flexão

A escolha correcta do tipo de aço, a sua quantidade e pormenorização tem um papel fundamental na resposta sísmica das estruturas em betão armado [18]. Em zonas de risco sísmico moderado a elevado é necessário pormenorizar adequadamente a armadura de flexão (figura 5). O bom comportamento de elementos estruturais de betão armado sujeitos fundamentalmente à flexão pode ser conseguido:

- Limitando o esforço axial de compressão ou aumentando a área da secção transversal;

- Limitando a área da armadura de tracção. A força na armadura deve estar em equilíbrio com a força de compressão no betão (e com o esforço axial no pilar). Quanto maior for a área da armadura de tracção e maior for a tensão de cedência do aço, maior serão as exigências impostas na zona de compressão;
- A capacidade em compressão pode ser melhorada com um betão de melhor qualidade, com armadura de compressão e com um confinamento adequado.



Figura 5: Rotura em pilares por flexão [22]

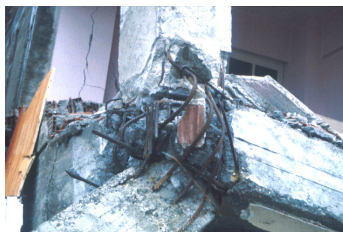


Figura 6: Resistência inadequada dos nós vigapilar [22]



2.7 Inadequada resistência ao corte em nós

Para o bom desempenho estrutural não basta adoptar elementos muito resistentes, rígidos e dúcteis. É necessário garantir que estes estejam devidamente ligados entre si [18]. Os nós vigapilar podem sofrer uma perda significativa de rigidez devido à insuficiente resistência ao corte e à inadequada ancoragem da armadura no próprio nó. Os mecanismos de rotura dos nós mais frequentes estão relacionados com a inadequada utilização de armadura de confinamento, e a inadequada ancoragem da armadura principal dos elementos estruturais nos nós [23]. O colapso e os danos severos em edifícios devido a deficiências nos nós são comuns durante a ocorrência de sismos (figura 6).

2.8 Influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico das estruturas

Tradicionalmente as paredes de alvenaria não são consideradas no dimensionamento das estruturas porticadas de betão armado. Mesmo sendo um elemento relativamente frágil, as paredes de alvenaria de enchimento podem modificar drasticamente a resposta estrutural, atraindo forças para partes da estrutura que não foram projectadas para resistir a estes esforços [24]. Os painéis de alvenaria de enchimento podem aumentar substancialmente a rigidez global da estrutura, o que altera as forças sísmicas a que esta estará sujeita. Assim, no dimensionamento e verificação da segurança das estruturas devem ter-se em conta a influência das paredes. A não consideração das paredes de alvenaria no dimensionamento poderá alterar a

resposta estrutural de forma significativa, e conseqüentemente serão produzidos mecanismos de comportamento imprevistos que poderão provocar o colapso das estruturas quando sujeitas aos sismos. As elevadas tensões na alvenaria resultam no seu colapso (figura 7).



Figura 7: Danos em paredes de alvenaria

Em muitas situações as paredes de alvenaria se estendem apenas até certa altura dos andares, deixando uma parte do pilar exposta, o que tradicionalmente produz o chamado mecanismo *short-column*. Este tipo de mecanismo não é geralmente considerado no dimensionamento das estruturas (figura 8).



Figura 8: Mecanismos tipo pilar curto causados por: aberturas de janela, paredes de alvenaria e por patamares intermédios de escadas

2.9 Irregularidades em planta e em altura: mudança abrupta das características estruturais e/ou dos elementos

A correcta concepção de uma estrutura é essencial para o seu bom comportamento face a qualquer tipo de solicitação, seja ela dinâmica ou estática. Edifícios simples, regulares e com sistemas resistentes para as forças horizontais redundantes, tendem a exibir bom comportamento. Por outro lado, sistemas estruturais complexos, geralmente, resultam em dimensionamento e pormenorização de estruturas com algumas deficiências. As variações bruscas de rigidez, resistência ou massa da estrutura e/ou propriedades dos elementos de um edifício, quer em planta, quer em altura, podem resultar em distribuições das forças horizontais e deformações muito diferentes daquelas que surgem em estruturas regulares [25]. Uma irregularidade muito comum em edifícios existentes surge ao nível dos pisos inferiores, resultante da ausência de paredes de alvenaria. Outra descontinuidade em altura frequente

resulta do efeito dos elementos não estruturais. Esta é também uma causa frequente de colapso em edifícios com alvenaria de enchimento, produzindo os chamados mecanismos tipo *soft-storey*.

2.10 Influência dos modos altos

Muitas estruturas foram dimensionadas através de procedimentos simplificados, baseados na representação das estruturas por um único modo equivalente. Para muitas estruturas tais procedimentos não representam bem a sua resposta sísmica real. Como exemplo, pode-se referir o comportamento de muitos edifícios durante a ocorrência do sismo de 1985 na cidade do México (figura 9).



Figura 9: Influência dos modos altos durante o sismo de 1985 na cidade do México [20]



Figura 10: Mecanismo viga forte-pilar fraco

2.11 Mecanismo tipo viga forte-pilar fraco

A actual regulamentação recomenda que, para se obter um comportamento dúctil dos pórticos deve-se concentrar as exigências de deformações em regime não-linear ao nível das vigas. Em qualquer nó, deve-se adoptar pilares com maior resistência do que as vigas. Muitas estruturas existentes não foram concebidas tendo em conta este mecanismo. Em sismos recentes tem-se verificado o colapso ou dano severo de inúmeras estruturas de betão armado devido ao desenvolvimento de mecanismos tipo viga-forte pilar-fraco (figura 10).

3. TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

O comportamento eficiente dos edifícios face à acção sísmica pode ser conseguido com um adequado sistema resistente, com distribuição apropriada de rigidez e massa e com adequada pormenorização dos seus componentes estruturais e não estruturais.

A selecção da estratégia de reforço e sua implementação devem basear-se em resultados de uma avaliação estrutural rigorosa. A reabilitação sísmica das estruturas pode seguir duas estratégias: a) reabilitação ou melhoramento do sistema estrutural global; e b) reabilitação ou reforço dos elementos estruturais. Uma estratégia de reforço global da estrutura será adequada se os seus elementos não forem muito frágeis e se tiverem um bom comportamento para solicitações sísmicas na estrutura reabilitada. Para estruturas com deficiente comportamento sísmico, dificilmente as estratégias de reabilitação a nível local são suficientes para melhorar o

seu comportamento sísmico. Mas, na maioria dos casos, a melhor solução de melhoramento sísmico passa pela combinação destas duas estratégias.

Como salientado por Fardis [10], "qualquer intervenção de reabilitação não deverá prejudicar a capacidade resistente e a segurança de nenhum elemento estrutural em nenhuma característica". Assim, no dimensionamento de uma solução de reforço, o projectista deverá, por exemplo, garantir que: a) o aumento da capacidade resistente de um elemento em flexão não o torna frágil em corte; b) o reforço das vigas não transfere as rótulas plásticas para os pilares; c) a capacidade resistente dos nós viga/pilar; d) a continuidade do 'caminho das forças', garantindo a transferência em segurança das forças de inércia dos elementos onde estas surgem, para os elementos do sistema resistente, e até às fundações; e) a segurança das ligações entre elementos existentes na estrutural original e elementos de reforço; f) a estrutura reforçada não tenda a concentrar os danos numa zona localizada não preparada para tal (por exemplo, a adição de paredes resistentes ou contraventamentos ou reforço de pilares num determinado piso poderá tender a concentrar o dano no piso imediatamente acima deste).

Nos pontos que se seguem são descritas as mais comuns técnicas de reabilitação e reforço de edifícios existentes de betão armado. Sublinha-se que na reabilitação de edifícios é usual recorrer-se à combinação de várias técnicas e/ou estratégias de reforço.

3.1 Técnicas de reforço global do sistema estrutural

Estratégias de reforço global do sistema estrutural são geralmente menos onerosas que o reforço universal dos componentes do sistema estrutural, especialmente se o reforço dos elementos estruturais obrigar à desocupação temporária do edifício, demolição e reconstrução das paredes de alvenaria de enchimento, tectos falsos, redes e outros elementos não estruturais. Isto é particularmente verdade para estruturas extremamente flexíveis.

A resposta inadequada dos edifícios à acção sísmica é, em muitos casos, devido à presença de irregularidades estruturais em termos de massa, rigidez ou resistência, tais como *soft* ou *weak-storeys* e irregularidades em planta que induzem torção global. Estratégias de reforço eficientes e económicas para a correcção ou redução destas irregularidades poderão passar por: a) demolição parcial (esta técnica poderá ter um impacto significativo na estética e utilização do edifício); b) adição de sistemas resistentes (pórticos), de contraventamento ou paredes resistentes de betão armado no *soft/weak-storey* ou correcção da distribuição de rigidez e massa nos pisos; e, c) introdução de juntas de dilatação (um edifício irregular pode ser transformado em várias estruturas regulares).

Nos anos 90 verificaram-se aumentos significativos no investimento no desenvolvimento e na utilização de sistemas de dissipação de energia para a protecção de edifícios face aos sismos. Estas técnicas de reabilitação de edifícios são viáveis e eficientes na reabilitação de edifícios. Outras técnicas baseadas em sistemas especiais de protecção, como controlo activo, dispositivos híbridos activo/passivo de dissipação de energia, *tuned mass* e *liquid dampers*, poderão também tornar-se soluções eficientes num futuro próximo. Estes sistemas de reabilitação protegem os edifícios durante a ocorrência de um sismo, modificando as suas características de comportamento.

Algumas das técnicas de reforço e melhoramento do comportamento global mais comuns são expostas no que se segue.

3.1.1 Adição de paredes resistentes de betão armado

Uma das técnicas mais usadas no reforço de edifícios com comportamento sísmico deficiente baseia-se na aplicação de novas paredes de betão armado adequadamente distribuídas na estrutura [5, 10, 11]. As novas paredes protegem os elementos existentes, controlando a deformação lateral dos pisos. Estas paredes resistentes não só aumentam a rigidez lateral significativamente, como também, normalmente, aliviam os pórticos originais das forças sísmicas. O recurso a paredes resistentes para completar o caminho das forças, pode também corrigir descontinuidades. Os novos elementos de parede recebem a maior parte das cargas laterais. Se as paredes têm uma rigidez e resistência adequada para suportar a totalidade das cargas laterais, as debilidades dos pórticos (como *soft-storey*, pilar curto, etc.) normalmente não conduz a um comportamento indesejado. Porém, a adição de novas paredes resistentes diminuirá o período natural da estrutura, o que poderá aumentar a sollicitação sísmica consideravelmente.

Quando é possível intervir no exterior dos edifícios, a adição de paredes resistentes ou sistemas de contraventamento nas fachadas torna-se muito competitiva em relação as soluções que passam pelo reforço generalizado dos elementos resistentes de toda a estrutura, particularmente se estas últimas forçarem a desocupação temporária do edifício.

Na reabilitação de estruturas porticadas, esta técnica poderá passar pelo preenchimento total ou parcial de alguns vãos dos pórticos originais. Em alguns casos o recurso a painéis pré-fabricados, desde que garantida a adequada ligação entre os painéis pré-fabricados e o pórtico envolvente, poderá revelar-se uma boa solução de reforço sísmico, reduzindo os tempos de construção e custos associados da intervenção (alguns exemplos de aplicações recentes após os sismos de 1995 em Kobe e de Erzincan em 1992 [11, 12]).

A adopção desta técnica de reforço poderá implicar o reforço do sistema de fundações para resistir a maiores acções sísmicas e peso próprio da estrutura. Os trabalhos de reforço das fundações são normalmente muito dispendiosos e tecnicamente exigentes, tornando-se assim, por vezes, impraticável, particularmente para edifícios com fundações deficientes.

A distribuição das novas paredes resistentes deve ser pensada de forma a evitar irregularidades de rigidez e resistência que possam induzir a torção do edifício.

3.1.2 Contraventamentos metálicos

O reforço global do sistema estrutural pode também ser realizado com contraventamentos metálicos. Se o objectivo do reforço é melhorar a rigidez da estrutura, o reforço com base em sistemas de contraventamento não é tão eficiente como o reforço com recurso às paredes resistentes. A capacidade de reforçar edifícios em rigidez com contraventamentos é algo limitada, pois a mobilização do funcionamento dos contraventamentos exige a instalação de níveis de deslocamento consideráveis.

O reforço de edifícios com contraventamentos metálicos é realizado em vãos seleccionados de forma a dotar a estrutura de adequada capacidade resistente aos sismos. As diagonais do contraventamento são normalmente ligadas a outras peças em aço horizontais e verticais, que por sua vez são continuamente ligadas às vigas e pilares em redor do sistema de contraventamento.

O reforço com contraventamentos metálicos, normalmente, não exige intervenções de reforço nas fundações, e a sua montagem não é tão interventiva como a adição de paredes resistentes.

No entanto, a ligação entre os elementos em aço do reforço e os elementos existentes de betão armado poderá ser laboriosa e cara. Os contraventamentos são, por conveniência, normalmente instalados nas fachadas, minimizando os trabalhos e distúrbios na sua instalação. A posição dos contraventamentos também será condicionada por restrições arquitectónicas, como as aberturas.

Aos sistemas de contraventamento metálico podem ser acoplados dispositivos de dissipação de energia ou *shear-links*, aumentando significativamente o amortecimento do sistema estrutural [26, 27].

No sismo de Michoacán, em 1985, inúmeros edifícios de betão armado previamente reforçados com contraventamentos metálicos tiveram um bom comportamento, e praticamente não se verificou nenhum dano estrutural [28, 29, 30].

3.1.3 Isolamento de base

O recurso a técnicas de isolamento de base das estruturas, incluindo dispositivos de dissipação de energia, como medida de protecção sísmica está a revelar-se uma técnica promissora. A ideia básica é controlar a sollicitação que actua sobre a base da estrutura, suprimindo a interacção entre o solo e a superestrutura. Assim, a vibração da superestrutura, e consequente dano são reduzidos. Os sistemas de isolamento reduzem as forças transmitidas à superestrutura, aumentando o período da estrutura e o amortecimento global.

Com esta técnica é construída uma dupla fundação, separada por um sistema de isolamento que garante a descontinuidade entre a superestrutura e a fundação do sistema estrutural. Deste modo, a estrutura é desacoplada da sollicitação sísmica e a maioria da energia induzida pelo sismo é absorvida pelos dispositivos de isolamento [5, 10, 17]. As três propriedades básicas de um sistema de isolamento são [23]: a) flexibilidade horizontal para aumentar o período da estrutura e reduzir o valor espectral da sollicitação; b) dissipação de energia (amortecimento) para reduzir os deslocamentos; e, c) rigidez suficiente para pequenos deslocamentos de forma a verificar os estados limites para acções de serviço.

Em condições favoráveis, o isolamento de base poderá reduzir o *drift* nas estruturas correntes de um factor que poderá variar de 2 a 5, em relação ao equivalente numa estrutura não isolada.

A aplicação desta técnica no melhoramento do comportamento sísmico de estruturas de betão armado é viável, particularmente no caso de edifícios para os quais é fundamental que estejam operacionais e habilitados para ocupação imediata após um sismo, por exemplo, hospitais, e outros edifícios cujos conteúdos devem de ser protegidos (museus, etc.).

O isolamento sísmico é uma técnica muito efectiva na reabilitação de edifícios muito rígidos, baixos e com massa considerável. Contudo, é uma solução dispendiosa e a sua aplicação em edifícios correntes não é competitiva [5]. O isolamento sísmico e os sistemas de dissipação de energia não são estratégias de reforço competitivas para a maioria dos edifícios. Geralmente, estas técnicas são mais aplicáveis na reabilitação de edifícios cujos proprietários desejam exigentes níveis de desempenho e estão dispostos a pagar custos elevados associados ao dimensionamento, produção e instalação destes sistemas.

3.1.4 Sistemas passivos de dissipação de energia

Sistemas passivos de dissipação de energia são uma técnica emergente que se baseia no melhoramento do desempenho estrutural pelo aumento da capacidade de dissipar energia (e em

alguns casos rigidez) do edifício. Sistemas de dissipação de energia podem ser usados em combinação com o isolamento de base, ou podem ser inseridos nos contraventamentos metálicos adoptados no reforço de estruturas existentes. Em condições favoráveis, os sistemas passivos de dissipação de energia poderão reduzir as deformações entre pisos de um factor de 2 a 3 vezes, se o sistema não aumentar a rigidez da estrutura. Se o sistema de reforço aumentar a rigidez da estrutura, esta redução poderá ser ainda maior. Esta solução é eficaz em estruturas relativamente flexíveis e que tem alguma capacidade de deformação inelástica, porque exige o desenvolvimento de níveis consideráveis de deslocamentos horizontais.

3.1.5 Redução da massa

As forças e deformações induzidas nas estruturas pela acção sísmica são controladas pela rigidez e a massa da estrutura. Assim, a redução de massa de um edifício pode ser considerada como uma técnica económica e eficiente no melhoramento do comportamento estrutural, nomeadamente através de: a) demolição dos pisos elevados e *penthouses*; b) substituição de divisórias e acabamentos pesados; e, c) remoção de equipamento pesado.

3.1.6 Outras técnicas

Outras medidas especiais de protecção sísmica, incluindo controlo activo, sistemas híbridos activo-passivo de dissipação de energia, *tuned mass* e *liquid dampers*, poderão também revelar-se, em certas aplicações, soluções eficientes de reabilitação sísmica de edifícios existentes de betão armado num futuro próximo.

3.2 Técnicas de intervenção ao nível dos elementos estruturais

Alguns edifícios existentes possuem características de resistência e rigidez apropriadas. Contudo, alguns dos seus componentes não tem adequada resistência, rigidez ou capacidade de deformação, para satisfazer os objectivos de desempenho impostos à estrutura. Estas deficiências, em termos de resistência, rigidez e/ou ductilidade, podem ser corrigidas recorrendo a várias técnicas. As técnicas de intervenção ao nível dos elementos estruturais desempenha um papel importante na reparação e reforço de estruturas para as quais apenas um reduzido número de elementos apresenta deficiências estruturais ou sofreram dano durante sismos anteriores. Modificações locais ao nível dos componentes deficientes podem ser realizadas, mantendo a configuração básica do sistema resistente às acções horizontais. O reforço ao nível dos elementos tende a ser a estratégia mais económica na reabilitação, quando apenas alguns elementos apresentam deficiências. No que se segue são apresentadas algumas das técnicas mais comuns de reforço ao nível do elemento.

3.2.1 Injecção de resinas *epoxy*

A injecção de resinas é a técnica mais amplamente utilizada na reparação de elementos de betão armado com fissuras de baixa e média abertura. Esta técnica de reparação é efectiva desde que o caminho de injecção nas fendas esteja desimpedido. Em elementos danificados a resistência original pode ser reinstalada por reparação com injecção de resinas, principalmente para elementos com reduzida armadura.

3.2.2 Encamisamento

A técnica de reforço mais comum para melhorar o desempenho de elementos de betão armado (pilares, paredes, vigas ou nós viga-pilar) é o encamisamento. Esta técnica é particularmente eficiente na correcção de deficiências em resistência ao corte e à flexão e/ou capacidade de deformação, na correcção de zonas com insuficiente comprimento de sobreposição das armaduras nas zonas das emendas. Normalmente, não é uma estratégia económica para o reforço e aumento da rigidez generalizada, porque implicaria intervenções em praticamente todos os elementos verticais da estrutura, aumentando não só os custos directos, como os associados à desocupação temporária dos edifícios. O encamisamento pode ser realizado com recurso a chapas de aço, mantas de fibras de carbono, ou por aplicação de uma camada exterior de betão armado. No reforço por encamisamento os novos materiais devem ser dimensionados e aplicados em condições propícias para trabalhar em conjunto com os elementos existentes de betão armado.

Encamisamento em betão armado: Para elementos severamente danificados, ou com resistência insuficiente, o encamisamento em betão armado pode ser usado para melhorar a sua rigidez, resistência e ductilidade. Este é o tipo de encamisamento mais utilizado na reparação e reforço de elementos de betão armado. Com excepção da necessidade de soldar ligadores metálicos entre a armadura existente e a armadura a aplicar no encamisamento a ser aplicado, esta técnica não requer uma particular especialização técnica na sua aplicação. Encamisamentos em betão podem incorporar armadura longitudinal e transversal, melhoram a resistência em flexão e corte, a capacidade de deformação (através dos efeitos de confinamento a prevenção da encurvadura da armadura longitudinal), e corrigem a resistência nas zonas das emendas da armadura longitudinal.

Encamisamento metálico: Podem ser usados para melhorar o confinamento. Deve salientar-se que o reforço com elementos metálicos colados aos existentes de betão armado obriga a cuidados especiais na sua protecção contra o fogo, e, por outro lado, o comportamento a longo prazo do material de ligação (resinas *epoxy*) não é profundamente conhecido [11].

Encamisamento com recurso a fibras de carbono: O reforço de elementos de betão armado com recurso a fibras de carbono tem encontrado recentemente inúmeras aplicações [31, 32]. De entre estas aplicações destacam-se o reforço e confinamento de pilares nas suas zonas críticas, e o reforço em flexão de vigas e lajes. A eficiência do reforço de pilares com fibras de carbono depende essencialmente da capacidade de aumentar a sua ductilidade (que por sua vez depende do grau de confinamento) e a resistência. A flexibilidade das mantas de carbono possibilita a sua fácil aplicação sobre pilares, quer circulares, quer rectangulares. O peso reduzido dos materiais compósitos (tipicamente um quinto do aço) simplifica e reduz os custos da sua aplicação em obra. As mantas são muito finas, não alterando normalmente a estética da estrutura. As fibras de carbono possuem uma elevada resistência electro-química, justificando-se mais ainda a sua utilização em ambientes mais agressivos. No entanto, os raios ultravioletas podem afectar severamente alguns tipos de fibras de carbono.

3.2.3 Shotcrete

Esta técnica é frequentemente adoptada em combinação com o encamisamento em betão armado no reforço dos pilares e paredes. Consiste na projecção de um betão com elevado conteúdo em cimento e agregados finos nas superfícies dos elementos danificados ou a reforçar. A resistência das finas camadas de betão aplicado é normalmente muito alta, e esta técnica pode ser aplicada em situações onde o recurso a cofragens não é fácil (como nos nós viga/pilar). É também frequentemente aplicada no reforço de paredes de alvenaria.

3.2.4 Outras técnicas

Além das técnicas apresentadas anteriormente, existem outras técnicas de reforço aplicáveis ao nível dos elementos [23]:

- Aplicação de pré-esforço em vigas, pilares e nós viga/pilar. Nestes casos as ancoragens devem ser afastadas das regiões onde consideráveis deformações não-lineares e correspondente dano são esperadas, e devem ser calculadas para a solitação sísmica prevista.
- Modificação do elemento removendo material. Esta é uma técnica frequentemente usada na correcção de deficiências de comportamento estrutural de pórticos preenchidos com painéis de alvenaria. A medida correctiva pode passar pela total remoção dos painéis de alvenaria, ou pela simples separação entre estes e os pilares e vigas envolventes. Na remoção de painéis de alvenaria deve-se evitar a produção de irregularidades estruturais, em planta e em altura.
- Correcção de detalhes de pormenorização da armadura. Esta técnica passa pela remoção do betão de recobrimento, alteração/correcção da pormenorização da armadura existente, e betonagem de uma nova camada de betão de recobrimento. Esta técnica pode ser particularmente útil na reparação/correcção das emendas de armadura longitudinal nos pilares.

4. DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS E DO PROGRAMA DE ENSAIOS

Estruturas de edifícios à escala real são testadas, tendo como objectivo a avaliação da sua vulnerabilidade sísmica, testando-as para intensidades sísmicas crescentes, e o estudo de técnicas de reparação/reforço apropriadas. Ainda no domínio dos edifícios são investigados os novos conceitos/métodos de projecto (exemplo: DBD).

No âmbito do projecto ICONS (Tópico 2 - "Assessment, Strengthening & Repair", coordenado pelo LNEC) [3], uma vasta campanha de ensaios foi realizada em pórticos de betão armado, de 4 pisos à escala real, representativas do projecto e da construção característica nos anos 50 nos países do sul da Europa (ver figura 11). Os principais objectivos desta série de ensaios foram 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); aplicação de betão projectado com armadura sobre as alvenarias; sistemas de contraventamento com dispositivos de dissipação de energia; e, técnicas baseadas na aplicação de fibras de carbono para reparação de pilares e juntas.

Dois pórticos em betão armado, à escala real, foram construídos e testados para várias intensidades sísmicas. Um dos pórticos em estudo era preenchido com painéis de alvenaria de tijolo (pórtico A) e o outro não (pórtico B). Os materiais usados na construção dos pórticos de betão armado foram os característicos da construção dos anos 50, ou seja, um betão de fraca resistência e armadura de aderência normal. A pormenorização da armadura foi executada segundo o uso corrente daquela época, ou seja, não foram adoptadas regras específicas de pormenorização, nomeadamente provisões particulares relativas à ductilidade, ou pormenorização das emendas e nós, nem estratégias de dimensionamento tendentes a desenvolver mecanismos preferenciais de dissipação de energia.

As cargas verticais foram definidas de forma a simular as acções permanentes, para além do peso próprio (revestimentos, divisórias e sobrecarga). A acção sísmica foi definida como sendo representativa de um cenário de casualidade sísmica correspondente a uma zona de média-alta sismicidade na Europa. Os ensaios pseudo-dinâmicos foram realizados considerando três acelerogramas de referência correspondentes aos períodos de retorno de 475, 975 e 2000 anos, aos quais correspondem acelerações máximas de 218, 288 e 373 cm/s^2 , respectivamente.

4.1 Pórtico sem alvenarias

Durante os ensaios sobre a estrutura original foi verificada, como prevista, uma grande vulnerabilidade deste tipo de estruturas. De facto, mesmo tendo a estrutura um comportamento satisfatório e com reduzido nível de danos, para o sismo correspondente a um período de retorno de 475 anos, a mesma atingiu o colapso iminente para uma intensidade sísmica correspondente a um período de retorno de 975 anos (com aceleração máxima apenas 1.3 vezes superior do que a do sismo correspondente aos 475 anos). Os testes mostraram uma concentração notória da deformação lateral do pórtico e conseqüentemente dano no terceiro piso. O mecanismo verificado na estrutura deve-se à irregularidade em altura em termos de rigidez e resistência [6].

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 de forma a melhorar a ductilidade e a capacidade resistente ao corte. Na figura 11 são representados esquemas da intervenção efectuada.

Os gráficos na figura 11 mostram o perfil dos máximos deslocamentos relativos entre pisos, e confirma a eficiência do reforço aplicado. É de notar que apesar das pequenas diferenças detectadas nas duas estruturas no perfil de deslocamentos relativos para o sismo de 475 anos, para o sismo de 975 anos o nível de deformação no terceiro piso da estrutura não reforçada cresce rapidamente originando o colapso do piso. 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 de betão armado, que constitui uma grande parte dos edificios existentes em zonas de considerável 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.

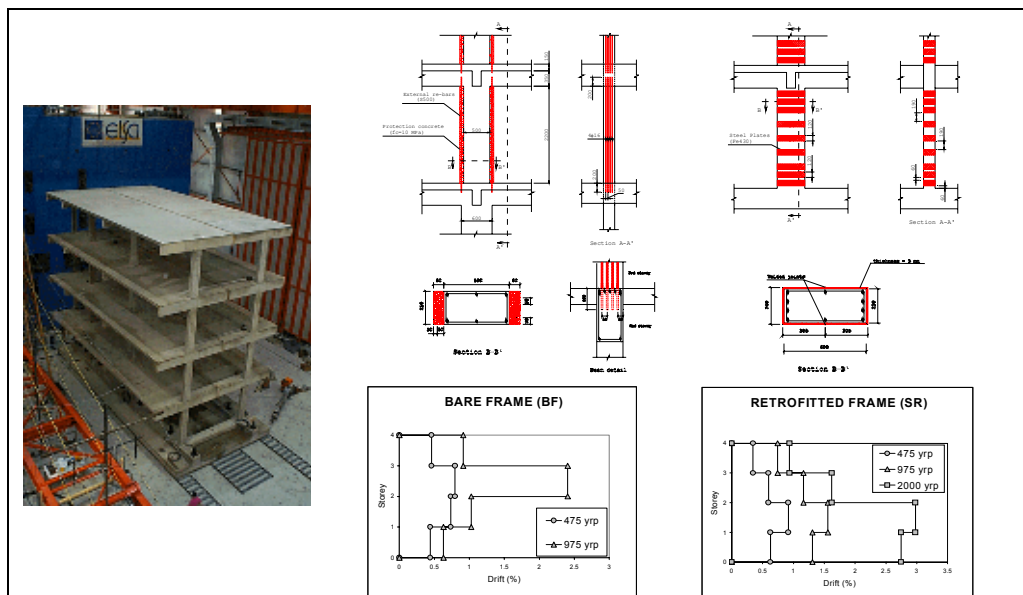


Figura 11: Pórticos: Vista geral; Esquema de reforço; Resultados em termos de máximo deslocamentos relativo entre pisos

4.2 Pórtico com alvenarias

O pórtico com alvenaria (IN) foi também sujeito a três sismos de intensidade crescente de forma a avaliar a sua vulnerabilidade e capacidade última. Durante o teste correspondente ao sismo de 2000 anos de período de retorno, as paredes de alvenaria do primeiro piso atingiram o colapso, induzindo na estrutura um mecanismo tipo *soft-storey*, forçando a paragem do ensaio num ponto correspondente aos 5 segundos do terramoto. Após esta série de ensaios, as alvenarias mais danificadas foram substituídas e foi aplicado um reforço no vão exterior, ao nível dos quatro pisos (figura 12). O reforço foi realizado com uma camada de betão projectado com 2.5 cm de espessura na qual se embebeu uma rede electrosoldada (diâmetro 5 mm e espaçamento de 10 cm, em ambas as direcções), como se ilustra na figura 12. A série de ensaios com as alvenarias reforçadas foi designada por SC. A estrutura com a alvenaria reforçada foi capaz de resistir aos três sismos sem atingir o colapso [7].

Dos resultados observados, dois aspectos fundamentais devem ser realçado. Por um lado o efeito benéfico do reforço no comportamento das alvenarias, que evitou a sua fendilhação prematura e esmagamento dos tijolos. Mas, por outro lado, foi verificada a rotura por corte dos pilares exteriores na sua parte superior, conduzindo ao colapso local da estrutura. Esta rotura por corte resulta, por um lado, das forças de corte transmitidas pela alvenaria aos pilares exteriores, e por outro lado, pelo efeito de *overturning moment*.

Na figura 12 é apresentado o diagrama força de corte versus deformação lateral do primeiro piso, onde se evidencia o efeito benéfico do reforço aplicado. A influência das alvenarias na resposta estrutural foi confirmada durante os ensaios, confirmando que estas devem ser tidas em consideração na avaliação da vulnerabilidade das estruturas existentes, bem como no cálculo de novas estruturas. A alvenaria protegeu da estrutura de betão armado, para os sismos de baixa e média intensidades, mas para o sismo correspondente a um período de retorno de 2000 anos, a alvenaria atingiu o colapso e verificou-se uma queda acentuada da resistência (*softening*) ao nível do primeiro piso, provocando o desenvolvimento súbito de um mecanismo de piso (*soft-storey*). A técnica de reforço utilizada ao nível das alvenarias melhorou substancialmente o seu comportamento, conferindo-lhes um aumento da capacidade de deformação, e minorando ligeiramente o *softening*, melhorando assim o comportamento global da estrutura e consequentemente diminuindo a sua vulnerabilidade.

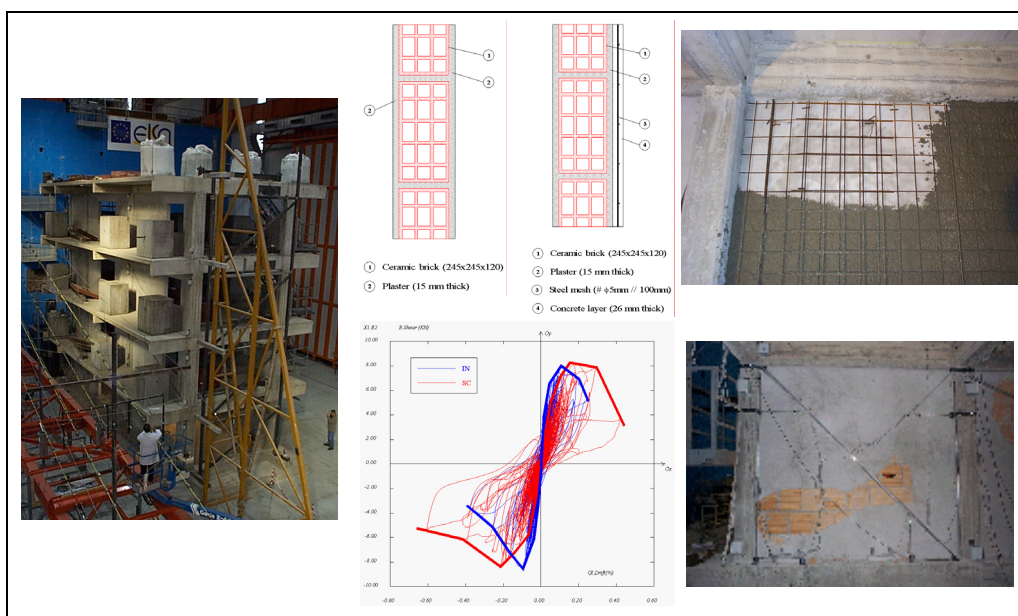


Figura 12: Pórtico preenchido com painéis de alvenaria: Vista geral; Esquema do reforço das alvenarias; Curvas força-deslocamento ao nível do primeiro piso (IN e SC); Danos observados nas alvenarias

De salientar que apesar dos ensaios com a alvenaria reforçada terem demonstrado a eficiência do reforço, deve referir-se que a sua eficiência poderia ser melhorada, caso fossem aplicados conectores entre o reforço e a estrutura envolvente, pois como já foi referido, o reforço adoptado acelerou o aparecimento de um mecanismo de rotura dos pilares exteriores devido à transmissão localizada de forças dos painéis de alvenaria para a estrutura envolvente.

4.3 Contraventamento com dispositivo de dissipação de energia

Foi ainda testada uma técnica de reforço baseada na aplicação de um sistema dúctil, de contraventamento excêntrico em aço e um elemento vertical acoplado, capaz de dissipar energia por deformação em corte, ver figura 13. Este tipo de reforço não agrava os esforços transmitidos à fundação, e aumenta substancialmente a ductilidade global e a capacidade de deformação da estrutura. O estudo experimental limitou-se à imposição de deslocamentos cíclicos ao nível de segundo piso. O sistema de reforço foi instalado no vão central, tendo sido construídos painéis de alvenaria sem aberturas nos vãos externos, como se ilustra na figura 13. O sistema de reforço foi idealizado e dimensionado como uma eventual substituição de um painel existente de alvenaria. Assim, o sistema de reforço foi dimensionado para uma resistência correspondente ao painel de alvenaria original [8].

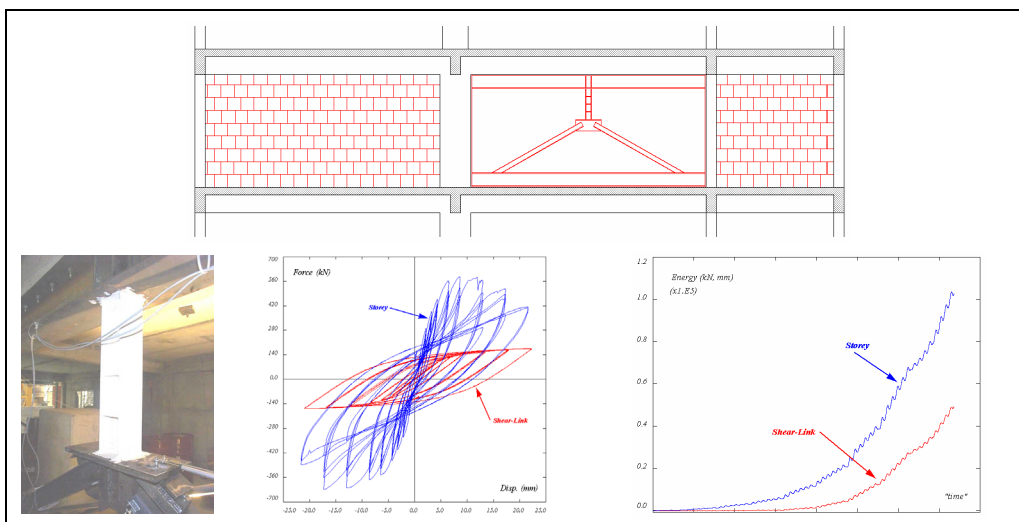


Figura 13: Representação do sistema de reforço; Pormenor do dissipador de energia; Curvas força-deslocamento e Evolução da energia dissipada (total e ao nível do dissipador de energia)

Observou-se um aumento progressivo da energia dissipada ao nível do dispositivo (*shear-link*). De facto, no final do ensaio, cerca de 50% da energia total dissipada, ocorreu no *shear-link*. No gráfico força-deslocamento de piso estão representadas em simultâneo duas curvas, uma referente à curva força de corte total de piso e outra referente à força de corte medida no *shear-link*. É de salientar que os ensaios demonstraram claramente que o sistema de ancoragem do contraventamento à estrutura existente em betão armado foi eficiente e capaz de transmitir as forças ao pórtico envolvente, sem verificar-se algum dano local.

4.4 Reparação final à base de fibras de carbono

Os últimos ensaios realizados sobre os pórticos preenchidos com painéis alvenaria provocaram danos graves nos pilares exteriores (rotura por corte na interface entre o topo dos pilares e os nós), onde se observaram, para alguns pilares, um deslocamento lateral relativo de 50 mm

(aproximadamente 25% da dimensão do pilar na direcção desse deslocamento), ver figura 14. Para além dos pilares exteriores, o pilar forte na base de um dos pórticos sofreu danos importantes, tendo evidenciado fendas de corte ao nível das suas extremidades. Estas roturas locais não permitiriam realizar os testes finais de avaliação da capacidade última de deformação dos pórticos. Assim, procedeu-se à sua reparação utilizando fibras de carbono e resinas epoxy, segundo os esquemas representados na figura 14 [9].

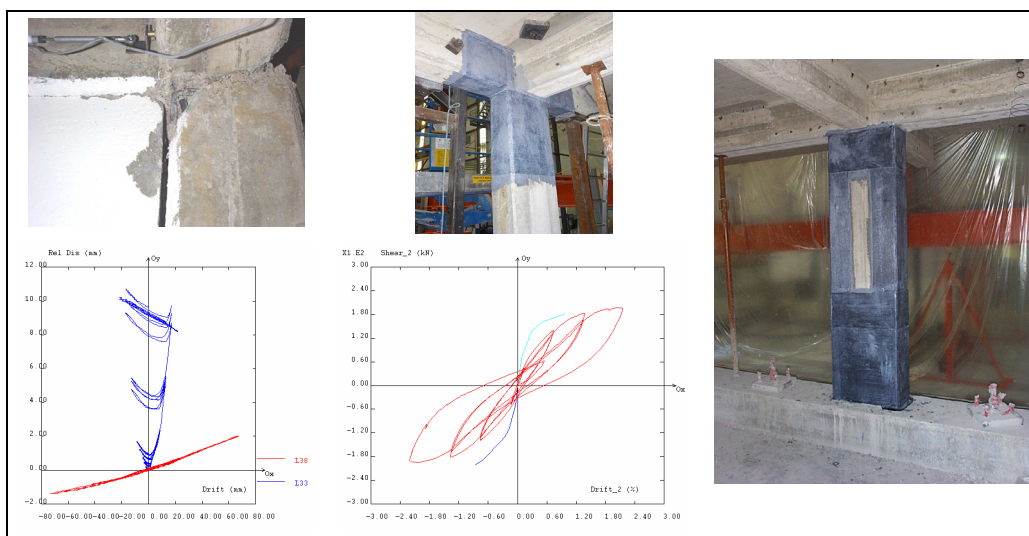


Figura 14: Rotura dos pilares exteriores (ligação pilar/nó); Pilares reparados (exterior e interior do primeiro piso); Deformação ao nível do pilar exterior e Curvas força-deslocamento

As fissuras nas zonas críticas foram preenchidas com uma resina *epoxy* injectada. As fibras de carbono unidireccionais foram aplicadas em uma só camada para a reparação das ligações pilar/nó e para a reparação das fendas de corte do pilar, como ilustrado na figura 14. A reparação efectuada provou ser eficiente, uma vez que os elementos reparados foram capazes de resistir aos ensaios cíclicos finais, sem que a estrutura perdesse a sua capacidade portante para cargas verticais.

Da análise dos gráficos na figura 14, pode observar-se que durante os ensaios pseudo-dinâmicos o pilar atingiu a rotura, com instalação de importantes deformações não recuperáveis. Após reparação, o mesmo pilar recuperou o comportamento elástico inicial, mantendo-o mesmo para níveis de deformação quatro vezes superiores às impostas nos ensaios pseudo-dinâmicos anteriores, sem instalação de deformações residuais.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foram realizados vários ensaios sísmicos, pseudo-dinâmicos, em dois modelos de pórticos de betão armado com 4 pisos, representativos de estruturas existentes, projectadas sem características sismo-resistentes específicas (prática corrente de projecto e construção dos anos 50~70). A campanha de ensaios teve como objectivos avaliar: 1) a vulnerabilidade de pórticos

simples (BF); 2) a eficiência de soluções e técnicas de reforço selectivo (SR); 3) o desempenho sísmico de pórticos com painéis de alvenaria (IN); 4) os benefícios e os problemas no reforço dos painéis de alvenaria (SC).

Os resultados desta vasta campanha de ensaios, a sua análise e comparação foram revistos nesta comunicação, sendo no entanto importante realçar alguns aspectos, nomeadamente: 1) A vulnerabilidade do pórtico simples (BF) foi confirmada, pelo facto da estrutura atingir o colapso ao nível do piso 3 (2.4% *drift*) para uma acção sísmica com intensidade ligeiramente superior que a nominal (1.3 vezes em termos de aceleração de pico, correspondendo a um sismo com 975 anos de período de retorno). Note-se que o ensaio 975-yrp foi interrompido aos 7.5 segundos para evitar o colapso da estrutura; 2) A estrutura reforçada (nota: reforço sísmico deve ser entendido como uma operação que confere melhores características sismo-resistentes, podendo traduzir-se numa melhoria substancial de: capacidade de deformação inelástica – ductilidade, e/ou resistência, e/ou rigidez, e/ou capacidade de dissipação de energia, e/ou mecanismos estáveis de deformação) teve um desempenho sísmico satisfatório, suportando uma aceleração na base 1.8 vezes superior que o valor nominal, mantendo as suas funções fundamentais com danos menores e reparáveis. A irregularidade foi corrigida e a ductilidade do pilar central foi substancialmente incrementada; 3) A inclusão de painéis de alvenaria alterou totalmente o comportamento da estrutura, se comparado com o verificado para a estrutura sem alvenaria. Os painéis de alvenaria de enchimento protegem a estrutura, podendo mesmo 'ocultar' a irregularidade estruturais (no caso da distribuição de painéis ser uniforme em altura). No entanto, os mecanismos de rotura de piso surgem subitamente, dependendo evidentemente da resistência relativa entre as alvenarias e a estrutura de betão armado; 4) O reforço das alvenarias não melhorou substancialmente as características sismo-resistentes da estrutura. Pelo contrário, em certos casos tal reforço pode desencadear danos estruturais localizados graves, tais como a rotura por corte no topo dos pilares exteriores. Assim, a aplicação de tal reforço só deve ser tida em consideração se for garantida uma transferência adequada dos esforços desenvolvidos no painel de alvenaria para as vigas adjacentes. Informação mais detalhada sobre estes ensaios, resultados e sua análise, bem como de outros ensaios relacionados com esta campanha experimental pode ser encontrada nas seguintes publicações: [6, 7, 8, 9].

Os ensaios realizados comprovaram que a vulnerabilidade destas construções, dimensionadas sem características sismo-resistentes, que constituem uma parte importante dos edifícios existentes na Europa, são uma fonte de alto risco para as populações. Foi ainda comprovado experimentalmente que soluções de reforço adequadamente seleccionadas, podem reduzir consideravelmente este risco para níveis aceitáveis de acordo com a actual filosofia dos códigos de dimensionamento e avaliação da segurança estrutural.

6. AGRADECIMENTOS

A componente experimental deste trabalho foi desenvolvida no âmbito do projecto ICONS TMR-Network (financiado pela Comissão Europeia - Contracto N. FMRX-CT96-0022). Os ensaios foram realizados no laboratório ELSA e financiados pela CE, no âmbito de 'TMR - Large-Scale Facilities' (contracto N. FMGE-CT95-0027). Os autores agradecem a contribuição

das instituições Europeias e investigadores envolvidos neste projecto, pela sua importante contribuição para a realização destes ensaios.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Pinto, A.V. – “Introduction to the European research projects in support of Eurocode 8”, Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France, Rotterdam A.A. Balkema, 1998.
- [2] *EC8 - Design provisions for earthquake resistance of structures*. Part 1:4 Buildings in seismic regions - strengthening and repair, CEN, Brussels, 1994.
- [3] Carvalho, E.C.; Coelho, E.; Campos-Costa, A. – “Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames”, Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions, Report LNEC, Lisbon, 1999.
- [4] Elnashai, A.; Pinho, R. – “ICONS Topic 2 - PsD testing of RC frames - Proposal for selective repair/strengthening of specimen B”, Report Imperial College of London, U.K., 1999.
- [5] Pinho, R. – “Selective retrofitting of RC structures in seismic areas”, PhD Thesis, Imperial College, London, U.K., 2000.
- [6] Pinto, A.V.; Verzeletti, G.; Molina, J.; Varum, H.; Coelho, E.; Pinho, R. – “Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames)”, Report EUR, EC, Joint Research Centre, Ispra, Italy, 2002.
- [7] Pinto, A.V.; Verzeletti, G.; Molina, J.; Varum, H.; Coelho, E. – “Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (infilled frame and infill strengthened frame tests)”, Report EUR, EC, Joint Research Centre, Ispra, Italy, 2002.
- [8] Bouwkamp, J.; Gomez, S.; Pinto, A.V.; Varum, H.; Molina, J. – “Cyclic tests on RC frame retrofitted with k-bracing and shear-link”, Report EUR 20136 EN, EC, Joint Research Centre, Ispra, Italy, 2001.
- [9] Varum, H. – “Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings”, Tese de doutoramento, Universidade de Aveiro, 2003, 550 pp.
- [10] Fardis, M.N. - “Seismic assessment and retrofit of RC structures” - Bisch, Ph.; Labbé, P.; Pecker, A. (eds.), 11th ECEE, Paris, France, Invited lecture, ISBN 90 5809 027 2, A.A. Balkema, Rotterdam, 6th-11th September 1998.
- [11] Ersoy, U. - “Seismic rehabilitation” - Second Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering: Repair & Strengthening of Existing Buildings - Istanbul, 1998.
- [12] Sugano, S. - “Seismic rehabilitation of existing concrete buildings in Japan” - 12th WCEE, Auckland, New Zealand, January 2000.
- [13] RSA - Regulamento de segurança e acções para estruturas de edificios e pontes - Decreto-Lei N.º 235/83, Imprensa Nacional, Casa da Moeda, Lisbon, Portugal, 1983.
- [14] LNEC - Levantamento do parque habitacional de Portugal continental para o estudo da sua vulnerabilidade sísmica com base nos CENSOS-91 - Relatório 260/00 - C3ES, LNEC, Lisbon, October, 2000.
- [15] Silva-Araya, W.F.; Rincón, O.T.; O’Neill, L.P. (eds.) - Repair and rehabilitation of reinforced concrete structures: The state-of-the-art - International Seminar, Workshop and Exhibition, Maracaibo, Venezuela, April 28th-May 1st 1999, Published by ASCE.

- [16] Carvalho, E.C.; Coelho, E.; Campos-Costa, A.; Sousa, M.L.; Candeias, P.; Carvalho, A.; Massena, B.; Castro, S. - Seismic risk mitigation in Portugal - Workshop on Mitigation of Seismic Risk: Support to Recently Affected European Countries, JRC, Belgirate, Italy, November 2000.
- [17] EQE - (<http://www.eqe.com/revamp/izmitreport/index.html>). Report of the M7.4 Izmit earthquake, Turkey, August 17th 1999.
- [18] Bertero, V.V. (1982) - State-of-the-art in seismic resistant construction of structures - 3rd International Earthquake Microzonation Conference, University of Washington, Seattle, Washington, Vol. II, pp. 767-805.
- [19] Saatcioglu, M.; Gardner, N.J.; Ghobarah, A. - The Kocaeli earthquake of August 17, 1999 in Turkey (<http://www.genie.uottawa.ca/profs/murat/KocaeliEQ.html>), 1999.
- [20] EASY - (<http://www.ikpir.fgg.uni-lj.si/easy/tour.htm>) - Earthquake engineering slide information system, 1997.
- [21] KOERI - *Izmit earthquake (Turkey)* - Kandilli Observatory & Earthquake Research Institute, Boğaziçi University, Istanbul - (http://www.eas.slu.edu/Earthquake_Center/TURKEY/), 1999.
- [22] Aschheim, M. - The Izmit (Kocaeli) earthquake of 17th August 1999: Preliminary observations - EERI Reconnaissance Team - Mid-America Earthquake Center - University of Illinois at Urbana-Champaign, 2001.
- [23] FEMA-274 - NHERP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings - Federal Emergency Management Agency, Applied Technology Council, Washington, DC, October 1997.
- [24] Paulay, T.; Priestley, M.J.N. - Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings - John Wiley & Sons, Inc., ISBN 0-471-54915-0, 1992.
- [25] Moehle, J.P.; Mahin, S.A. - Observations on the behaviour of reinforced concrete buildings during earthquakes - ACI publication SP-127, Earthquake-Resistant Concrete Structures: Inelastic Response and Design - Ghosh, S.K. (ed.), 1991.
- [26] Martinez-Romero, E. - Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures - Earthquake Spectra, Vol. 9, No. 3, pp. 581-626, 1993.
- [27] Okada, T.; Nakano, Y.; Kumazawa, F. - Experimental study of 1/10 scaled RC frames retrofitted with steel framed Y-shaped bracing system - International Symposium on Earthquake Disaster Prevention, Mexico City, pp. 200-209, 1992.
- [28] Calderón, E.V. - Some lessons from the March 14, 1979 earthquake in Mexico City - 7th WCEE, 1980, Istanbul, Turkey, Vol. 4, pp. 545-552.
- [29] Foutch, D.A.; Hjelmstad, K.D.; Calderón, E.V. - Seismic retrofit of a RC building: A case study - 9th WCEE, Tokyo-Kyoto, Japan, Vol. 7, pp. 451-456, 1988.
- [30] Jara, J.M.; Ayala, A.G.; Miranda, E. - Seismic behaviour of structures with energy dissipating systems in Mexico - 12th WCEE, Auckland, New Zealand, January 2000.
- [31] Meier, U. - Carbon fiber-reinforced polymers: Modern materials in bridge engineering - Structural Engineering International, IABSE, Vol. 1, pp. 7-12, 1992.
- [32] Triantafillou, T.C. - Strengthening of structures with advanced FRP's - Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 1, No. 2, pp. 126-134 - Construction Research Communications Limited, ISSN 1365-0556, 1998.