

ANÁLISE DE ESTRUTURAS ANTIGAS E NOVAS EM ALVENARIA: POSSIBILIDADE E APLICAÇÕES

P.B. LOURENÇO

Prof. Catedrático
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães – Portugal

N. MENDES

Aluno de doutoramento
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães – Portugal

R. MARQUES

Aluno de doutoramento
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães – Portugal

D.V. OLIVEIRA

Prof. Auxiliar
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães – Portugal

SUMÁRIO

A avaliação do desempenho sísmico de estruturas representa ainda um desafio complexo. A presente comunicação apresenta uma revisão dos métodos de análise sísmica de estruturas de alvenaria, com e sem diafragmas rígidos. Adicionalmente, inclui-se uma comparação entre a análise elástica, os métodos “pushover” e a análise não-linear dinâmica com integração no tempo, utilizando diferentes casos de estudo. Os resultados permitem concluir que: (a) a recente regulamentação europeia para o dimensionamento sísmico de estruturas modernas de alvenaria necessita melhorias; (b) as análises “pushover” tradicionais, adaptativas ou modais não reproduzem fielmente a análise não-linear dinâmica e os resultados experimentais.

1. INTRODUÇÃO

O desempenho sísmico de estruturas de alvenaria é particularmente difícil de caracterizar, uma vez depende de diversos factores, nomeadamente as propriedades dos materiais, a geometria da estrutura, as ligações entre elementos estruturais, a contribuição dos elementos “não estruturais” e a rigidez dos diafragmas horizontais.

A alvenaria é um material heterogéneo composto por unidades de alvenaria e juntas, geralmente, preenchidas por argamassa. As unidades de alvenaria podem ser, por exemplo, de pedra natural com forma regular ou irregular, de betão ou cerâmicas, com ou sem furação. As juntas podem ser preenchidas com argamassas de barro, betume ou gesso, ou à base de cal ou cimento, entre outros materiais. As várias combinações possíveis geradas pela geometria, tipo e disposição das unidades, bem como pelas características das juntas levantam dúvidas sobre a definição da palavra “alvenaria”. No entanto, todas as alvenarias apresentam algumas propriedades comuns, tais como a baixa resistência à tracção ou a baixa a moderada resistência ao corte, que condicionam o desempenho de estruturas de alvenaria sujeitas a acções horizontais. Em geral, estas características influenciaram a geometria das estruturas antigas de alvenaria, nas quais os elementos estruturais (paredes, pilares, arcos e abóbadas) foram construídos para resistirem a esforços de compressão provenientes das acções verticais, sem a devida consideração da acção sísmica.

A simplicidade e a regularidade em planta e em altura (geometria, distribuição de massa e de rigidez) são características que melhoram o desempenho sísmico das estruturas, evitando a ocorrência de danos locais e diminuindo os efeitos dos esforços de torção. Estas características estão presentes nas recomendações dos actuais regulamentos de dimensionamento de estruturas [1]. As estruturas de alvenaria correntes são compostas por paredes resistentes em que as dimensões no seu plano são significativamente superiores à espessura (elementos laminares) e, conseqüentemente, a resistência destes elementos estruturais depende da direcção da aplicação da acção sísmica. Além disso, a geometria é também uma característica determinante no comportamento sísmico das paredes de alvenaria com aberturas (fachadas), as quais podem ser decompostas em três componentes: nembos, vigas e “nós”. A geometria destes elementos influencia o seu tipo de mecanismo de rotura no plano, quando sujeitos à acção sísmica: flexão composta, deslizamento, tracção diagonal e esmagamento.

A eficiência das ligações entre componentes estruturais e das ligações entre estes e os elementos “não estruturais”, bem como os diafragmas horizontais, controla a capacidade de redistribuição de esforços e condiciona a possibilidade de ocorrência de mecanismos para fora do plano, permitindo aumentar a capacidade resistente do conjunto, na presença de acções sísmicas.

Nesta comunicação apresenta-se uma breve revisão dos métodos para avaliação do desempenho sísmico de edifícios de alvenaria, com e sem diafragmas rígidos. Além disso, apresenta-se a aplicação de diferentes técnicas de análise estrutural a vários casos de estudo, nomeadamente: a análise elástica, a análise não-linear estática (“pushover”), a análise limite com macro-blocos, e a análise não-linear dinâmica com integração no tempo.

2. EDÍFÍCIOS DE ALVENARIA COM DIAFRAGMAS RÍGIDOS

As estruturas modernas de alvenaria apresentam, em geral, diafragmas horizontais com elevada rigidez no seu plano e ligações adequadas entre estes e os elementos verticais. Esta rigidez é alcançada através do uso de soluções monolíticas, em betão armado ou em aço, para as lajes de piso e cobertura. Também muitos dos edifícios antigos foram construídos em estrutura mista (elementos verticais em alvenaria e lajes em betão armado), apresentando diafragmas horizontais com capacidade de redistribuição das forças horizontais.

Como referido anteriormente, os diafragmas horizontais rígidos, associados a ligações adequadas entre estes e os elementos estruturais verticais, permitem beneficiar do efeito de “caixa” e, conseqüentemente, melhoram o comportamento sísmico das estruturas quando sujeitas à acção sísmica.

O primeiro método de análise sísmica de estruturas de alvenaria foi desenvolvido admitindo a existência de diafragmas rígidos. Este método foi adoptado como base para os métodos mais sofisticados recentes. Em seguida, apresenta-se uma revisão e a aplicação dos métodos recentemente desenvolvidos para análise sísmica de estruturas de alvenaria com diafragmas rígidos.

2.1. Método “mecanismo de piso” (POR)

Com origem em estudos na antiga Jugoslávia [2] e fruto da experiência adquirida no sismo de Skopje em 1963, o método POR foi implementado na região de Friuli-Venezia Giulia na sequência do sismo de Friuli em 1976, tendo por objectivo avaliar o desempenho sísmico de estruturas de alvenaria existentes [3]. Este método foi formulado segundo as seguintes hipóteses: a espessura das paredes é constante em cada piso; as lajes comportam-se como diafragmas rígidos no seu plano; as extremidades dos nembros de alvenaria não sofrem rotação, admitindo-se apenas translações; o comportamento dos nembros solicitados horizontalmente é do tipo elástico-perfeitamente plástico, com ductilidade predefinida; e os nembros apresentam rigidez elástica constante.

Na prática, foi através de um anexo italiano “Circolare n. 21745/1981” [4] que um procedimento de análise sísmica de edifícios de alvenaria foi inicialmente introduzido em Itália. Este método assume que o principal mecanismo de colapso do edifício ocorre por rotura de corte diagonal nos nembros de um piso crítico (mecanismo de piso) e que a resposta em termos de força de corte-deslocamento horizontal é avaliada separadamente por piso. Após a versão original, várias melhorias foram introduzidas, nomeadamente com a consideração dos mecanismos de rotura por flexão [5] e do conceito de altura eficaz do nembro [6].

Apesar da simplicidade do método POR, este foi utilizado em Itália até muito recentemente na análise de edifícios existentes e no dimensionamento de estruturas novas. As limitações do método, nomeadamente a consideração de mecanismos de piso independentes, e o sismo de Molise em 2002 demonstraram claramente a necessidade de métodos que considerem a resposta global das estruturas de alvenaria.

Apesar da recente introdução dos Eurocódigos na Europa, a Itália introduziu recentemente novos regulamentos sobre o comportamento de estruturas de alvenaria quando sujeitas à acção sísmica, nomeadamente a OPCM 3274/2003 e a sua revisão OPCM 3431/2005 [7]. Estes regulamentos apresentam-se de acordo com as directrizes do Eurocódigo 8 (EC8) [8], mas incluem também aspectos resultantes da investigação, experiência e aplicação de regras de dimensionamento em Itália. Lagomarsino [9] identifica dois aspectos que penalizam seriamente a construção em alvenaria estrutural de acordo com a primeira versão da OPCM, a qual corresponde à versão geral corrente do actual EC8: baixo factor de comportamento, que limita o uso de estruturas de alvenaria não armada e em oposição com os resultados obtidos experimentalmente; métodos de análise e critérios excessivamente complexos, que não estão ao alcance da generalidade dos projectistas.

2.2. Métodos de análise recentes

Actualmente, existem recursos computacionais avançados para análise estrutural, que permitem modelar detalhadamente o comportamento das estruturas. Os programas de cálculo automático baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) são exemplos deste tipo de ferramentas, permitindo representar, por exemplo, estruturas bi- ou tridimensionais complexas, considerando geralmente materiais isotrópicos e homogêneos. Existem ainda métodos e modelos de comportamento mais complexos [10], usualmente não adoptados para projecto corrente, mas para investigação detalhada de ensaios experimentais e definição de regras de projecto. Métodos recentes baseados no POR e em macro-blocos têm sido desenvolvidos particularmente em Itália. Estes métodos parecem ser os mais apropriados para o dimensionamento e avaliação do comportamento sísmico de estruturas de alvenaria, uma vez que se encontram validados e acessíveis em vários programas de cálculo automático que permitem a criação fácil de modelos e a interpretação de resultados.

Diferentes tipos de macro-blocos têm sido desenvolvidos para simular correctamente mecanismos de rotura de painéis de alvenaria, tais como as formulações propostas por Gambarotta e Lagomarsino [11] e por Magenes e Fontana Della [12] presentes nos programas de cálculo automático 3Muri [www.stadata.com] e ANDIL/SAM II [www.crsoft.it/andilwall], e nas Figuras 1a e 1b, respectivamente. O 3Muri promove o equilíbrio cinemático do conjunto dos macro-blocos em que é discretizado o edifício, face aos graus de liberdade definidos. O SAM II simula a resposta em deformação de um pórtico equivalente ao conjunto de paredes resistentes do edifício.

O 3Muri e o SAM II realizam a verificação da segurança com base no desempenho em deslocamentos do edifício, confrontado a capacidade de deformação da estrutura com a deformação necessária face à acção sísmica regulamentar. O comportamento da estrutura é definido pela curva de capacidade, obtida através da relação entre o corte basal e o deslocamento do ponto de controlo, geralmente no centro da laje de cobertura da estrutura (Figura 2). Recentemente, Marques e Lourenço [13] realizaram um estudo que tem por objectivo comparar os programas de cálculo automático 3Muri e SAM II. As análises não-lineares estáticas realizadas em dois edifícios permitiram concluir que os programas de cálculo apresentam resultados semelhantes no caso em estudo.

O RAN [14] é um método de macro-blocos italiano inspirado no método POR, que promove um equilíbrio pseudo-global, baseado na resposta aditiva dos vários pisos do edifício (Figura 1c).

O SAP2000 [www.csiberkeley.com] é um programa muito popular em dimensionamento, que permite também a avaliação do comportamento sísmico de edifícios de alvenaria através da análise não-linear estática e da modelação da estrutura em pórticos com barras equivalentes aos nembos e lintéis. Neste procedimento, é necessário definir a localização e os tipos de rótulas plásticas que se podem desenvolver ao longo de cada elemento, tendo por objectivo modelar os mecanismos de rotura de flexão e corte (Figura 1d) [15].

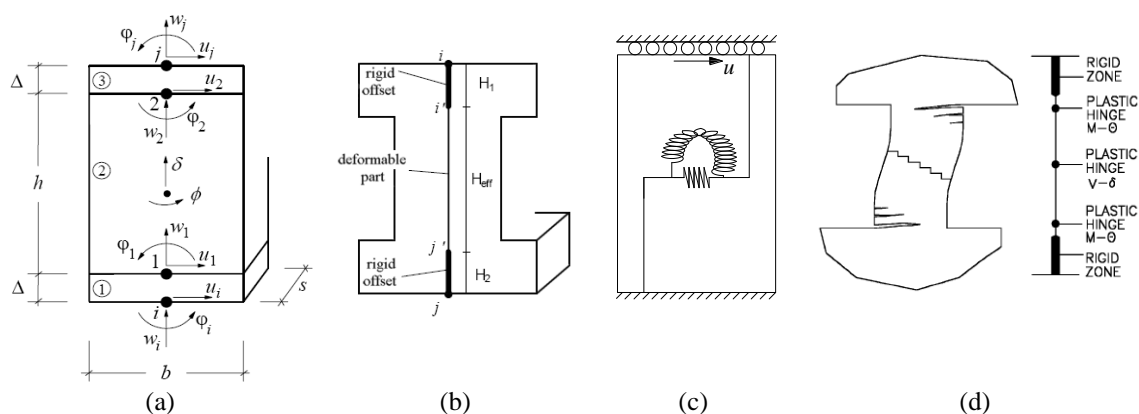


Figura 1: Macro-blocos utilizados em diferentes métodos presentes nos programas de cálculo automático: (a) 3Muri; (b) SAM II; (c) RAN; (d) SAP2000

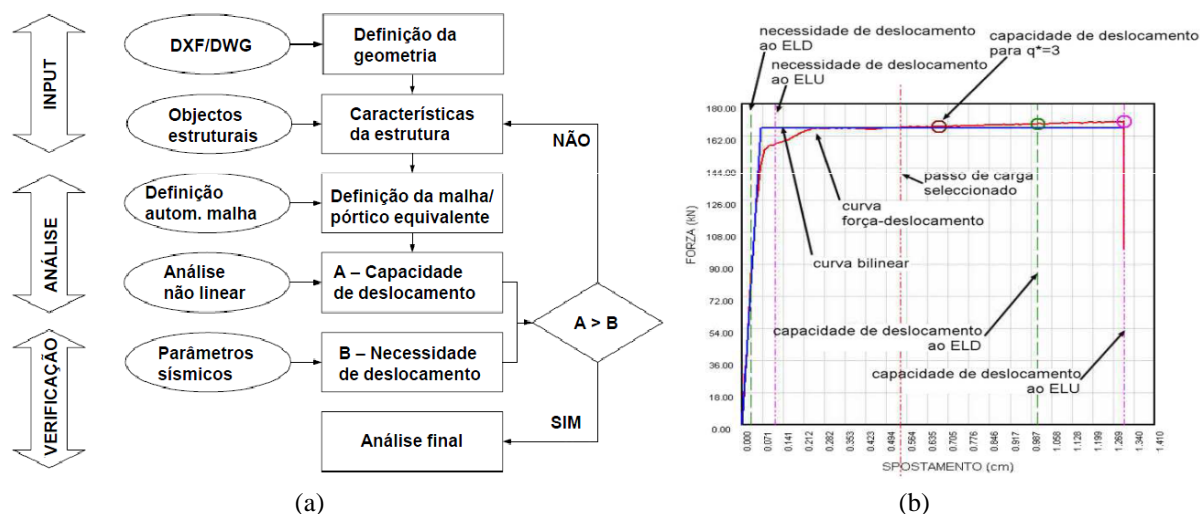


Figura 2: Verificação da segurança através da análise não-linear: (a) fluxograma; (b) curva de capacidade

Recentemente, Marques et al. [16] desenvolveram um programa de cálculo automático baseado no método RAN, tendo analisado vários edifícios de alvenaria e verificado que o correspondente corte basal é similar ao obtido através do 3Muri e SAM II. No entanto, a avaliação da segurança através do método RAN é realizada através da comparação entre corte basal máximo resistente e as forças sísmicas reduzidas pelo factor de comportamento. Este procedimento de verificação da segurança implica a consideração de factores de comportamento realistas, como discutido de seguida.

2.3. Capacidade de dissipação de energia

Apesar da recente introdução de metodologias que consideram a reserva de resistência pós-cedência das estruturas em deslocamento, nomeadamente através da análise não-linear estática, os edifícios são tradicionalmente dimensionados à acção sísmica através da análise linear elástica e de verificações com base em critérios de força, sendo necessário utilizar coeficientes de comportamento.

O coeficiente de comportamento q de uma estrutura é, geralmente, definido pelo quociente entre a força elástica máxima $F_{el,max}$ (resposta em regime elástico) e a força de cedência de um sistema bilinear equivalente ao comportamento não-linear F_y (resposta em regime não-linear). De acordo com Magenes [17], após um elemento atingir a capacidade resistente (corte ou flexão) através da análise linear elástica a capacidade de deformação em regime não-linear, ainda que limitada em alguns casos, é suficiente para permitir que a estrutura seja capaz de absorver um aumento de força sísmica, devido à capacidade de redistribuição entre elementos estruturais. Esta capacidade de redistribuição de força é já um conceito abordado no EC8 para estruturas de betão armado e na OPCM 3431 para estruturas de alvenaria, no qual o coeficiente de comportamento final tem em consideração o factor de “overstrenght” (OSR). Assim, o factor de comportamento [17] é determinado através da seguinte equação (Figura 3):

$$q = \frac{F_{el,max}}{F_{el}} = \frac{F_{el,max}}{F_y} \times \frac{F_y}{F_{el}} = q_0 \times \frac{F_y}{F_{el}} = q_0 \times OSR \quad (1)$$

em que F_{el} é o corte basal quando o primeiro elemento atinge a sua capacidade máxima em força (flexão ou corte) através de uma análise linear elástica.

O EC8 apresenta valores dos coeficientes de comportamento para estruturas de alvenaria, sendo possível a sua redefinição nos respectivos Anexos Nacionais. No caso de edifícios de alvenaria não armada, regulares em altura e com dois ou mais pisos o regulamento italiano permite uma redução das forças elásticas cerca de 2.4 vezes superior à redução apresentada no EC8 (Tabela 1).

Tabela 1 - Valores dos coeficientes de comportamento para estruturas de alvenaria

Configuração dos edifícios		EC8	OPCM 3431		
Tipo de construção	Nº de pisos	Coefficiente de comportamento q (*)	Valor base q_0	OSR	Coefficiente de comportamento q
Edifícios de alvenaria não armada; Regulares em altura	1	1,5 – 2,5	2,0	1,4	2,80
	≥ 2			1,8	3,60
Edifícios de alvenaria não armada; Não regulares em altura	1	1,5 – 2,0	1,5	1,4	2,10
	≥ 2			1,8	2,70
Edifícios de alvenaria armada; Regulares em altura	1	2,5 – 3,0	2,5	1,3	3,25
	≥ 2			1,5	3,75
Edifícios de alvenaria armada; Não regulares em altura	1	2,0 – 2,4	2,0	1,3	2,60
	≥ 2			1,5	3,00

* Os valores máximos do coeficiente de comportamento encontram-se definidos nos Anexos Nacionais. O EC8 recomenda apenas os valores mínimos.

A Universidade de Pavia [17] e o instituto ZAG da Eslovénia [18] desenvolveram estudos sobre os valores limite dos coeficientes de comportamento. Tomažević [18] realizou um conjunto de ensaios em plataforma sísmica de modelos com duas configurações de edifícios de alvenaria, típicas da Europa Central (edifícios de habitação com dois e três pisos), e com diferentes tipos de alvenaria (Figuras 3a e 3b). Magenes [17] realizou um estudo numérico utilizando o método SAM II, no qual foram analisadas nove configurações de edifícios de alvenaria não armada de um a três pisos. Neste estudo o factor *OSR* foi determinado a partir da curva de capacidade obtida para cada um dos edifícios. Na Figura 3d apresenta-se o histograma com valores de *OSR* (F_y/F_{el}) obtidos para os edifícios com dois e três pisos.

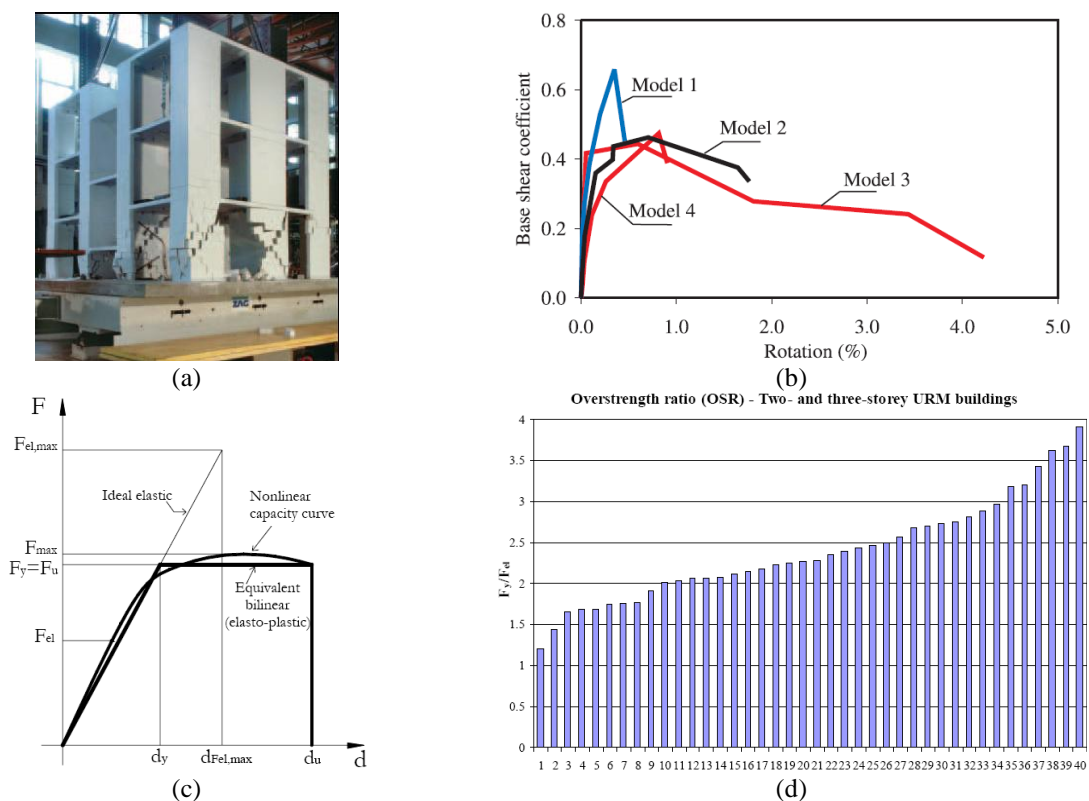


Figura 3: Estudos sobre a quantificação do coeficiente de comportamento de estruturas de alvenaria não armada: (a) ensaios em plataforma sísmica no ZAG de modelos à escala 1:5; (b) curvas de capacidade de modelos de 2 e 3 pisos [18]; (c) parâmetros utilizados na determinação de q_0 e *OSR*; (d) valores de *OSR* para edifícios de 2 e 3 pisos [17]

Os resultados obtidos nos ensaios em plataforma sísmica, nomeadamente os valores dos parâmetros de ductilidade e do factor de comportamento obtidos através das exigências de limitação de dano, associados aos valores de OSR determinados através da análise numérica, demonstram a necessidade de adoptar os valores de coeficientes de comportamento superiores aos presentes nos regulamentos, em particular no EC8.

2.4. Caso de estudo

A análise de edifícios com diafragmas rígidos tem por objectivo avaliar as possibilidades da construção em alvenaria não armada em Portugal com um a três pisos. A verificação da segurança foi realizada no programa 3Muri através da análise não-linear estática. Na Figura 4 apresentam-se as configurações do edifício tipo considerado no estudo, nomeadamente, o módulo de um a três pisos representativo de edifícios de habitação.

Os edifícios foram modelados com o novo bloco de argila “cBloco”, desenvolvido para cumprir, também, as novas exigências térmicas [www.cbloco.com.pt] e assente em duas juntas de argamassa descontínuas. As resistências à compressão e ao corte simples da alvenaria foram reduzidas em 50% dos seus valores nominais, tendo em consideração os procedimentos definidos no EC6 [19]. Na Tabela 2 apresentam-se as propriedades dos materiais da alvenaria utilizada no caso de estudo.

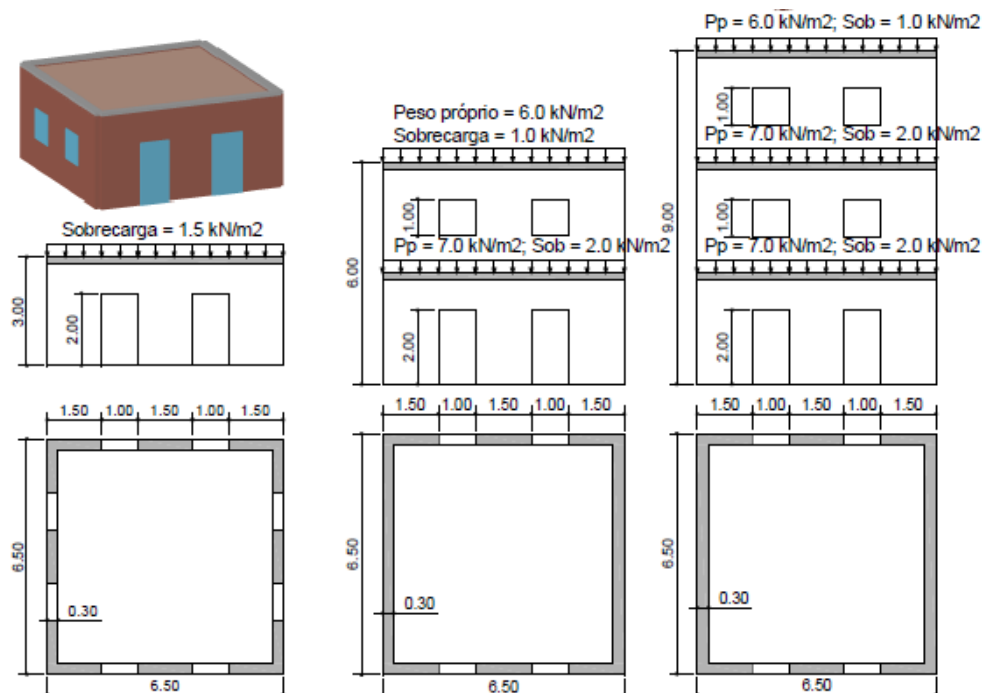


Figura 4: Configurações do caso de estudo (edifícios com um a três pisos)

Tabela 2 - Valores dos coeficientes de comportamento para estruturas de alvenaria

Unidade	Tipo segundo o EC6	Blocos Cerâmicos / Grupo 2
	Resistência à compressão, f_b	12.0 MPa
Argamassa	Tipo segundo o EC6	M10
	Peso específico, γ	17.0 kN/m ³
	Resistência característica à compressão, f_k	2.56 MPa
Alvenaria	Resistência característica ao corte simples, f_{vk0}	0.15 MPa
	Módulo de elasticidade, E	2560 MPa
	Módulo de distorção, G	1024 MPa

Na Figura 5 apresenta-se a resposta final dos três modelos em termos de dano e deformada, na qual se observa a predominância de mecanismos de rotura por flexão, enquanto as rótulas plásticas por corte apenas ocorrem nos lintéis dos edifícios de três pisos.

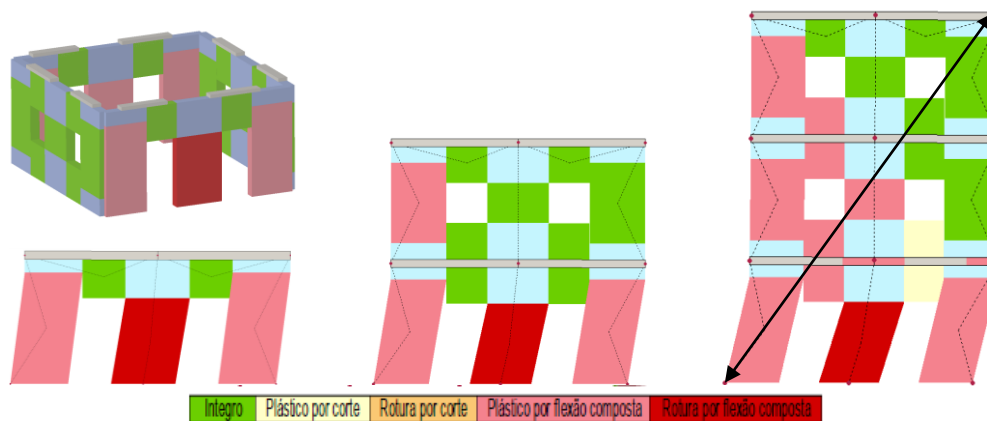


Figura 5: Avaliação do dano e deformada dos modelos

A verificação da segurança através da análise linear com coeficiente de comportamento igual a 1.5, tal como recomendado no EC8, é excessivamente conservadora (Figura 6a). No entanto, a adopção dos valores dos coeficientes de comportamento propostos pela OPCM 3431 permitem obter uma melhor aproximação entre a análise linear e a análise não linear estática (Figura 6b). No caso dos modelos regulares em estudo, verifica-se que a utilização de coeficientes de comportamento iguais a 4.0, 3.0 e 3.5 para edifícios de um a três pisos, respectivamente, permitem obter total concordância entre resultados obtidos pela análise linear e pela análise não-linear estática.

Através da Figura 5 observa-se que o deslocamento no topo da estrutura (ponto de controlo) dos três modelos é determinado pelo deslocamento do primeiro piso. Assim, nos edifícios altos o aumento da deformação máxima d_u não é proporcional ao deslocamento elástico d_y (Figura 3c). Esta observação explica a razão pela qual a ductilidade diminui em altura, diminuindo o valor base do coeficiente de comportamento q_0 . Por outro lado, o factor $OSR (F_y/F_{el})$ aumenta com o aumento do número de pisos. Assim, é necessário realizar estudos para validar esta dupla tendência. No estudo numérico, foi necessário criar um modelo de um edifício de cinco pisos para se observar um mecanismo de deformação envolvendo também o segundo piso, e causar a rotura por corte dos painéis de viga do primeiro piso.

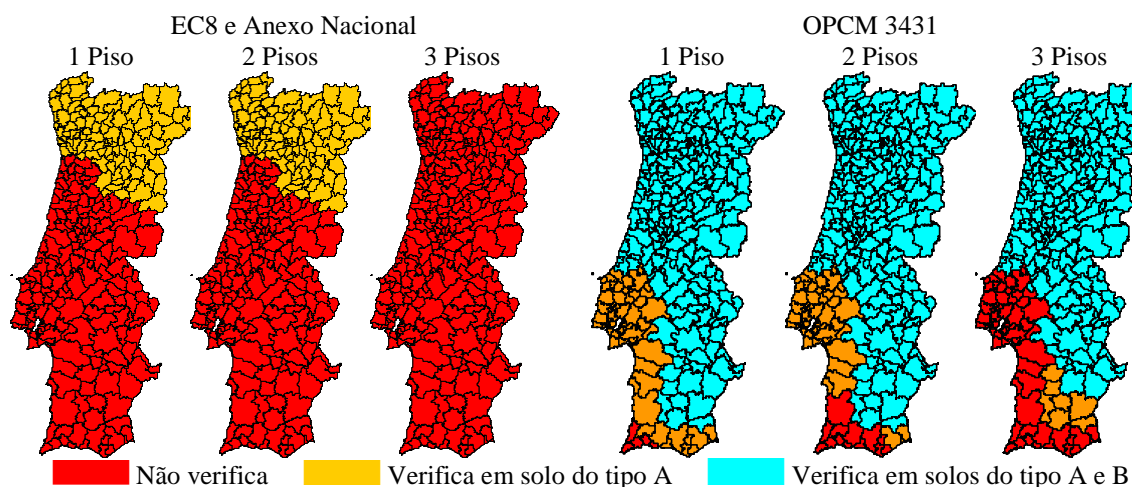


Figura 6: Segurança de uma tipologia de edifícios de alvenaria em Portugal, obtida, através da análise linear elástica

3. EDIFÍCIOS DE ALVENARIA SEM DIAFRAGMAS RÍGIDOS

Os sismos ocorridos no passado têm demonstrado o fraco desempenho sísmico das construções antigas de alvenaria (Figura 7). A esse fraco desempenho estão associados factores, tais como a reduzida ductilidade da alvenaria, a baixa resistência à tracção, a flexibilidade dos diafragmas e a falta ou deficiente ligação entre os elementos.



Figura 7: Exemplos de danos ocorridos em edifícios de alvenaria de pedra, Itália 2009: (a) edifício habitacional em Onna; (b) colapso da cúpula de S. Massimo em L'Aquila.

A investigação desenvolvida sobre diafragmas flexíveis, por exemplo [20] a [23], revelou os seguintes resultados: (a) os pavimentos apoiam sobre as paredes de alvenaria com um suporte do tipo mola; (b) existe elevada capacidade de deformação e elevada resistência do pavimento, comparativamente com a sua massa. Os mecanismos de colapso dos diafragmas flexíveis estão relacionados com a deficiente ligação entre os pavimentos e as paredes de alvenaria. Os pavimentos podem perder o seu apoio e colapsar quando não estão devidamente ligados às paredes de alvenaria; (c) o comportamento histórico é altamente não-linear para valores elevados de aceleração; (d) o reforço dos diafragmas horizontais, mesmo com aumento da rigidez no plano, não é por si só suficiente para garantir o bom desempenho sísmico da estrutura.

Seguidamente, apresentam-se três casos de estudo da avaliação do desempenho sísmico de estruturas de alvenaria sem diafragmas rígidos (Santuário de S. Torcato, minarete de Qutb e edifícios gaioleiros), recorrendo-se a diferentes técnicas de análise estrutural: análise limite com macro-blocos; análise não-linear estática; e análise não-linear dinâmica com integração no tempo.

3.1. Santuário de S. Torcato

O Santuário de S. Torcato (Figura 8), localizado no vale central da vila de S. Torcato (Guimarães), combina diferentes estilos arquitectónicos, nomeadamente clássico, gótico, renascentista e romântico. A sua construção iniciou-se em 1871, estando actualmente em conclusão. As dimensões da estrutura são consideráveis: a nave central tem uma planta com $57.5 \times 17.5 \text{ m}^2$ e uma altura igual a 26.5m; o transepto tem $37.1 \times 11.4 \text{ m}^2$; e as torres sineiras têm $7.5 \times 6.3 \text{ m}^2$ e aproximadamente 50 m de altura. A parte mais antiga do Santuário é construída em cantaria de granito da região com três panos.

Os colapsos parciais de edifícios existentes de alvenaria quando sujeitos à acção sísmica estão, geralmente, associados à perda de equilíbrio de blocos rígidos. Assim, avaliou-se o desempenho sísmico do Santuário através da análise limite com macroblocos. De acordo com a OPCM 3274 [24] e OPCM 3431 [7], a verificação simplificada da segurança com recurso ao coeficiente de comportamento q (análise cinemática linear) é satisfeita se a aceleração espectral de activação do mecanismo a_0^* respeitar a seguinte inequação:

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q} \left(1 + 1.5 \frac{Z}{H} \right) \quad (2)$$

em que a_g é aceleração do solo, S é factor do solo, Z é a altura compreendida entre o nível da fundação do edifício e o centro das massas que geram as forças horizontais sobre os elementos do modelo cinemático, e H é altura total do edifício.

No caso de estudo, foram definidos quatro mecanismos de colapso, tendo em consideração o dano observado na inspeção visual da estrutura (Figura 9) [25], concluindo-se que a esta verifica os critérios de estabilidade e que o factor de segurança mais reduzido é igual a 1.69 (derrubamento do frontão).

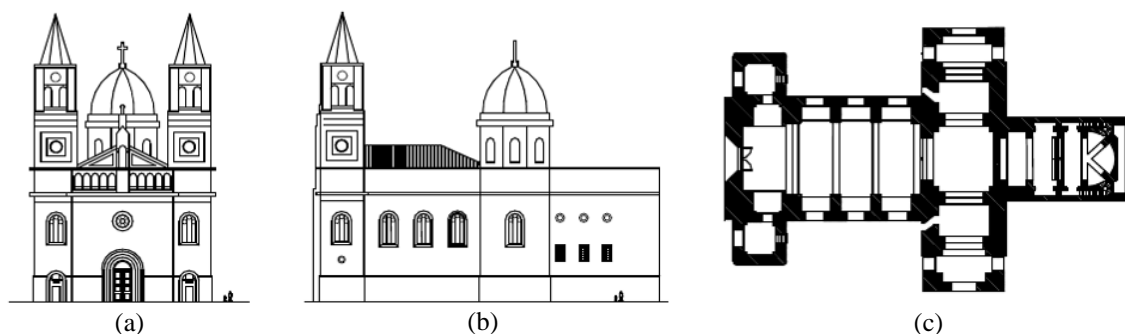


Figura 8: Santuário de S. Torcato: (a) fachada; (b) alçado lateral direito; (c) planta

1º Mecanismo

FS = 3.13



(a)

2º Mecanismo

FS = 2.24



(b)

3º Mecanismo

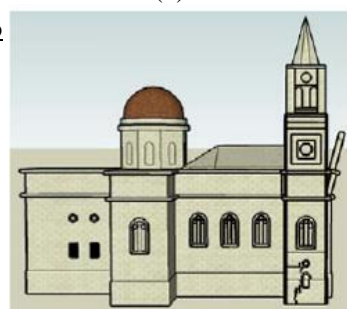
FS = 1.94



(c)

4º Mecanismo

FS = 1.69



(d)

Figura 9: Mecanismo de colapsos: (a) derrubamento da torre esquerda; (b) derrubamento da torre direita; (c) derrubamento global da fachada; (d) derrubamento do frontão. (FS é o factor de segurança)

3.2. Minarete Qutb (Minar), Nova Deli, Índia

O minarete Qutb (Figura 10), localizado a sul de Nova Deli, é o monumento mais alto da Índia, com cerca de 72,5m de altura. A sua construção iniciou-se em meados do século XIII e tem sido objecto de várias intervenções até os dias de hoje. A estrutura do minarete é constituída pelo núcleo (2 panos de alvenaria) e pela casca (3 panos de alvenaria). A ligação entre o núcleo e a casca é realizada através das escadas em forma helicoidal e de 27 travessas. A estrutura apresenta ainda diferentes tipos de aberturas para ventilação, janelas e portas (Figura 10b).

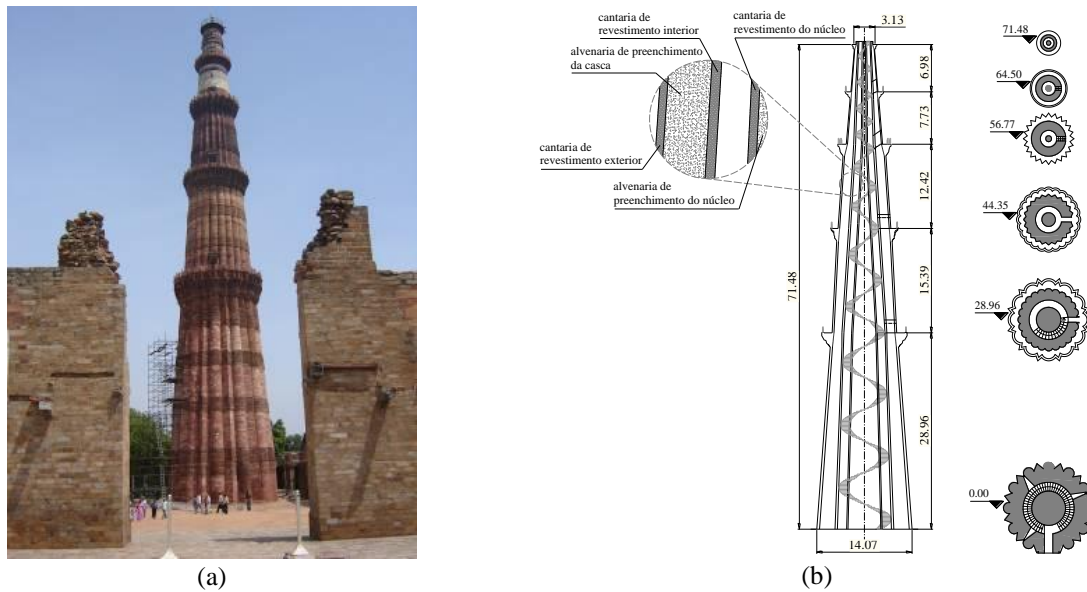


Figura 10: Minarete de Qutb: (a) vista geral; (b) geometria e dimensões (em metros).

Na avaliação do desempenho sísmico do minarete foram utilizados duas técnicas de análise estrutural, nomeadamente a análise não-linear estática e a análise não-linear dinâmica com integração no tempo. No estudo do comportamento da estrutura utilizaram-se três modelos numéricos: dois modelos foram criados com recurso ao Método de Elementos Finitos (“Modelo de sólidos” e “Modelo de vigas”); e um modelo preparado de acordo com Método dos Elementos Rígidos, com recurso a elementos bidimensionais (“Modelo rígido”). Os modelos foram calibrados com recurso a resultados experimentais de identificação das propriedades dinâmicas da estrutura [26]. Em [27] apresentam-se em detalhe os modelos numéricos.

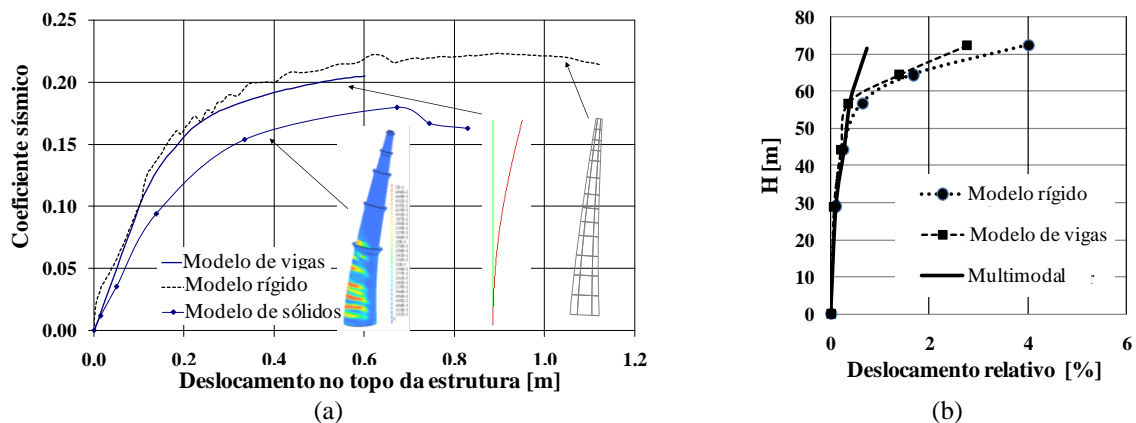


Figura 11: Resultados das análises: (a) curvas de capacidade obtidas através da análise não-linear estática proporcional à massa; (b) comparação entre o deslocamento relativo obtido na análise não-linear estática multimodal e nas análises não-lineares dinâmicas do Modelo de vigas e do Modelo Rígido. (O coeficiente sísmico corresponde à razão entre a soma forças horizontais e o corte basal)

Na análise não-linear dinâmica verificou-se um aumento significativo do deslocamento relativo na parte superior da estrutura, concluindo-se que os dois pisos superiores são os mais vulneráveis. Na análise não-linear estática foram realizadas diferentes variações na aplicação das forças horizontais: (a) proporcional à massa (Figura 11a); (b) distribuição linear em altura; (c) proporcional ao 1º modo de vibração; (d) análise adaptativa, na qual se actualiza a distribuição de forças em função do dano; e (e) análise multimodal [28], na qual foram combinados os resultados dos sete primeiros modos de vibração (Figura 11b). Estas análises apresentaram resultados

semelhantes, indicando que a rotura ocorre ao nível da base ou do 1º piso. Assim, conclui-se que as análises não-lineares estáticas realizadas não foram capazes de simular correctamente o comportamento sísmico do minarete.

3.3. Edifícios gaioleiros

Os edifícios gaioleiros (Figura 12) foram construídos entre 1870 e 1930, sobretudo na cidade de Lisboa, e permanecem ainda em utilização. Esta tipologia é caracterizada pelo período de transição entre as práticas anti-sísmicas dos edifícios pombalinos e as estruturas modernas de betão armado. Os edifícios gaioleiros têm 4 a 6 pisos, paredes em alvenaria e pisos e cobertura em madeira. As paredes exteriores são, geralmente, em alvenaria de pedra irregular e argamassa à base de cal.



Figura 12: Exemplos de edifícios gaioleiros.

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) realizou ensaios em plataforma sísmica de modelos representativos dos edifícios gaioleiros, tendo por objectivo avaliar e mitigar a vulnerabilidade sísmica desta tipologia de edifícios [29]. No estudo experimental definiu-se um protótipo representativo dos edifícios gaioleiros, composto por quatro pisos, duas fachadas com aberturas, duas empenas sem aberturas e pavimentos em madeira. Os modelos experimentais foram construídos à escala reduzida 1:3 de acordo com as leis de semelhança de Cauchy [30], devido às dimensões e capacidade de carga da plataforma sísmica 3D do LNEC. Em [31] apresenta-se em detalhe o programa experimental.

O comportamento sísmico dos edifícios de gaioleiros foi também avaliado através de um estudo numérico com um modelo de elementos finitos calibrado com os resultados de identificação dinâmica obtidos experimentalmente. O modelo reproduz o dano observado no ensaio em plataforma sísmica (Figura 13).

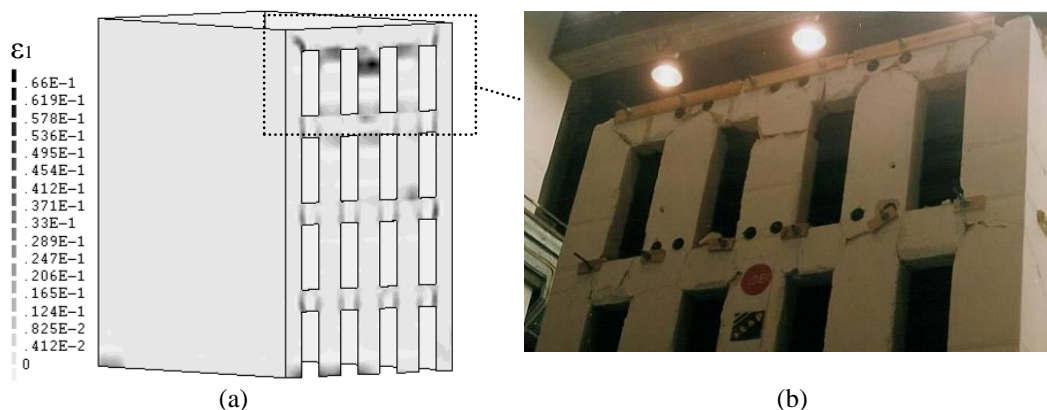


Figura 13: Padrão de danos obtido: (a) na análise não-linear dinâmica; (b) nos ensaios em plataforma sísmica.

O estudo numérico incluiu análises não-lineares estáticas e dinâmicas com integração no tempo. A análise não-linear dinâmica apresentou resultados de acordo com os observados nos ensaios, indicando que o dano ocorre

nos lintéis e nos nembos do 4º piso. Destaca-se ainda a concentração de dano no último piso e o início da formação do mecanismo de colapso para fora do plano do nembro central nesse mesmo piso. As análises não-lineares estáticas [32] foram realizadas em duas direcções independentes e foram utilizadas diferentes distribuições de forças horizontais: (a) proporcional à massa; (b) proporcional ao 1º modo de vibração na direcção em estudo; e (c) análise adaptativa, na qual se actualizou a distribuição em função do dano. Este tipo de análise não simulou totalmente o dano observado na análise não-linear dinâmica e nos ensaios, indicando que a estrutura apresenta uma componente para fora do plano significativa, que não é simulada correctamente pelas análises não-lineares estáticas. A curva de capacidade da análise não-linear estática proporcional ao 1º modo de vibração na direcção em estudo demonstrou que o coeficiente sísmico máximo se aproxima do valor obtido na análise dinâmica (Figura 14).

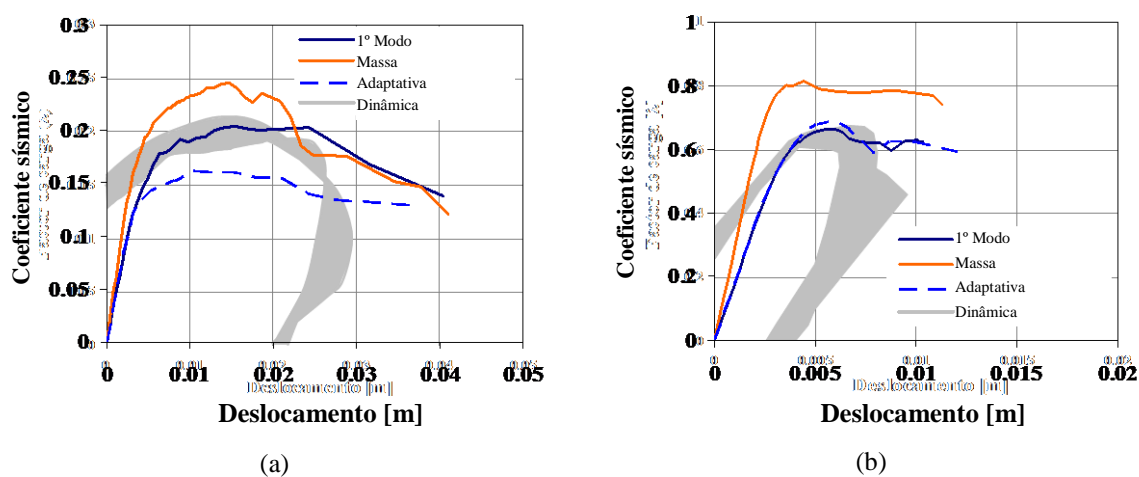


Figura 14: Curvas de capacidade na direcção: (a) transversal; (b) longitudinal. (O sombreado a cinzento corresponde à envolvente máxima da resposta obtida nas análises dinâmicas com três sismos diferentes)

4. CONCLUSÕES

Esta comunicação apresenta uma revisão dos métodos de avaliação do desempenho sísmico de estruturas de alvenaria com e sem diafragmas rígidos, acompanhada por exemplos de aplicação.

Os estudos realizados sobre o comportamento sísmico de estruturas de alvenaria com diafragmas rígidos permitem concluir que a recente regulamentação europeia (EC8) necessita de melhorias. Além disso, conclui-se que a estruturas em alvenaria não armada apresentam bom desempenho sísmico e com possibilidades de aplicação em Portugal.

A avaliação do desempenho sísmico de edifícios de alvenaria sem diafragmas rígidos é uma tarefa complexa e os métodos de análise frequentemente utilizados no dimensionamento de estruturas de betão armado, nomeadamente a análise modal, não parecem representar a realidade. A análise não-linear dinâmica com integração no tempo é a que melhor simula o comportamento sísmico das estruturas. No entanto, este tipo de análise exige um conhecimento avançado e um elevado esforço computacional, não podendo ser aplicada em projecto corrente. Por sua vez, a análise não-linear estática, recomendada por vários regulamentos na verificação da segurança, e análise limite com macro-blocos apresentam-se como alternativas à análise não-linear dinâmica. Apesar de reconhecidas as capacidades da análise limite com macro-blocos e da existência de ábacos com os possíveis mecanismos, acredita-se que a selecção dos mecanismos de colapso é complexa e que exige uma inspecção *in situ* pormenorizada. A selecção inadequada de mecanismos de colapso pode resultar numa avaliação errada do desempenho sísmico da estrutura em estudo e na adopção de soluções de reforço ineficientes.

Vários tipos de análises não-lineares estáticas têm sido propostos, nomeadamente proporcional à massa, proporcional ao 1º modo de vibração [8], adaptativa [33] e modal [34]. No entanto, estes métodos devem ser utilizados com precaução na análise do comportamento sísmico de estruturas de alvenaria sem efeito de “caixa”,

nomeadamente em estruturas compostas por elementos estruturais que apresentam comportamento cíclico semelhante a um bloco rígido [35].

REFERÊNCIAS

- [1] Slak, T. e Kilar, V. (2003) Initial conceptual design of earthquake resistant rlc and masonry buildings according to Eurocode 8. *Earthquake Resistant Engineering Structures IV*, Volume 72.
- [2] Tomažević, M. (1977) The computer program POR, Relatório ZRMK, 1978 (em Esloveno).
- [3] DT2 (1977) Recommendations for the structural repair of masonry buildings. Legge Regionale da Friuli Venezia-Giulia 20 Giugno (em italiano).
- [4] Circolare n. 21745 (1981) Instructions for the technical normative for the repair and strengthening of masonry buildings damaged by earthquakes. Circolare Ministero dei Lavori Pubblici (em italiano).
- [5] Braga, F. e Dolce, M. (1982) A method for the analysis of antiseismic multistorey buildings. *Proceedings of the 6th IBMAC*, Rome, 1088-1099.
- [6] Dolce, M. (1991) Drafting and modeling of masonry buildings subjected to seismic actions. *L'Industria delle Costruzioni*, 12, 44-57 (em italiano).
- [7] OPCM 3431, Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3 Maggio 2005, Modification of Ordinanza n. 3274 del 20 Marzo 2003, "General criteria for the seismic zonation of the national territory and technical normative for buildings in seismic zones" (em italiano).
- [8] EN 1998-1 (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings. Brussels.
- [9] Lagomarsino, S. (2005) Linear and non-linear analysis of masonry buildings. Sistemi Editoriali, Napoli (em italiano).
- [10] Lourenço, P.B. (2002) Computations on historic masonry structures. *Progress in Structural Engineering Materials* 4(3), 301-319.
- [11] Gambarotta, L. e Lagomarsino, S. (1996) On the dynamic response of masonry walls. *Proceedings of the National Congress "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto"*, Messina (em italiano).
- [12] Magenes, G. e Della Fontana, A. (1998) Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings. *Proceedings of the British Masonry Society* 8, 190-195.
- [13] Marques, R. e Lourenço, P.B. (2008) Benchmarking of commercial software for the seismic assessment of masonry buildings. *International Seminar on Seismic Risk and Rehabilitation of Stone Masonry Housing*, Horta.
- [14] Augenti, N. (2004) Seismic design of masonry buildings. UTET Libreria (em italiano).
- [15] Pasticier, L., Amado, C. e Fragiaco, M. (2008) Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 37(3), 467-485.
- [16] Marques, R., Gouveia, J.P., Lourenço, P.B e Leão, C. (2009) Development of a design software for plain masonry buildings. *Proceedings of the 20th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*, Funchal.
- [17] Magenes, G. (2006) Masonry building design in seismic areas: Recent experiences and prospects from a European standpoint. *Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, keynote K9.
- [18] Tomažević, M. (2007) Damage as a measure for earthquake-resistant design of masonry structures: Slovenian experience. *Canadian Journal of Civil Engineering* 34, 1403-1412.
- [19] EN 1996-1-1 (2005) Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures", Brussels.
- [20] Brignola, A., Podestà, S. e Pampanin, S. (2008) In-plane stiffness of wooden floor. *New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference*.

- [21] Yi, T. (2004) Experimental investigation and numerical simulation of an unreinforced masonry structure with flexible diaphragms. *PhD Thesis*, Georgia Institute of Technology.
- [22] Paquette, J. e Bruneau, M. (2000) Pseudo-dynamic testing of an unreinforced masonry buildings with flexible diaphragm. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand.
- [23] Tomažević, M., Lutman, M. e Weiss, P. (1996) Seismic upgrading of old brick-masonry houses: tying of walls with steel ties, *Earthquake Spectra Journal* 12(3).
- [24] OPCM 3274 (2003) Initial items on the general criteria for seismic classification of the national territory and technical regulations for buildings in earthquake zone. Italian standard. Buildings with masonry structure (chapter 8) and Existing masonry structure (chapter 11).
- [25] Lourenço, P.B. e Ramos, L.F. (2002) Inspeção e análise de um santuário XIX em São Torcato, Portugal. *Proceedings of the 7th International Seminar on Structural Masonry for the Developing Countries*, Belo Horizonte, Brazil. (www.civil.uminho.pt/masonry)
- [26] Ramos, L.F., Casarin, F., Algeri, C. e Lourenço, P.B. (2006) Investigation techniques carried out on the Qutb Minar , New Delhi, India. *Proceedings of the Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, New Delhi, 633–640.
- [27] Peña, F., Lourenço, P.B., Mendes, N. e Oliveira, D.V. (2010) Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower. *Engineering Structures* 32, 1466-1478.
- [28] Chintanapakdee, C. e Chopra, A.K. (2003) Evaluation of modal pushover analysis using generic frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 32, 417-442.
- [29] Candeias, P., Costa, A.C. e Coelho, E. (2004) Shaking table tests of 1:3 reduced scale models of four unreinforced masonry buildings, *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
- [30] Carvalho, E.C. (1998) Seismic testing of structures. *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake*, Paris, France, Rotterdam: AA Balkema.
- [31] Candeias, P. (2009) Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria. *PhD Thesis*, Universidade do Minho, Portugal. Disponível em: www.civil.uminho.pt/masonry
- [32] Mendes, N. e Lourenço, P.B. (2010) Seismic assessment of masonry “Gaioleiro” buildings in Lisbon, Portugal. *Journal of Earthquake Engineering* 14(1), 80-101.
- [33] Casarotti, C. e Pinho, R. (2007) An adaptive spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action. *Bulletin of Earthquake Engineering* 3, 377–390.
- [34] Chopra, A.K. e Goel, R.K. (2002) A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 21, 561–582.
- [35] Krstevska, L., Tashkov, L., Gramatikov, K., Landolfo, R., Mammana, O., Portioli, F. e Mazzolani, F.M. (2008) Shaking table tests on the large scale model of Mustafa Pasha Mosque without and with FRP. *Proceedings of the 6th international Conference on Structural Analysis of Historic Construction*, London, 383–391.