

# AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS ANTIGOS

Paulo B. Lourenço, Nuno Mendes

ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, 4800-058 Azurém, Guimarães, Portugal, Tel. (+351) 253510209, Fax. (+351) 253510217, pbl@civil.uminho.pt.

## Resumo

As construções antigas de alvenaria apresentam propriedades particulares (baixa resistência à tracção e ausência de pavimentos rígidos) que fazem com que a avaliação da segurança sísmica de edifícios antigos seja complexa.

Esta comunicação apresenta uma muito breve revisão sobre a análise sísmica de estruturas de alvenaria sem diafragmas rígidos, juntamente com casos de estudo, com o objectivo de realçar a necessidade de formação específica nesta área. Nos exemplos apresentados são utilizados diferentes métodos de análise avançada. Os resultados demonstram a necessidade de utilizar ferramentas de análise não-linear para esta avaliação de segurança.

## 1. Introdução

O comportamento sísmico das estruturas é particularmente difícil de caracterizar devido às incertezas na definição da acção sísmica num local específico e devido às variadas propriedades dinâmicas que os edifícios podem apresentar.

A intensidade da acção sísmica, num determinado local, depende essencialmente de três factores: magnitude do sismo, distância entre o epicentro o local e o tipo de solo (Figura1). Além destes factores, existem outros mais complexos, tais como a direcção de ruptura da falha e o conteúdo em frequência da excitação, que podem aumentar ou diminuir a intensidade sísmica. Os regulamentos definem, geralmente, o valor da aceleração máxima da acção sísmica e os espectros de resposta elásticos, a partir dos quais podem ser gerados acelerogramas artificiais.

A resposta sísmica das estruturas (Figura 1) depende, também, das suas propriedades dinâmicas (frequências naturais, modos de vibração e amortecimento). Estas são função das propriedades dos materiais, da geometria da estrutura, da interacção solo-estrutura, da rigidez dos pavimentos, entre muitos outros factores. Note-se que as propriedades dinâmicas das estruturas não permanecem constantes sob efeito de uma acção sísmica intensa, dado que as estruturas apresentam comportamento não-linear.

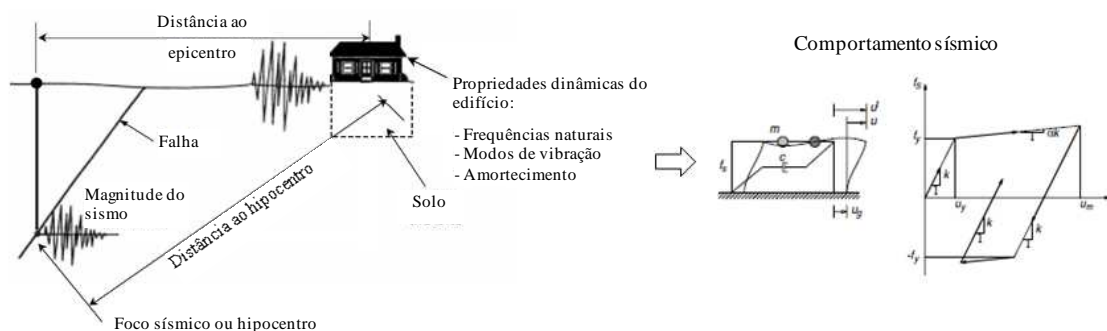


Figure 1 – Factores que intervêm no comportamento sísmico dos edifícios num local específico. (Adaptado de [1] e [2])

No caso da acção sísmica, é garantido que as estruturas de alvenaria apresentam comportamento não-linear logo nas primeiras fases de carregamento e que a análise linear estática não parece não ser uma opção possível. Adicionalmente, as construções antigas de alvenaria não possuem diafragmas rígidos capazes de distribuir as forças horizontais pela totalidade da estrutura, em função da rigidez dos seus elementos. Assim, a análise por sobreposição modal, tipicamente com 3 graus de liberdade por piso, não é válida para este tipo de estruturas. Como alternativas destacam-se a análise por mecanismo de colapso, as análises não-lineares estáticas, referidas em vários regulamentos, e a análise não-linear dinâmica com integração no tempo. A primeira análise é habitualmente adoptada para avaliação de segurança em construções antigas, a segunda análise é dificilmente aplicável a construções antigas e a última análise é complexa e requer um elevado esforço computacional, não estando ao alcance da generalidade dos projectistas.

Seguidamente, apresenta-se uma breve revisão sobre o desempenho sísmico de estruturas antigas de alvenaria apresentam-se casos de estudo utilizando os dois métodos referidos.

## 2. Comportamento sísmico de estruturas de alvenaria com diafragma flexíveis

Os sismos ocorridos no passado têm demonstrado o fraco desempenho sísmico das construções antigas de alvenaria (Figura 2). 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 2 – 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 [3] a [6], 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 de 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.

### 3. Análise com Mecanismos de Colapso: Santuário de S. Torcato, Portugal

O Santuário de S. Torcato (Figura 3), localizado no vale central da vila de S. Torcato, combina diferentes estilos arquitectónicos, nomeadamente clássico, gótico, renascentista e romântico. A sua construção iniciou-se em 1871 e está actualmente a ser finalizado. 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.

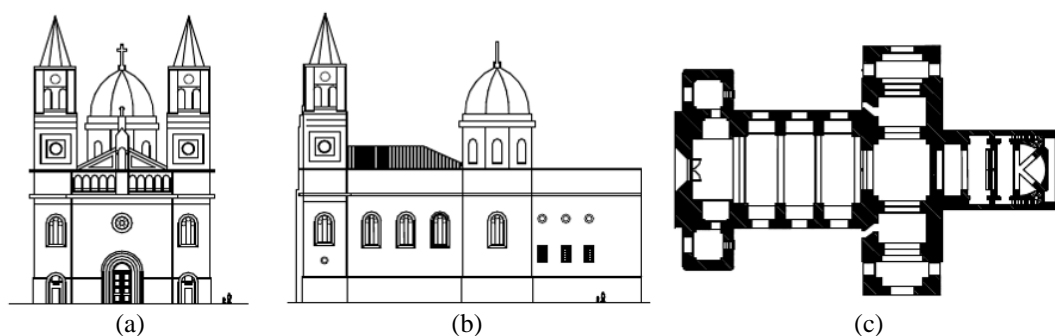


Figure 3 – Santuário de S. Torcato: (a) fachada; (b) alçado lateral direito; (c) planta.

Os colapsos parciais de edifícios existentes de alvenaria quando sujeitos à acção sísmica estão, geralmente, associados à perda de equilíbrio de blocos rígidos. Assim, e tendo em consideração a fendilhação observada, avaliou-se o desempenho sísmico do Santuário através da análise limite com macroblocos. Foram definidos quatro mecanismos de colapso (Figura 4) [7], verificando-se que a estrutura verifica os critérios de estabilidade e o factor de segurança mais reduzido é igual a 1.69 (derrubamento do frontão).

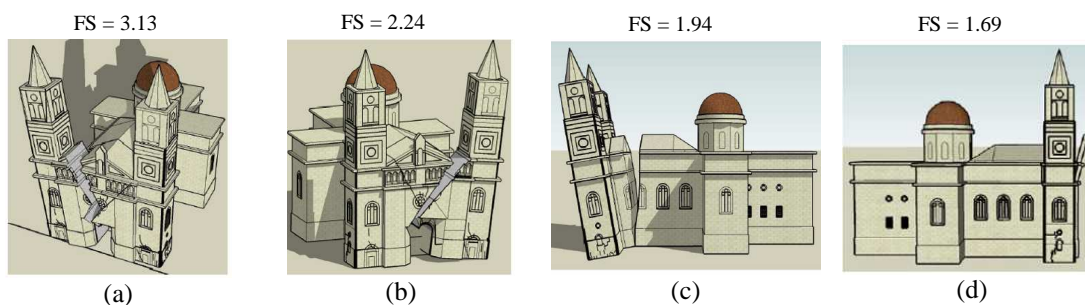


Figure 4 – Mecanismo de colapso: (a) derrubamento da torre esquerda; (b) derrubamento da torre direita; (c) derrubamento global da fachada; (d) derrubamento do frontão. (FS é o factor de segurança)

Apesar de se reconhecer as capacidades da análise limite e da existência de ábacos que permitem identificar os possíveis mecanismos de colapso, acredita-se que a escolha adequada do mecanismo apresenta complexidade, requerendo formação pós-graduada específica e uma inspecção rigorosa “in situ”. A experiência e a capacidade de análise estrutural do projectista assumem particular relevância, uma vez que a selecção de mecanismos incorrectos resulta numa incorrecta avaliação estrutural.

#### 4. Análise Estrutural Avançada: Minarete Qutb, Índia

O minarete Qutb (Figura 5), 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 travessias. A estrutura apresenta ainda diferentes tipos de aberturas para ventilação, janelas e portas (Figura 5b).

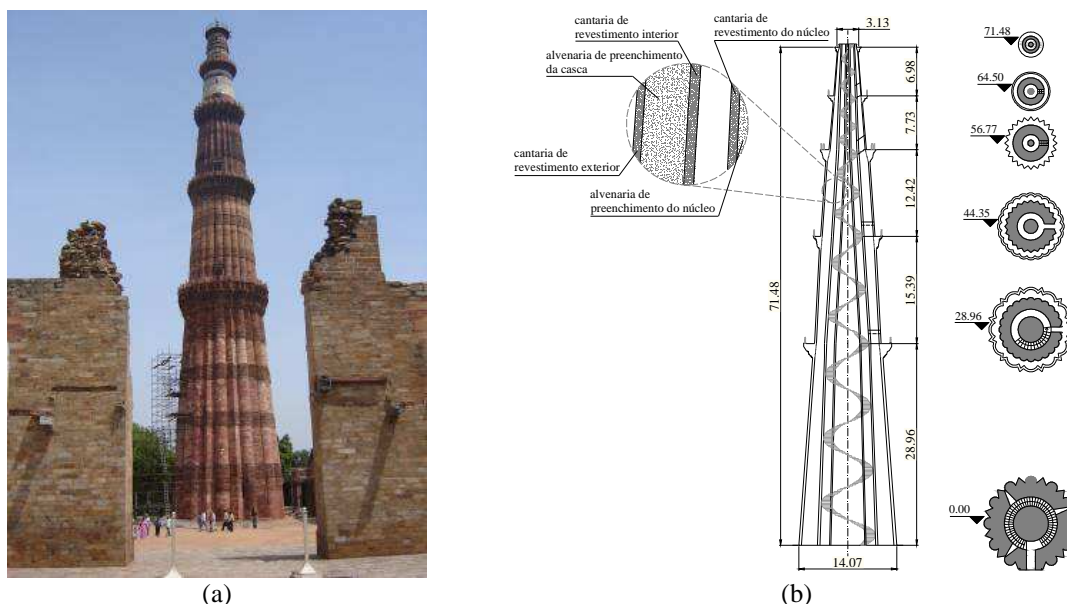


Figure 5 - Minarete de Qutb: (a) vista geral; (b) geometria e dimensões (em metros).

Na avaliação do desempenho sísmico do minarete foram utilizados diferentes métodos de análise estrutural, nomeadamente a análises não-linear estática e a análise não-linear dinâmica. A modelação numérica foi realizada com recurso a três modelos numéricos. Dois modelos foram criados com recurso ao Método de Elementos Finitos. (“Modelo de sólidos” e “Modelo de vigas”). O terceiro modelo foi 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 [8]. Em [9] apresenta-se em detalhe os modelos numéricos.

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 6a); (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 [10], na qual foram combinados os resultados dos sete primeiros modos de vibração (Figura 6b). Estas análises apresentaram resultados semelhantes, indicando que 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.

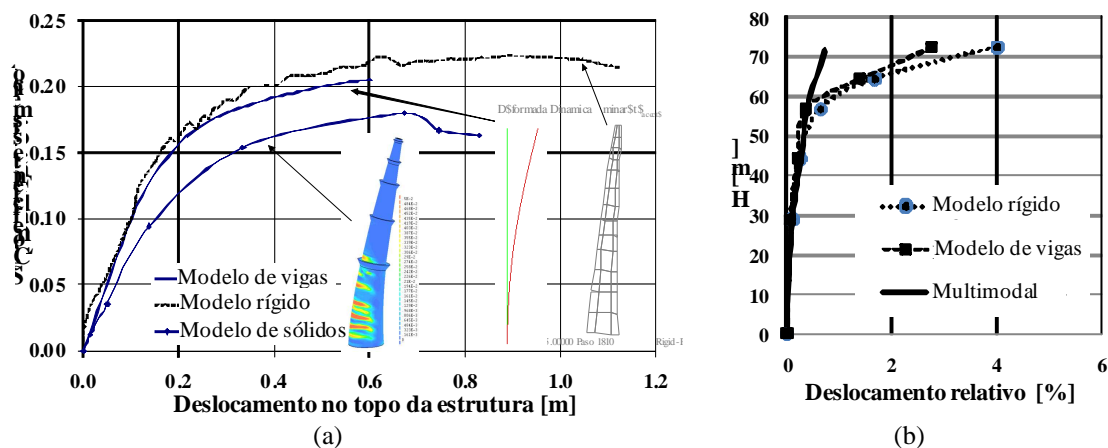


Figure 6 – Resultados das análises: (a) curvas de capacidade obtidas através da análise não-linear estática proporcional à massa; (b) comparação entre o deslocamento relativo obtido na análise não-linear estática multimodal e nas análises não-lineares dinâmicas do Modelo de vigas e do Modelo Rígido.

## 5. Análise Estrutural Avançada: Edifícios Gaioleiros, Portugal

Os edifícios gaioleiros (Figura 7) 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.



Figure 7 – Exemplos de edifícios gaioleiros.

Na análise do desempenho sísmico foram utilizados os resultados de ensaios em plataforma sísmica triaxial de modelos à escala reduzida [11] e diferentes técnicas de análise estrutural, nomeadamente as análises não-lineares dinâmicas e estáticas (Figura 8). A análise não-linear dinâmica apresentou resultados de acordo com os observados nos ensaios, indicando que o dano ocorre nos lintéis e nos nembros 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 nêmo central nesse mesmo piso. As análises não-lineares estáticas [12] 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. Uma vez mais, este tipo de análise não simulou 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.

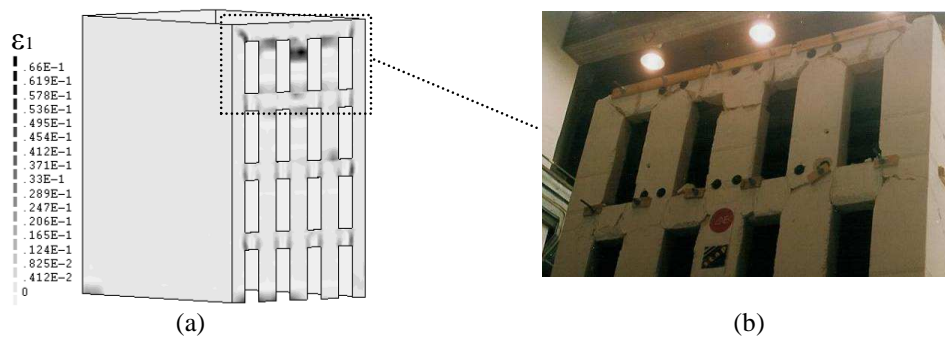


Figure 8 – Padrão de danos obtido: (a) na análise não-linear dinâmica; (b) nos ensaios em mesa sísmica.

## 6. Conclusões

Esta comunicação aborda a segurança de construções antigas de alvenaria. A análise limite com macro blocos é o método que tem vindo a ganhar popularidade internacional para projecto, apesar do reduzido conhecimento nacional sobre esta forma de análise. Salienta-se que conhecimento inadequado ou experiência insuficiente do utilizador pode conduzir a uma selecção errada dos possíveis mecanismos de colapso. A análise não-linear estática assume-se como uma ferramenta de análise estrutural com impacto crescente na avaliação da segurança de construções existentes. Apesar disso, a sua aplicação a estruturas de alvenaria sem pavimentos rígidos deve ser realizada com muita precaução. Demonstrou-se que esta análise é incapaz de reproduzir o colapso observado em ensaios experimentais ou análise mais avançadas. A análise não-linear dinâmica com integração no tempo é a que melhor simula o comportamento sísmico deste tipo de estruturas. No entanto, este tipo de análise exige um conhecimento avançado e um elevado esforço computacional, não podendo ser aplicada em projecto corrente.

## Referências

- [1] ATC/SEAOC Joint Venture 1999. Built to resist earthquakes - Part A: Earthquake shaking and building response. Briefing paper 1, California.
- [2] Chopra, A. K. e Goel, R. K. 2001. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation. Report on research conducted under grant no. CMS-9812531 from the National Science Foundation. University of California, Berkley.
- [3] Brignola, A., Podestà, S. e Pampanin, S. 2008. In-plane stiffness of wooden floor. New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference.
- [4] Yi, T. 2004. Experimental investigation and numerical simulation of an unreinforced masonry structure with flexible diaphragms. Thesis for the degree doctor of philosophy in civil and environmental engineering. Georgia Institute of Technology.
- [5] Paquette, J. e Bruneau, M. 2000. Pseudo-dynamic testing of an unreinforced masonry buildings with flexible diaphragm. 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand.

- [6] 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).
- [7] Lourenço, P. B. e Ramos, L. F. 2002. Inspeção e análise de um santuário XIX em São Torcato, Portugal. 7<sup>th</sup> International Seminar on Structural Masonry for the Developing Countries, Belo Horizonte, Brazil. ([www.civil.uminho.pt/masonry](http://www.civil.uminho.pt/masonry))
- [8] Ramos, L. F., Casarin, F., Algeri, C. e Lourenço, P. B. 2006. Investigation techniques carried out on the Qutb Minar , New Delhi, India. *Structural Analysis of Historical Constructions*. Lourenço, Roca, Modena and Agrawal Eds. New Delhi, pp. 633–640.
- [9] Peña, F., Lourenço, P. B., Mendes, N. e Oliveira, D. V. 2009. Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower. *Engineering Structures* (submetido para possível publicação).
- [10] Chintanapakdee, C. e Chopra, A. K. 2003. Evaluation of modal pushover analysis using generic frames. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 32:417-442.
- [11] Candeias, P. 2008. Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria. Tese de doutoramento em engenharia civil. Universidade do Minho, Portugal ([www.civil.uminho.pt/masonry](http://www.civil.uminho.pt/masonry))
- [12] Mendes, N. e Lourenço, P. B. 2009. Seismic assessment of masonry “Gaioleiros” buildings in Lisbon, Portugal”, *Journal of Earthquake Engineering* (aceite para publicação).