

## VULNERABILIDADE SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO POMBALINO



Rafaela CARDOSO  
Assistente  
IST, ICIST  
Lisboa



Mário LOPES  
Professor Auxiliar  
IST, ICIST  
Lisboa



Rita BENTO  
Professora Auxiliar  
IST, ICIST  
Lisboa

### SUMÁRIO

Com o objectivo de quantificar a vulnerabilidade sísmica de um edifício Pombalino existente na cidade de Lisboa, desenvolveu-se um modelo numérico onde se considerou a existência da estrutura tridimensional da gaiola de madeira. Através de um processo iterativo procedeu-se à identificação do mecanismo de colapso expectável do edifício e à quantificação da sua resistência, identificando os principais locais a reforçar nestes edifícios. Avaliou-se a melhoria introduzida por uma solução de reforço, identificando-se o mecanismo de colapso após reforço. Discute-se de que forma é que a metodologia desenvolvida poderá ser útil em Projecto de reforço sísmico e de alteração estrutural destes edifícios.

### 1. INTRODUÇÃO

Pretendendo-se contribuir para dar resposta à preocupação crescente com a segurança dos edifícios antigos de alvenaria para as acções sísmicas [1], efectuou-se um estudo [2] onde se procurou quantificar a vulnerabilidade sísmica de um edifício Pombalino da Baixa, denominado edifício-exemplo.

Analisou-se um edifício pombalino por ser interessante compreender a influência da estrutura tridimensional da gaiola de madeira no seu interior, a gaiola pombalina, no seu comportamento para as acções sísmicas. Recorda-se que a estrutura contraventada da gaiola pombalina foi concebida essencialmente para conferir resistência a estas construções para as acções sísmicas,

procurando impedir que um cenário de destruição semelhante ao de 1755 se repetisse quando novos sismos ocorrerem no futuro.

O estudo efectuado procurou compreender melhor a influência da gaiola no comportamento global da estrutura para acções sísmicas, para além de permitir identificar o mecanismo expectável de colapso do edifício e a respectiva resistência para estas acções, caracterizando deste modo a vulnerabilidade sísmica do edifício. Com base no mecanismo de colapso obtido procedeu-se à avaliação da melhoria introduzida por uma solução de reforço que impede a sua formação, identificando-se o novo mecanismo de colapso da estrutura após reforço. Adoptou-se uma metodologia que permite simular o comportamento não linear da estrutura, onde se identifica a sequência de elementos estruturais a entrar em rotura, fornecendo deste modo informações úteis para Projecto de reforço sísmico/alteração estrutural destes edifícios.

## 2. EDIFÍCIO-EXEMPLO E MODELO NUMÉRICO ADOPTADO

Neste trabalho estudou-se um edifício Pombalino da Baixa, construído após o terramoto de 1755. O edifício escolhido, apresentado na figura 1, situa-se nos números 210 a 220 da Rua da Prata. O enquadramento histórico e levantamento arquitectónico do edifício são apresentados no livro *Baixa Pombalina: Passado e Futuro* [3], o que motivou a escolha deste edifício por facilitar a elaboração do modelo numérico.

Trata-se de um edifício Pombalino com quatro pisos mais as águas furtadas, que são identificadas pela existência de duas varandas. Pela figura 1, a fachada é constituída por sete colunas, tendo varandas ao nível do primeiro andar. Actualmente, o edifício encontra-se ocupado com lojas ao nível do piso térreo e escritórios nos restantes pisos, exceptuando o último piso e as mansardas, que são habitações. Originalmente, pensa-se que o piso térreo tinha a função comercial e os restantes pisos a função de habitação, com dois fogos por piso.

A representação esquemática dos elementos estruturais dos edifícios Pombalinos apresenta-se na figura 2. Através do estudo de levantamento do edifício foi possível recolher mais informação [2], considerando-se aceitável admitir para o edifício-exemplo uma estrutura semelhante à apresentada na figura 2. Com base num estudo anterior [4], optou-se por modelar o edifício isolado apesar de este fazer parte de um quarteirão.

As hipóteses adoptadas na modelação do edifício-exemplo foram formuladas com base no conhecimento de algumas das técnicas construtivas destes edifícios [2], procurando simular o comportamento espectável para este tipo de estruturas. Para os edifícios de alvenaria, e para os edifícios pombalinos no geral que contém a estrutura tri-dimensional da gaiola, é fundamental caracterizar o tipo de ligações entre os diversos elementos estruturais de alvenaria e de madeira, dada a sua importância para o comportamento global do conjunto.

Pretendendo-se utilizar um método de cálculo simples que fosse viável caso se pretendesse fazer este estudo aplicado a uma situação real de Projecto, utilizou-se um programa comercial corrente, o SAP2000® [5]. Na modelação do edifício utilizaram-se elementos finitos bi-dimensionais (*shell*) para simular as paredes de alvenaria, considerando flexão no seu plano

e para fora deste. No modelo das paredes interiores da gaiola, os frontais, consideraram-se apenas as barras de madeira, rotuladas nos extremos de modo a simular ligações que apenas transmitem esforços axiais. A alvenaria envolvente das paredes da gaiola foi excluída do modelo, considerando-se apenas o seu peso e massa para o cálculo da estrutura. Esta medida foi adoptada após um estudo prévio do modelo de um painel de parede de gaiola, descrito pormenorizadamente em [2].



Figura 1: Edifício exemplo:  
Rua da Prata, 210 a 220

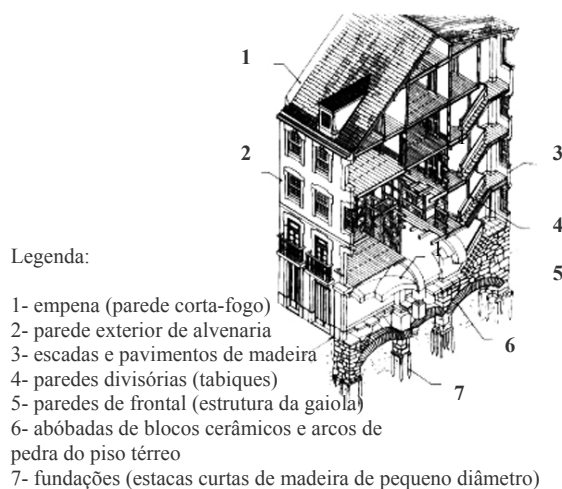


Figura 2: Disposições construtivas  
(adaptado de [2])

Os pavimentos foram modelados através de barras rotuladas nas ligações às paredes, que permitem impedir apenas deslocamentos relativos das paredes paralelas entre si para fora do seu plano mas não a distorção dos pavimentos no seu plano, simulando deste modo pisos flexíveis. As ligações dos elementos gaiola às paredes de alvenaria também foram simuladas através de elementos de madeira que só transmitem esforços axiais. Não se consideraram elementos metálicos nestas ligações devido à incerteza sobre a sua existência. Introduziram-se barras para modelar as ligações dos frontais às paredes de alvenaria de forma a facilitar a sua desactivação caso se pretendesse simular a sua rotura. A designação dos vários alinhamentos de frontal e a sua localização em planta encontram-se na Figura 3.

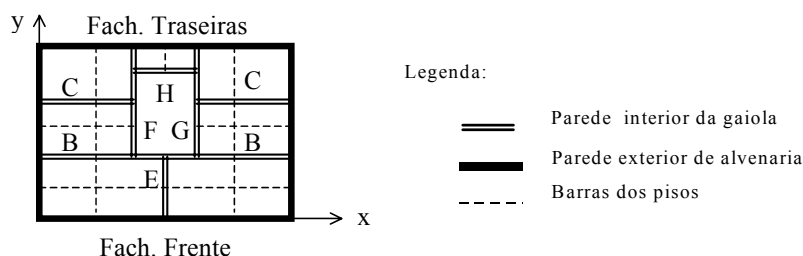


Figura 3: Nomenclatura adoptada para os vários alinhamentos de frontal

Os arcos do piso térreo foram modelados através de uma treliça de modo a simular o efeito de

arco. As fundações foram simuladas através de encastramento ao nível do piso térreo. A estrutura da cobertura não foi incluída no modelo numérico, tendo-se considerado apenas o seu peso próprio, aplicado nos locais correspondentes no topo do edifício.

Para módulo de elasticidade dos materiais estruturais adoptaram-se os valores [2] 600MPa para a alvenaria das fachadas e empenas e 150MPa caso esta se encontrasse fendilhada, 8000MPa para os elementos de Madeira e 3000MPa para os arcos e barras das abóbadas do piso térreo. Adoptou-se o valor de 0,2 para coeficiente de Poisson para todos os materiais.

De acordo com o RSA [6] considerou-se ainda uma sobrecarga uniformemente distribuída ( $1,2\text{kN/m}^2$ ) em todos os pisos, admitindo-se que a principal ocupação destes edifícios é escritórios. Para acção sísmica considerou-se o espectro de resposta regulamentar do sismo tipo 2 [6] e adoptou-se um solo tipo III, dadas as más características do terreno de fundação, que justificam as fundações de estacaria em madeira representadas na figura 2. Por se tratar de uma estrutura de alvenaria, admitiu-se um coeficiente de amortecimento  $\xi=10\%$ .

### 3. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA GAIOLA NO COMPORTAMENTO GLOBAL DO EDIFÍCIO

A presença da estrutura tridimensional de madeira (gaiola) contribui para a rigidez da estrutura e por isso procurou-se primeiro averiguar de que forma é que esta influencia o comportamento global do edifício, em particular para as acções sísmicas. O procedimento adoptado consistiu na comparação do comportamento do edifício-exemplo que contém a estrutura da gaiola no seu interior, com o comportamento de um edifício ideal semelhante onde se consideraram apenas as paredes de alvenaria, ou seja, sem elementos de madeira (frontais e pavimentos) no seu interior.

Os resultados da análise dinâmica dos dois edifícios permitiram concluir que a estrutura tridimensional de madeira da gaiola confere rigidez ao edifício porque (i) as frequências do edifício sem gaiola são menores do que as do edifício com a gaiola (Quadro 1); (ii) por observação das configurações modais dos dois edifícios, a presença da gaiola impede o aparecimento de modos locais das paredes de alvenaria, das fachadas e das empenas, que vibram independentemente do resto da estrutura; (iii) as paredes de gaiola que unem duas paredes de alvenaria paralelas entre si compatibilizam o movimento destas paredes para fora do seu plano porque as deformadas das paredes de alvenaria nas zonas de ligação destas à parede de frontal são também paralelas.

Quadro 1: Comparação dos resultados da análise dinâmica dos dois edifícios

Descrição	Edif. com gaiola f [Hz]		Edif. sem gaiola f [Hz]	
Translação segundo y	Modo 1	0,942	Modo 1	0,398 (modo local)
Translação segundo x e torção	Modo 2	1,055	Modo 2	0,695 (modo local)
Translação segundo y	Modo 3	1,196	Modo 4	1,009

No edifício sem a gaiola, os primeiros modos são modos locais das paredes de alvenaria. Estes modos correspondem essencialmente a movimentos da fachada da frente para fora do seu plano já que esta é a parede mais flexível devido à existência das aberturas das portas e janelas. Para além disso, no edifício com a gaiola, a maior flexibilidade da fachada da frente também se deve ao facto de esta estar ligada apenas a um alinhamento de frontal (alinhamento E, de acordo com a figura 3) e a segunda a dois (alinhamentos F e G). A inexistência de aberturas e os apoios conferidos pelos alinhamentos de frontal paralelos às fachadas (alinhamentos B e C), também justificam que os modos de vibração das empenas tenham frequências maiores do que as dos modos de vibração das fachadas.

O facto de as paredes de gaiola apoiarem as paredes de alvenaria que lhes são perpendiculares pode ser confirmado por observação dos deslocamentos horizontais da fachada da frente para fora do seu plano (figura 4). Estes deslocamentos foram obtidos nos locais das ligações da fachada da frente ao alinhamento de frontal E (figura 3) em toda a altura dos edifícios.

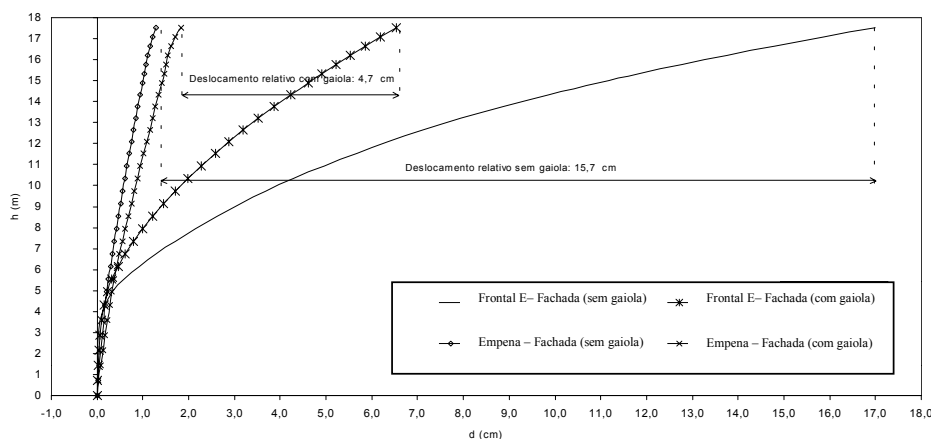


Figura 4: Evolução dos deslocamentos da paredes de alvenaria da fachada da frente para fora do seu plano, para a acção sísmica do tipo 2 não majorada

Os valores máximos foram obtidos no topo dos dois edifícios, sendo interessante comparar a diferença entre os deslocamentos obtidos na ligação referida e os deslocamentos do canto do edifício (ligações da empena esquerda à fachada da frente). Esta diferença corresponde ao deslocamento local (ou relativo) para fora do seu plano da fachada da frente na ligação ao alinhamento de frontal E, que permite ter a noção da sua deformação real. Com os resultados obtidos constata-se que a presença de elementos de frontal perpendiculares às paredes de alvenaria reduz os deslocamentos destas para fora do seu plano. O deslocamento local da fachada para fora do seu plano diminui de 15,7cm, no edifício sem a gaiola, para 4,7cm, no edifício com a gaiola, ou seja, cerca de 70%.

Com este estudo mostrou-se que a presença dos elementos de frontal deve ser considerada na análise da formação do mecanismo de colapso do edifício correspondente à flexão das fachadas para fora do plano, e por isso a localização destes elementos, a sua geometria e o seu estado de conservação deverão ser inspeccionados num caso real, recomendando-se o recurso a técnicas de inspeção semelhantes às descritas em [2].

#### 4. MECANISMO DE COLAPSO DO EDIFÍCIO

Para a obtenção do mecanismo de colapso da estrutura efectuou-se um cálculo iterativo em que cada iteração é feita em regime linear, consistindo numa análise dinâmica da estrutura por espectros de resposta. Em cada iteração identificam-se os elementos estruturais em rotura de modo a definir um determinado nível de danos. Os danos são considerados na estrutura a analisar na iteração seguinte até à situação limite em que a sua acumulação permite identificar a formação do mecanismo de colapso da estrutura. O processo iterativo adoptado procurou simular o comportamento não linear destas estruturas e, ao mesmo tempo, ser um método de cálculo viável caso se pretendesse fazer este estudo numa situação real de Projecto [2].

As fontes de não linearidade consideradas na análise foram (i) a fendilhação da alvenaria, que define zonas com menor rigidez e resistência e que podem alterar significativamente a rigidez global da estrutura; e (ii) a rotura das ligações dos elementos de madeira, visto tratar-se de um edifício pombalino que contém elementos de madeira com função estrutural. As ligações consideradas mais relevantes na análise foram as ligações dos elementos de madeira à alvenaria (pisos e elementos de frontal) e as ligações das diagonais dos frontais de madeira da gaiola, essencialmente devido à sua função de contraventamento das paredes de alvenaria.

Definiu-se a acção sísmica actuante sobre a estrutura através do produto da acção sísmica regulamentar por um factor  $\gamma_{sis}$ , designado como *intensidade da acção sísmica*. Ao fazer variar este factor simulam-se diferentes intensidades da acção a considerar na avaliação sísmica do edifício. A combinação de acções a considerar no cálculo é definida pela soma da acção sísmica,  $F_E$ , afectada pelo factor de escala  $\gamma_{sis}$ , com as cargas quase permanentes,  $F_{CQP}$ , de acordo com a Equação 1. Considera-se que a rotura ou cedência de um dado elemento estrutural corresponde a um dano e ocorre sempre que o valor  $F_{sd}$  é igual ou superior à resistência desse elemento,  $F_{Rd}$ .

$$F_{sd} = F_{CQP} \pm \gamma_{sis} F_E \quad (1)$$

O valor para o qual se considera o colapso da estrutura corresponde à *intensidade máxima da acção sísmica*,  $\gamma_{sis}^{máx}$ , que só se define no final do processo iterativo. O valor de  $\gamma_{sis}^{máx}$  permite quantificar o valor máximo da acção sísmica de projecto que o edifício suporta até colapsar, constituindo por isso um indicador da sua resistência/vulnerabilidade sísmica.

O mecanismo de colapso foi obtido por sobreposição dos danos da alvenaria e os devidos à rotura das ligações. Considerando a fachada da frente, analisou-se a rotura da ligação entre a fachada e o alinhamento de frontal E (figura 3) em simultâneo com os danos na alvenaria (figura 5). Na figura 5 pode-se observar a evolução ao longo do processo iterativo dos elementos de alvenaria da fachada da frente que apresentam danos devido a tensões de tracção por flexão para fora do plano da fachada. Para identificar o mecanismo de colapso do edifício-exemplo foi necessário realizar três iterações, tendo-se obtido os valores  $\gamma_{sis}(1)=\gamma_{sis}(2)=\gamma_{sis}(3)=0,25=\gamma_{sis}^{máx}$ . O facto de se ter obtido a mesma intensidade da acção sísmica nas três iterações indica que a rotura se dá de uma forma progressiva mas sem aumentar a intensidade da acção sísmica, ou seja, observa-se o *efeito de dominó*. Este efeito significa que o colapso de algumas ligações conduz ao colapso de outras ligações para uma intensidade sísmica igual ou pouco superior.

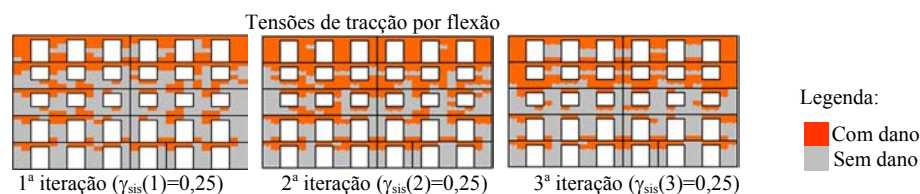


Figura 5: Resultados do cálculo iterativo (fachada da frente) para todas as iterações efectuadas

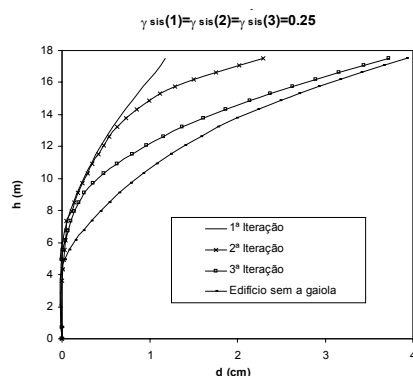
A rotura das ligações das paredes de gaiola às paredes de alvenaria ao longo do processo iterativo tem as seguintes implicações no comportamento global da estrutura: (i) a rigidez global da estrutura diminui, o que se pode confirmar pela redução das frequências dos modos de vibração das estruturas analisadas em cada iteração (Quadro 2); (ii) a percentagem de participação de massa de cada modo de vibração diminui, em consequência do aparecimento de modos locais de vibração das paredes da gaiola individualmente, o que se deve ao facto das paredes da gaiola serem mais flexíveis para movimentos para fora do seu plano do que as paredes de alvenaria; (iii) os deslocamentos horizontais da fachada para fora do seu plano aumentam uma vez que perdem o apoio nas zonas das ligações que entraram em rotura, diminuindo por isso o efeito de contraventamento conferido pela gaiola (figura 6).

Quadro 2: Resultados da análise dinâmica das estruturas analisadas no processo iterativo

Modo	Descrição	1ª It. f (Hz)	2ª It. f (Hz)	3ª It. f (Hz)
1	Translação perpendicular às fachadas	0,943	0,671	0,438
2	Translação paralela às fachadas e torção	1,055	0,806	0,622
3	Translação perpendicular às fachadas e torção	1,196	1,096	0,700

A figura 6 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais da fachada da frente para fora do seu plano, obtidos nos locais das ligações da fachada da frente ao alinhamento de frontal E. Os valores máximos (quadro 3) foram obtidos no topo dos edifícios com e sem gaiola. Os deslocamentos apresentados são relativos pois consistem na diferença entre os deslocamentos obtidos no alinhamento vertical da fachada da frente inicialmente ligada ao frontal E e os deslocamentos do canto do edifício (ligações da empena esquerda à fachada da frente). Pelos valores obtidos constata-se que, ao longo do processo iterativo, os deslocamentos aumentaram de 1,20cm para 3,70cm, ou seja, cerca de 217%.

A análise efectuada permitiu concluir que o mecanismo de colapso expectável corresponde ao destacamento da fachada e conseqüente queda para fora do seu plano, conforme ilustrado na figura 7. O despreendimento das fachadas pode não conduzir ao colapso completo da estrutura, particularmente em edifícios de um ou dois pisos, tal como se observa na figura 8. Se o desabamento da fachada tivesse conduzido à queda da cobertura por falta de apoio é que se estaria perante uma situação de colapso total da estrutura. A figura 8 mostra o caso do desabamento da fachada, que implica elevados prejuízos materiais e pode custar vidas humanas.



Quadro 3: Deslocamentos horizontais perpendiculares à fachada no topo do edifício, para os edifícios com e sem a gaiola

( $\gamma_{sis}(1)=\gamma_{sis}(2)=\gamma_{sis}(3)=0,25$ )

	1ª It.	2ª It.	3ª It.	Sem a gaiola $\gamma_{sis}^{max}=0,25$
Desloc. relativo (cm)	1,20	2,30	3,70	3,90
Acréscimo (cm) iteração a iteração	-	1,10	1,40	
Acréscimo final	2,50cm (217%)			0,2cm (5%) <sup>(1)</sup>

(1) Em relação à 3ª iteração

Figura 6: Evolução dos deslocamentos da fachada da frente para fora do seu plano



Figura 7: Rotura parcial ao nível da cobertura (Faial - Açores)



Figura 8: Queda da fachada sem ocorrer o colapso total da estrutura (Açores, após o sismo de 9 de Julho de 1998)

## 5. EFICIÊNCIA DE UMA SOLUÇÃO DE REFORÇO

Admitiu-se que se procedia ao reforço do edifício-exemplo através da execução de uma viga no topo do edifício ao longo de todo o perímetro exterior de modo a aumentar a resistência à formação do mecanismo devido à flexão das fachadas para fora do seu plano. Esta solução consiste numa solução usual de reforço relativamente económica e pouco intrusiva, semelhante à representada na figura 9, tendo-se adoptado uma viga de betão armado (0,60m×0,25m).

Com o reforço do edifício observou-se um aumento global da rigidez da estrutura. Este aumento foi, como esperado, mais significativo segundo a direcção correspondente aos movimentos das fachadas para fora do seu plano. O mecanismo de colapso da estrutura após reforço também foi identificado através do processo iterativo descrito, tendo-se realizado três iterações. Obteve-se  $\gamma_{sis}(1)=\gamma_{sis}(2)=\gamma_{sis}(3)=0,45=\gamma_{sis}^{max}$ . Verifica-se assim um aumento da resistência do edifício para as acções sísmicas porque  $\gamma_{sis}^{max}$  aumentou de 0,25 para 0,45, traduzindo uma diminuição da vulnerabilidade sísmica do edifício. O mecanismo de colapso obtido após o reforço também corresponde à flexão da fachada da frente para fora do seu plano, mas ao nível do pavimento do quarto piso (h=12m). Este mecanismo é denominado *efeito de pipa* e foi identificado acompanhando a evolução dos deslocamentos da fachada para fora do seu plano ao longo do processo de cálculo iterativo, que se apresenta na figura 10. Os deslocamentos apresentados são deslocamentos relativos, tal como os deslocamentos apresentados anteriormente nas figuras 4 e 6.

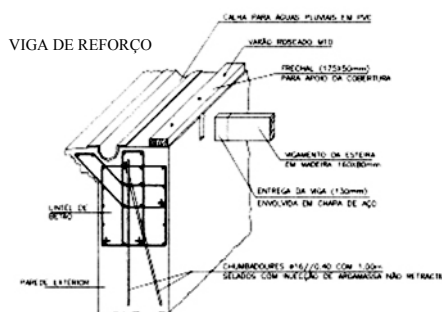


Figura 9: Solução de reforço adoptada [7]

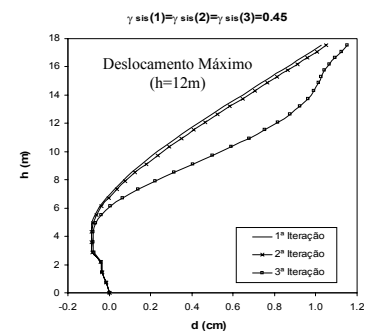


Figura 10: Efeito de pipa

## 6. MECANISMO GLOBAL DE CORTE NA BASE

Analisou-se a formação de um mecanismo de colapso global devido a corte na base do edifício. A formação deste mecanismo foi identificada admitindo como critério de rotura que os alinhamentos verticais de alvenaria ao nível do piso térreo de uma das fachadas teriam danos devido a corte ( $\tau^{\text{máx}}=0,10\text{MPa}$ ) em toda a sua extensão. Observou-se a rotura da totalidade dos alinhamentos individuais do piso térreo (fachada da frente) para  $\gamma_{\text{sis}}=0,70$ , bastante superior ao obtido para a formação do mecanismo de colapso devido à queda das fachadas para fora do seu plano ( $\gamma_{\text{sis}}=0,25$ ).

## 7. CONCLUSÕES

A figura 11 apresenta o resumo do estudo efectuado, onde se identificam os mecanismos de colapso obtidos nas várias estruturas analisadas e os valores das intensidades sísmicas,  $\gamma_{\text{sis}}$ , correspondentes a cada caso. Pela análise da figura 11 constatou-se o seguinte: (i) a solução de reforço aumentou a resistência global do edifício porque a intensidade da acção sísmica correspondente à formação do mecanismo de colapso aumentou de  $\gamma_{\text{sis}}=0,25$  para  $\gamma_{\text{sis}}=0,45$ . É esperado um aumento significativo da resistência do edifício caso se proceda ao seu reforço ao nível de todos os pisos; (ii) caso se proceda ao reforço ao nível de todos os pisos, o mais provável é que o mecanismo de colapso do edifício deixe de ser devido a flexão da fachada para fora do seu plano e passe a ser um mecanismo de corte na base. Nesse caso, o valor máximo da intensidade da acção sísmica que o edifício suporta sem colapsar será  $\gamma_{\text{sis}}=0,70$ ; (iii) o estudo de uma solução de reforço deverá incluir não só a quantificação da melhoria na resistência introduzida por essa solução, mas também a análise da sua influência na formação de mecanismos que não eram condicionantes antes da introdução do reforço.

Para além de se tratar de um processo de cálculo que pode ser adoptado numa situação real de projecto, as vantagens de se ter adoptado um processo iterativo são: (i) Permitir simular a rotura sequencial de vários elementos estruturais, simulando o comportamento não linear da estrutura de uma forma realista; (ii) permitir detectar situações de rotura sequencial tais como o efeito de dominó (mecanismo de colapso antes do reforço) e o efeito de pipa (mecanismo de colapso após o reforço); (iii) permitir compreender o comportamento da estrutura e detectar os

“pontos fracos”, que são os primeiros elementos a entrar em rotura e que deverão ser reforçados num caso real.

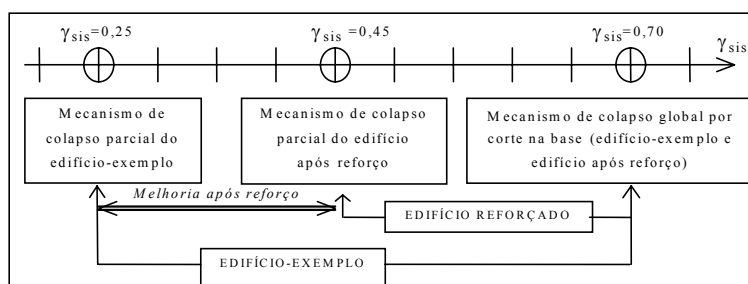


Figura 11: Intensidades da acção sísmica de colapso para os vários edifícios analisados [2]

Obteve-se um valor de  $\gamma_{sis}^{m\acute{a}x}$  baixo, o que permite antever alguma preocupação com a segurança destas estruturas no caso de ocorrência de um sismo. No entanto, pensa-se que os valores obtidos são ligeiramente inferiores aos reais porque não foi possível avaliar com rigor a capacidade de dissipação de energia da estrutura da gaiola e a sua influência no coeficiente de amortecimento da estrutura. O facto de, em cada nova iteração, se considerar a totalidade da acção sísmica pode contribuir para substimar ligeiramente os valores de  $\gamma_{sis}$ . Assim, os valores obtidos devem ser considerados de acordo com o rigor do procedimento de cálculo adoptado para a sua definição, sendo por isso indicativos. Por outro lado, os valores de  $\gamma_{sis}^{m\acute{a}x}$  dependem das características resistentes adoptadas para a alvenaria e para as ligações, para os quais se adoptaram valores médios. Numa situação real de projecto estes valores deverão ser calibrados, recorrendo para isso a técnicas de inspecção e a ensaios adequados.

## 8. AGRADECIMENTOS

Os autores desejam agradecer ao Sr Engº João Appleton pela partilha do seu conhecimento.

## 9. REFERÊNCIAS

- [1] Córias e Silva, V. - *Viabilidade Técnica de Execução do “Programa Nacional de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”*, artigo publicado em *Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado*, SPES e GECORPA, Lisboa, Abril de 2001
- [2] Cardoso, R. - *Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios Antigos de Alvenaria – Aplicação a um Edifício Pombalino*, Dissertação para a obtenção do grau de mestre em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro de 2002
- [3] Santos, M. H. R. - *A Baixa Pombalina. Passado e Futuro*, Livros Horizonte, Lisboa, 2000
- [4] Ramos, L., Lourenço, P. - *Seismic Analysis of the Old Buildings in Baixa Pombalina*, Lisbon, Portugal, Proc of the 9th North American Masonry Conference p 908-919, 2003
- [5] SAP2000®, *Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures, Version 7.0*, CSI, Berkeley, California, USA, October 1998
- [6] *Regul. de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Porto Editora, 1995
- [7] Ferreira, J. E., Appleton, J. - *Reforço Estrutural de um Edifício de Habitação do Séc. XVII*, Ingenium, Fevereiro de 2002