

Sistema Pombalino: Caracterização Estrutural e Comportamento Sísmico

António Morais

Engenheiro, Professor Associado da F.A.U.T.L.
ajmorais@fa.utl.pt

Preâmbulo

O conhecimento do funcionamento e comportamento estrutural do sistema pombalino é ainda hoje em dia muito incipiente e pouco estudado. Pela importância cultural e económica que a Baixa Pombalina representa para a cidade e o País, impõe-se o aprofundamento do estudo do seu funcionamento e caracterização dinâmica.

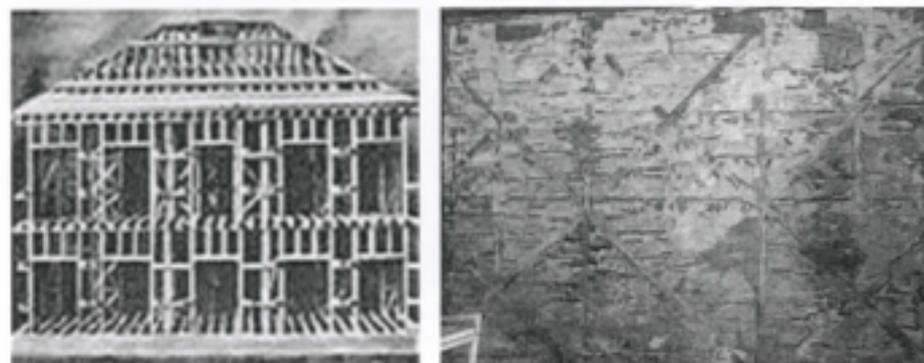


Fig. 1 e 2 Estrutura pombalina

Com esse objectivo, empreendemos uma investigação e análise sobre o comportamento sísmico deste sistema construtivo. Contou-se com a colaboração do Prof. Senra Vieira de Lemos do LNEC na realização das análises computacionais efectuadas durante a investigação.

Infelizmente para a realização desta investigação não nos foi possível contar com o apoio do Presidente do Conselho Directivo da Faculdade de Arquitectura. Algumas dificuldades nos foram criadas para a realização desta investigação e no decurso do estudo ocorreram alguns condicionamentos à sua efectivação. Estamos em crer que tal aconteceu provavelmente por incapacidade de percepção sobre o alcance e importância da investigação empreendida, designadamente para a dignificação e potenciação da própria Faculdade de Arquitectura. Detectámos escassez de assertividade por parte de entidade donde se esperava outra perspectiva e entendimento do conceito de *Universidade*.

No presente artigo apresentamos as principais conclusões alcançadas no estudo do sistema pombalino, designadamente do seu comportamento dinâmico e da fenomenologia mecânica envolvida no modo de ruptura expectável.

1. Caracterização do Desempenho e Comportamento de uma Alvenaria

O sistema pombalino recorre na materialização das paredes exteriores de fachada dos edifícios à solução construtiva de alvenaria. Trata-se no entanto de um material com comportamento frágil e sem ductilidade, praticamente sem capacidade de resistir a esforços de tracção, por conseguinte, com comportamento dinâmico deficiente, muito susceptível à acção de um sismo.



Fig. 3 Pormenor de estrutura pombalina



Fig. 4 Pormenor de encaixe de estrutura pombalina

Como verificámos das análises anteriores, tradicionalmente, a resistência à acção sísmica de edifícios de alvenaria advém-lhe da espessura da própria forma construtiva, com recurso a paredes massivas, donde a resistência e estabilidade às acções horizontais é assim garantida pelo seu peso próprio.

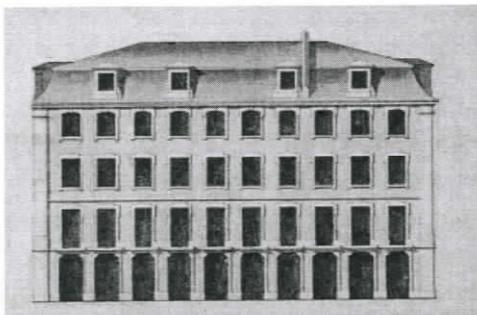


Fig. 5 Alçado de edifício da Baixa Pombalina

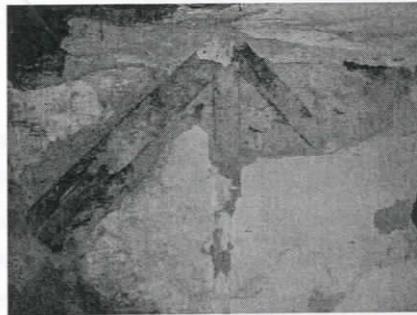


Fig. 6 Pormenor de encaixe de estrutura pombalina

O equilíbrio de uma parede isolada e sem aberturas, face à acção de uma força horizontal H , é disponibilizado e proporcional à força vertical do peso próprio G e à espessura da parede t e inversamente proporcional à altura. Assim, duplicando a espessura da parede, a resistência da parede cresce quatro vezes. Contudo, convém referir, que duplicando a espessura da parede, a força de inércia horizontal H também duplica, pelo que os ganhos de estabilidade só duplicam.

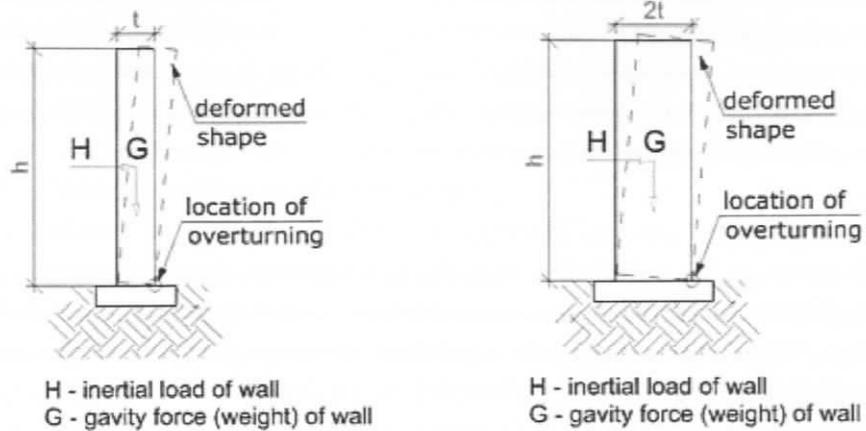


Fig. 7 e 8 Estabilidade das paredes face a cargas laterais

As forças de inércia desenvolvem-se nas zonas onde a massa do edifício está concentrada. São assim nos pavimentos e nas paredes massivas, em regra, as zonas onde se desenvolvem as cargas sísmicas. Estas cargas geradas pelo sismo têm que caminhar até às fundações através dos elementos estruturais, no caso as paredes, sem provocarem danos significativos nesses elementos que ponham em causa a estabilidade da estrutura do edifício.

Em edifícios de alvenaria estrutural as paredes resistentes são construídas, implementadas, nas duas direcções ortogonais em planta do edifício. Então, aquando da actuação de um sismo, algumas dessas paredes têm direcção paralela à direcção de actuação do sismo, enquanto outras se localizam de forma perpendicular. Só as que possuem orientação paralela à acção do sismo têm capacidade resistente para suportarem a acção deste.

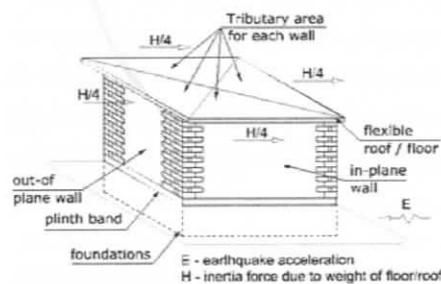


Fig. 9 Distribuição de cargas numa casa quadrangular

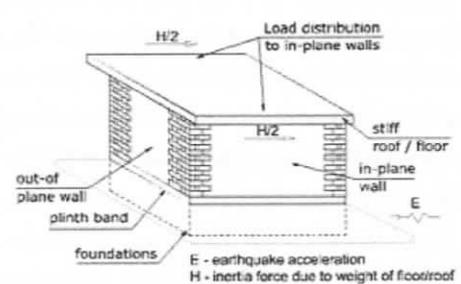


Fig. 10 Diagrama de acções

Um edifício de alvenaria deve assim ser constituída de paredes segundo as duas direcções ortogonais, formando uma estrutura tridimensional com funcionamento global conjunto, baseado em ligações consistentes, e interdependente dos seus elementos constituintes, desenvolvendo um efeito designado de caixa. A interconectividade efectiva e recíproca das paredes, nas zonas de canto, de ligação entre paredes que se cruzam, é o factor determinante na assunção de um comportamento global de conjunto, com efeito de caixa, por parte do edifício de alvenaria.

A resistência do edifício de alvenaria sujeito à acção de um sismo passa pela interconectividade desenvolvida entre os componentes do edifício, desenvolvendo efeito de caixa, mas também pela resistência, rigidez e ductilidade de cada componente individualmente; existem assim um comportamento *global* e um outro *local* a garantir pela estrutura de alvenaria.

Uma boa ligação entre os diferentes membros constituintes da estrutura de alvenaria cria as condições para um eficaz caminhar das cargas sísmicas para a fundação, mas tal não é suficiente (*comportamento global*). É necessário que cada membro individualmente assegure a passagem da carga para a fundação sem dano para si próprio (*comportamento local*).

Uma boa ligação entre os membros individuais passa então por conseguir conceber e efectivar boas ligações; com adequada adesividade (coesão/"bond"), em especial nos cantos da edificação; garantir uma eficaz ligação das paredes com a cobertura; e desenvolver mecanismos adequados e específicos de ligação horizontal de todas as paredes no seu topo e em todos os pisos (lajes com comportamento rígido e lintéis de travamento no topo das paredes).

Cada membro individual da estrutura deve possuir a necessária resistência, rigidez e ductilidade, no caso da alvenaria estrutural, como é o caso do sistema pombalino, a resistência a garantir passa essencialmente pela capacidade de disponibilizar resistências à compressão e ao corte, dado tratarem-se dos esforços determinantes e preponderantes com este sistema estrutural, dada a deficiente capacidade de lidar com tracção por parte da alvenaria (o seu grande óbice em quanto material estrutural).

As estruturas de edifícios, seja qual for o material utilizado e o sistema estrutural adoptado, têm que absorver e equilibrar acções horizontais, pelo que na concepção de qualquer sistema estrutural desempenha papel importante o mecanismo desenvolvido e pensado para resistir às acções horizontais. Neste aspecto desempenha peculiar papel a rigidez do pavimento.

Pavimentos rígidos potenciam uma distribuição da carga sísmica pelas paredes, proporcionalmente à rigidez destas. Desenvolvem o denominado efeito de diafragma horizontal, que permite efectuar a importante e necessária transferência de cargas da laje do pavimento para o topo das paredes, mas para aquelas que têm a específica missão de absorver, dar caminho às cargas sísmicas, e que são aquelas que possuem alinhamento paralelo à direcção do sismo. Só que no caso da laje do pavimento ser flexível, a transferência de carga já não é proporcional à rigidez das paredes de suporte, e todas as paredes recebem carga em função da sua área de influência.

Com pavimento flexível ocorre assim uma distribuição de carga desfavorável. Neste caso, as paredes com direcção perpendicular à acção do sismo recebem

carga de valor idêntico às paredes com direcção paralela e, note-se, estão a ser solicitadas por flexão para fora do seu plano; trata-se da situação mais deficiente em termos de rigidez e resistência. É a situação mais gravosa para a parede, dado ser aquela para a qual a parede tem menos aptidão de trabalho resistente; gera tracções de valor apreciável e a alvenaria, como sabemos, tem reduzida capacidade de resistir a esforços de tracção.

Em alvenaria estrutural convém então que os pavimentos e a ligação à cobertura tenham comportamento estrutural rígido para que as paredes perpendiculares à acção do sismo não sejam actuadas por este. Não é no entanto o que se passa com o caso do sistema pombalino e este aspecto condiciona e determina fortemente o seu mecanismo de ruptura expectável, ao permitir um modo local de flexão das paredes de fachada, como veremos mais à frente.

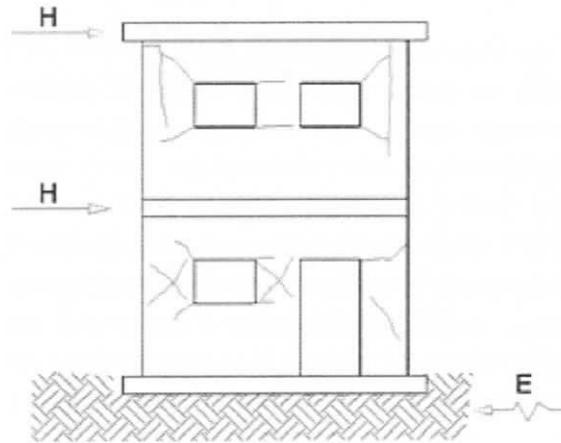


Fig. 11 Edifício de 2 pisos

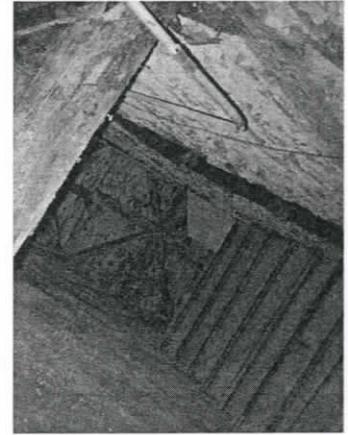


Fig. 12 Pormenor de estrutura pombalina

A alvenaria é especialmente vulnerável a acções horizontais sísmicas. Por outro lado, a composição deste material estrutural cobre uma grande variedade de materiais. Varia assim muito, quer na origem e natureza dos seus materiais constituintes, quer na geometria dos elementos individuais e também na sua regularidade e heterogeneidade material e geométrica. Cada um desses materiais por sua vez varia em termos de propriedades mecânicas. Temos assim alvenarias de distinta natureza, com diferente elasticidade e resistência, ou seja, de comportamento mecânico muito diverso.

Os elementos individuais que compõem a estrutura da edificação (paredes, cobertura, lajes e lintéis) estão ligados entre si de várias modos e a forma como esta ligação é efectuada condiciona o desempenho da alvenaria. Durante a actuação de um sismo, se os elementos individuais estão ligados entre si com ligações rígidas, a estrutura responde globalmente de modo uniforme, com efeito de caixa total, mas, contudo, os componentes individuais são de facto elásticos e não totalmente rígidos, e as próprias ligações entre si também não são completamente rígidas.

Assim as características de rigidez, resistência, modo de ruptura potencial, comportamento inelástico e ductilidade, de cada componente individual, determinam o seu comportamento individual, e estando agregado aos restantes elementos, naturalmente afecta e participa no desempenho e resposta global de todo o edifício em alvenaria.

Durante a ocorrência de um sismo cada elemento individual constituinte da edificação vibra de acordo com as suas características dinâmicas próprias. Se ocorrerem vibrações incompatíveis entre elementos individuais, a ruptura das respectivas ligações pode ocorrer e então dá-se a separação entre os elementos individuais, abrindo o caminho para a ruptura (estado último), como pode acontecer, por exemplo, na ligação de canto entre paredes com direcções perpendiculares, em edifícios de alvenaria.

A resistência lateral de edifícios em alvenaria é assegurada essencialmente pela carga vertical actuante nas paredes estruturais, dado que a resistência ao corte das paredes aumenta substancialmente com a carga vertical e com o aumento desta carga vertical anulam-se igualmente os esforços de tracção. Em alvenaria estrutural, o problema expectável para a estabilidade do edifício situa-se em regra ao nível do último piso, onde a carga vertical é menor, e na ligação com a cobertura pode estar também presente uma componente horizontal instabilizante. Aqui, após a instalação de fendas, a parede pode rodar e acarretar o seu desmoronamento superior (efeito de "rocking").

Quando a resistência dos componentes individuais da estrutura for atingida, aquando de um sismo, e ocorrer a ruptura e colapso do elemento individual, significa que não há mais possibilidade de transportar carga ou de dissipar energia naquele elemento. Neste caso estamos perante uma ruptura do tipo frágil. Rupturas frágeis não são as indicadas para lidar com acções sísmicas.

Ao invés, quando a resistência do elemento é atingida mas, ainda que possa fissurar, não ocorre ruptura, então o elemento continua a poder transportar carga e a dissipar a energia transmitida pelo sismo, e por conseguinte não se processa o colapso do edifício. Trata-se de uma fenomenologia que designamos de dúctil. O material atinge o seu máximo de capacidade, mas não rompe, deforma-se, por vezes de modo significativo, mas mantém a carga transportada, pelo que a estabilidade não é posta em causa. Acréscimos de esforço são redistribuídos para outras zonas da estrutura, dado que esta não suporta mais esforço. Sobrevêm deformações e deslocamentos, instalam-se fendas, diminui a rigidez, mas não ocorre o colapso da estrutura; o edifício degrada-se, instalam-se deformações permanentes (não reversíveis), mas fundamentalmente a estrutura não colapsa de imediato.

A segurança das construções determina a necessidade de garantir e dotar com ductilidade os edifícios construídos em zonas sísmicas, ou seja tirar partido das potencialidades inelásticas presentes no sistema estrutural e carreadas pelo material. A ductilidade de uma estrutura não se baseia somente na ductilidade do material. Depende também do modo como se comportam as ligações estruturais, entre os membros individuais constituintes da estrutura, e das eventuais ligações físicas entre materiais. A capacidade de desenvolver deformações de carácter inelástico, permanentes, portanto não reversíveis, é assim uma característica importante, tão importante quanto a própria resistência do elemento estrutural.

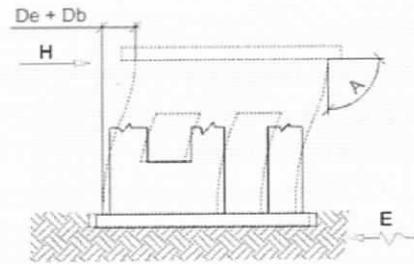


Fig. 13 Comportamento dúctil

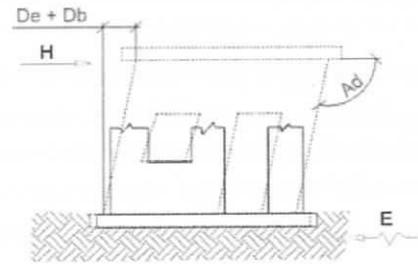


Fig. 14 Comportamento não dúctil

Acresce que a solução inelástica é mais económica. Numa concepção pura, dentro dos limites elásticos, os membros individuais da estrutura têm que ser mais resistentes, porque suportam esforços maiores, logo com secções maiores e por conseguinte maiores forças de inércia. O mesmo sismo gera forças maiores num edifício projectado somente no domínio elástico do que um outro concebido tirando partido da ductilidade e do comportamento inelástico.

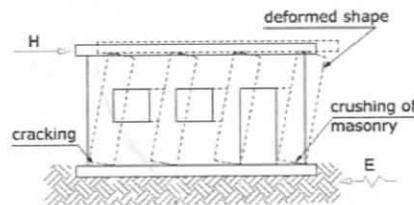


Fig. 15 Parede em alvenaria, sem reforço

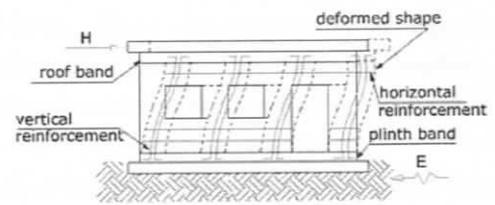


Fig. 16 Reforço da parede em alvenaria

Em alvenaria, a grande dificuldade é dotar a edificação com ductilidade. Esta ajuda a dissipar a energia transmitida pelo sismo e reduz as cargas devidas à inércia. A possibilidade de trabalhar à flexão é uma forma de garantir ductilidade; uma adequada distribuição dessa resistência à flexão é aconselhável, porque aumenta a capacidade de redistribuição de esforço e evita a concentração de tensões. Uma parede de alvenaria com estes requisitos tem um melhor comportamento sísmico.

Uma eficiente forma de dotar uma estrutura de alvenaria com ductilidade e resistência à flexão é reforçar ou pré-esforçar com armaduras de aço a parede, em alternativa ao modo de resistência por acção do peso próprio.

2. Origem e Constituição do Sistema Pombalino

Após o terramoto de 1755, o pouco que restou das antigas construções foi demolido e reconstruiu-se uma nova cidade, com novos edifícios. Em resultado das preocupações do Marquês de Pombal e do Eng.º Mor do Reino Manuel da Maia no que à segurança sísmica diz respeito, os engenheiros encarregues da reconstrução da cidade ensaiaram e desenvolveram um conjunto de disposições construtivas, formais e materiais, tendo como objectivo a melhoria do comportamento sísmico, através, supunha-se, de uma melhor resistência às acções horizontais e de uma maior capacidade de dissipação de energia.

No plano formal a principal característica dos novos edifícios pombalinos é a sua regularidade geométrica em planta e em altura, donde resulta que os edifícios se apresentam simétricos relativamente aos seus dois eixos principais.

Nas disposições construtivas ressaltam essencialmente dois elementos característicos:

- i) as paredes em frontal pombalino, dispostas em regra, mas nem sempre, segundo as duas direcções ortogonais do edifício, dotadas de uma treliça de madeira envolvida e preenchida com material cerâmico (em regra argamassa de barro);
- ii) paredes exteriores principais em alvenaria de pedra com estrutura de madeira embebida, junto à face interior dos nembos.

Ao conjunto assim formado (frontal interior e parede de fachada em alvenaria) designa-se usualmente por gaiola pombalina, face à grande quantidade de madeira envolvida na construção dos dois tipos de paredes e à disposição tridimensional desses mesmos elementos de madeira.

Esta estrutura tridimensional de madeira, configurando uma gaiola, é considerada a grande inovação do sistema construtivo pombalino. A autoria do sistema é atribuída a Carlos Mardel, que teria mesmo realizado um ensaio sísmico de um modelo do sistema à escala natural no Terreiro do Paço.

A existência no interior dos edifícios, para além das simples divisórias em tabique, sem qualquer função estrutural, de paredes constituídas por uma sólida treliça de madeira, dispostas segundo as duas direcções ortogonais, cuidadosamente ligadas às paredes principais exteriores em alvenaria, as paredes-mestras, e aos pavimentos, demonstra claramente a intenção de dotar os edifícios de capacidade resistente às forças horizontais.

Hoje em dia é parco o conhecimento sobre o funcionamento e comportamento estrutural dos edifícios construídos segundo o sistema pombalino. Existe mesmo alguma controvérsia acerca do papel do frontal em asna de madeira. Importa

estudar e esclarecer qual o papel que cada um destes dois tipos de paredes desempenha no equilíbrio às acções sísmicas (frontal de madeira e parede exterior de alvenaria de pedra). Por vezes associa-se ao frontal pombalino, devido à sua grande ductilidade, a principal tarefa de equilibrar e dissipar a energia transmitida por acção de um sismo e considera-se subalterno nesta questão a presença das paredes exteriores em alvenaria de pedra.

Com o objectivo de responder não só a esta questão, mas essencialmente compreender a fenomenologia de funcionamento do sistema pombalino, iniciámos em colaboração com o Prof. José Senra Vieira de Lemos, investigador coordenador do LNEC, um estudo de análise estrutural deste sistema construtivo, cujas principais conclusões aqui se apresentam, ainda que de forma resumida.

O estudo realizado incidiu sobre uma análise numérica com base no método dos elementos discretos, considerando o comportamento não-linear transmitido pelas juntas inseridas entre os blocos de alvenaria.

Definiu-se um edifício tipo característico do sistema pombalino edificado na Baixa de Lisboa, com cinco pisos, totalizando uma altura de 16 metros, e com área em planta de 16 x 12 metros. Pretendeu-se com este estudo por um lado verificar da influência da existência das paredes em frontal na resposta global da estrutura tridimensional do edifício tipo, quando sujeito a uma acção sísmica, e, por outro lado, avaliar da influência da espessura das paredes exteriores em alvenaria na estabilidade e resistência do edifício. Em síntese, procurou-se identificar o mecanismo expectável de colapso do edifício aquando da ocorrência de um sismo.

Conforme referido recorreu-se ao método dos elementos discretos, ou "método dos blocos". Trata-se de um método de modelação numérica que possibilita o estudo de estruturas com superfícies de descontinuidade, ou estruturas constituídas por partículas ou blocos. Este método foi desenvolvido inicialmente no âmbito da mecânica das rochas, para o estudo de obras em maciços rochosos diaclasados, tais como túneis, taludes e fundações de barragens. Posteriormente, a aplicação deste método foi generalizada a outros campos de engenharia onde é necessária a análise do comportamento mecânico de estruturas descontínuas ou formadas por blocos, como é o caso das estruturas de alvenaria.

Os elementos ou blocos podem ser admitidos quer como corpos rígidos, quer como deformáveis, sendo neste caso cada bloco discretizado numa malha interna de elementos finitos. No decurso da análise, os modelos de elementos discretos permitem o deslizamento e a separação entre blocos, entrando em conta com a alteração da geometria estrutural decorrente dos grandes deslocamentos. Estes modelos são especialmente indicados para o estudo de meios de comportamento não linear e para a simulação de processos de ruptura.

Método de solução

O método de solução habitualmente utilizado no método dos elementos discretos baseia-se numa solução passo a passo no tempo das equações do movimento dos blocos. Trata-se, portanto, de um algoritmo dinâmico, que se baseia num método explícito que não requer a formação de uma matriz de rigidez nem a solução de sistemas de equações. Contudo, tem a desvantagem de obrigar a passos de cálculo bastante pequenos.

A análise de problemas estáticos baseia-se no mesmo algoritmo dinâmico de solução, mas, neste caso, utiliza-se um amortecimento muito elevado que elimina as vibrações na estrutura. Deste modo, obtém-se uma convergência do processo passo a passo para a solução estática, no caso de haver equilíbrio, ou então desenvolve-se um mecanismo de ruptura. Este método de solução de problemas estáticos designa-se por "relaxação dinâmica".

A análise mecânica do funcionamento da alvenaria é um campo indicado e adequado para aplicação deste método, dado que a deformação e a ruptura destas estruturas depende fortemente do comportamento das juntas. Um dos aspectos relevantes deste método é o permitir grandes deslocamentos e rotações entre blocos, incluindo o seu completo destaque. Acresce que o modelo numérico utilizado permite e detecta a reformação de novos contactos entre blocos, consoante os deslocamentos se processam e integra-os no subsequente cálculo.

Com a finalidade de analisar o funcionamento conjunto entre as paredes de alvenaria exteriores e as paredes em frontal, interiores, procedeu-se à análise em separado de três modelos tridimensionais distintos de estrutura:

- i) edifício ideal constituído só pelas paredes exteriores de alvenaria (as paredes de fachada);
- ii) o modelo anterior com a inclusão dos pavimentos e dos frontais, ambos em madeira;
- iii) edifício com pavimentos em laje de betão.

Pretendeu-se com estes modelos avaliar do impacto que o frontal interior em asna de madeira assume no comportamento do edifício, por isso se considerou um modelo sem a presença do frontal, sendo neste caso a resistência do edifício assegurada unicamente pelas paredes exteriores de alvenaria, e averiguar do potencial aumento da resistência, em trabalhos de recuperação, na substituição do pavimento de madeira por laje de betão armado.

As propriedades dos materiais e as características geométricas consideradas para os elementos estruturais são as seguintes:

Dimensões

planta: 16x12 m

altura: 16 m

espessura das paredes:

- > analisaram-se dois casos: parede com espessura de 0,90 e de 0,35 m

Modelos alternativos analisados:

1 - Edifício ideal só com paredes exteriores de alvenaria

2 - Paredes alvenaria e lajes de betão (às cotas 4, 8, 12, e 16)

espessura laje: 0,30 m

3 - Parede de alvenaria e estrutura interna de madeira

- > vigas na direcção do menor vão às cotas 4, 8, 12 e 16 m

espaçamento vigas: 1,20 m

secção: 0,25 x 0,15 m

- > asna na direcção normal às vigas, entre as cotas 4 e 16 m

secção das peças: 0,15 x 0,15 m

Propriedades

- > Paredes de alvenaria:

Modelo de comportamento: não-linear, modelo de Mohr-Coulomb

Módulo de elasticidade: $E=1$ GPa

Resistência à tracção: $R_t=0,1$ MPa

Coesão: $c=0,25$ MPa

Ângulo de atrito: $\varphi=25^\circ$

- > Betão das lajes:

Modelo de comportamento: elástico

Módulo de elasticidade: $E=20$ GPa

Madeira:

Modelo de comportamento: elástico

Módulo de elasticidade: $E=10$ GPa

A assimetria de massas para estudar a situação de planta não simétrica, de modo a simular um comportamento estrutural assimétrico do edifício, permitindo modos de torção, foi considerada através de uma distribuição assimétrica de massas, consideradas superiores na zona do canto esquerdo frente da edificação.

Modelo numérico

As paredes de alvenaria são representadas por um modelo numérico de blocos. Neste tipo de modelo, admite-se que a rotura do material pode apenas ter lugar nas juntas entre blocos. Nas juntas, o modelo verifica se há ruptura por tracção e, ou, por corte, com base no modelo de Mohr-Coulomb, onde a resistência ao corte é definida pelos parâmetros da coesão e do ângulo de atrito.

A ruptura por tracção é verificada comparando, em cada passo do cálculo, a tensão normal na junta com a resistência à tracção. No caso de haver rotura por tracção num ponto da junta, as tensões (normal e de corte) são anuladas, o que permite a abertura da junta. No caso de a junta voltar a fechar e voltar a ter tensões de compressão, considera-se que ela funciona apenas por atrito (i.e. não recupera a resistência à tracção ou a coesão). O modelo numérico reconsidera os casos em que se processa o refechamento da junta, mantendo no entanto nula a resistência à tracção.

A ruptura ao corte é verificada comparando, em cada passo de cálculo, a tensão de corte na junta com a resistência ao corte definida pelo critério de Mohr-Coulomb, onde os parâmetros da resistência são os referidos da coesão e do atrito. No caso de haver ruptura por corte num ponto da junta, considera-se que a junta perde a resistência à tracção e deixa de ter coesão, passando a resistir apenas por atrito. A tensão de corte é corrigida para a tensão admissível dada pelo critério de Mohr-Coulomb, sem coesão, o que permite a ocorrência de deslizamentos na junta.

No modelo numérico elaborado, as juntas horizontais são espaçadas de um metro. As juntas verticais são alternadas, com espaçamentos até 2 m. Deste modo há 16 juntas horizontais e um grande número de juntas verticais, onde em ambas se permite a ocorrência de comportamentos não lineares e roturas.

A deformabilidade do sistema de blocos é calculada de modo a obter um dado módulo de elasticidade do meio contínuo equivalente que no presente caso se estimou em $E = 1 \text{ GPa}$.

Análise dinâmica

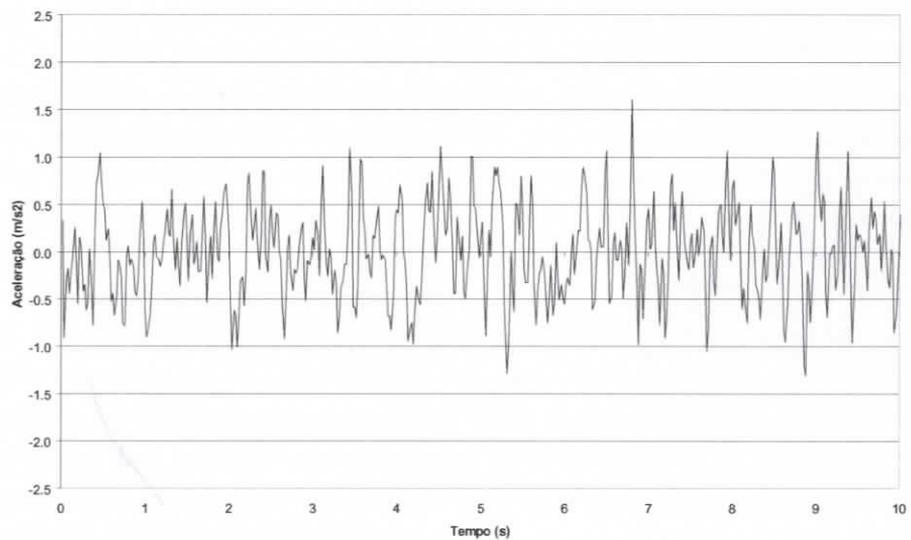
A caracterização do comportamento dinâmico do edifício pode ser efectuado pelo cálculo dos modos de vibração e frequências próprias associadas. Neste caso, o cálculo é realizado para a hipótese de comportamento elástico de todo o sistema, blocos e juntas, onde não se permite por conseguinte ruptura por tracção

ou corte nas juntas, ou seja, não é possível efectuar modelar comportamento não linear, pelo menos de forma directa, o que não é a situação desejada nem ocorrente quando analisamos uma estrutura de alvenaria.

No presente estudo, para a obtenção do mecanismo de colapso do edifício tipo definido, tirando partido das potencialidades do programa e do método dos elementos discretos, a análise da resposta do edifício tipo a um sismo é efectuada em regime de comportamento não linear das juntas entre blocos e processa-se numa análise passo a passo no domínio do tempo da acção sísmica. A acção sísmica é definida por um acelerograma aplicado nos blocos da base do edifício (fundação).

Acção sísmica considerada

No estudo realizado, para a acção sísmica actuante sobre o edifício tipo definido, considerou-se um sismo próximo do definido no RSA. As principais características adoptadas foram uma aceleração de pico de 0,17g e uma duração de actuação de cerca de 10 segundos; conforme se apresenta na figura.



Os registos de acelerações do RSA foram majorados pelo coeficiente de 1,5. Foram aplicadas acelerações ao bloco de base nas 2 direcções horizontais. O registo da figura acima foi aplicado na direcção normal às paredes maiores. Na direcção ortogonal foi aplicado outro registo do mesmo tipo, multiplicado por um factor de 0,3. No cálculo dinâmico foi considerado um amortecimento de 2,5%.

Faseamento do cálculo

Numa primeira fase foi aplicado o peso próprio das paredes e as cargas da cobertura. Na segunda fase foram introduzidas as lajes de betão e, ou, as estruturas de madeira, quando presentes. Na terceira fase, foi realizada a análise dinâmica no domínio do tempo, com aplicação da acção sísmica na base do modelo, como referido.

Recorrendo a uma ferramenta própria determinaram-se os modos de vibração do edifício tipo, considerando unicamente a massa da estrutura, uma vez que as cargas permanentes dos pavimentos foram inseridas no modelo como forças estáticas.

3. Influência do Frontal no Comportamento Global do Edifício

Procurou-se verificar a influência que o frontal pombalino tem na resposta dinâmica do edifício. O procedimento adoptado consistiu na comparação do comportamento dos modelos relativos a edifício com frontal e o edifício ideal sem frontal e sem pavimentos, tal como descrito acima.

Dos resultados obtidos verifica-se que a presença do frontal pombalino interfere na resposta dinâmica do edifício, mas constata-se que essa influência não tem a dimensão que por vezes lhe é atribuída, apesar da sua enorme capacidade de deformação, por conseguinte muito dúctil. Conclui-se do estudo que não é o frontal pombalino o elemento preponderante na disponibilização de resistência sísmica ao edifício; esta é essencialmente assegurada pela espessura da parede exterior de alvenaria (as paredes de fachada); ou seja, um modo de resistência por efeito de peso próprio.

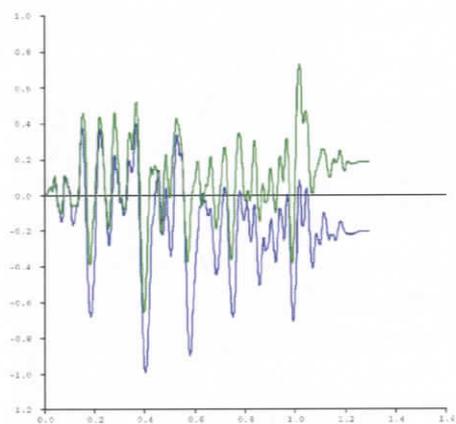


Fig. 17 Cálculos só com paredes. Deslocamentos horizontais no ponto médio do topo das paredes maiores (pontos B e D)
Desloc. max. = 100 mm

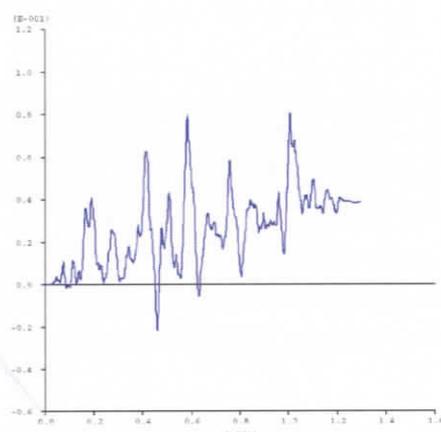


Fig. 18 Cálculos só com paredes. Convergência horizontal no ponto médio do topo das paredes maiores (pontos B e D)
Desloc. max. = 80 mm

A análise dinâmica efectuada com os dois modelos de edifício, com frontal e sem frontal, e para as duas espessuras da parede exterior consideradas, de 0,35 e 0,90 metros, permite obter algumas conclusões clarificadoras sobre o comportamento sísmico do edifício.

O aspecto essencial que ressalta da análise mecânica efectuada é a capacidade de resistência sísmica do edifício tipo, considerado representativo do sistema pombalino da Baixa de Lisboa. Com efeito, o edifício tipo apresenta espessura de paredes de 0,90 m e, para este nível de espessura, resulta da análise que não ocorre colapso do edifício para a acção sísmica regulamentar.

Da análise dos resultados obtidos com o modelo do edifício ideal, constituído só pelas paredes exteriores de alvenaria, sem frontal interior, nem pavimentos, constata-se que o edifício é assim estável para a espessura de paredes de 0,90 m, não ocorrendo o seu colapso. Donde se conclui que o frontal interior não tem um papel tão determinante na estabilidade do edifício, mas, no entanto, interfere e condiciona o seu comportamento dinâmico.

A espessura da parede é assim o elemento determinante na estabilidade e capacidade resistente do sistema pombalino. Existe aqui uma analogia de comportamento estrutural com as traças românica e gótica: o peso próprio que pré-esforça a estrutura. A espessura disponibiliza massa volúmica; fornece deste modo às paredes de alvenaria a força vertical necessária para limitar as tracções ocorrentes e accionar o "verticalizar" da força actuante resultante. Trata-se de um modo de resistência por efeito de peso próprio.

No entanto, verifica-se que a presença do frontal confere maior rigidez ao edifício, porque as frequências de vibração do modelo sem frontal são menores do que as do edifício com frontal, variando em cerca de 30 %. Por outro lado, a presença do frontal, ao unir as paredes exteriores das duas fachadas opostas, provoca a compatibilização de movimento destas paredes para fora do seu plano, travando-as mutuamente, donde, em consequência, resultam menores deslocamentos dos blocos de alvenaria, após se verificarem as rupturas por tracção nas juntas. Com este mecanismo desenvolve-se, ainda que parcialmente, o efeito de caixa necessário ao funcionamento global de uma edificação em alvenaria.

O frontal interior com esta acção de compatibilização e travamento condiciona o aparecimento dos modos locais de vibração nas paredes de alvenaria das fachadas e empenas, impedindo-as de vibrar independentemente do resto da estrutura. Este efeito de travamento das paredes exteriores de alvenaria é o responsável pelo aumento de rigidez da estrutura do edifício e o consequente aumento da frequência de vibração.

No edifício ideal, sem frontal, os primeiros modos ocorrentes são os modos locais das paredes exteriores de alvenaria e são relativos a movimentos para fora do plano das paredes de fachada; vibram como colunas independentes, desligadas da estrutura global do edifício. Estes modos locais são devidos à flexibilidade que estas paredes de fachada apresentam, face à presença de janelas e à menor espessura da parede na zona dos nembros.

No modelo de edifício com frontal interior e pavimentos inseridos, o modo local de vibração nas paredes de fachada já vem limitado, sendo substancialmente menor (para fora do seu plano). Tal pode-se confirmar pela observação dos deslocamentos horizontais máximos ocorrentes no topo destas paredes de fachada, os quais diminuem consideravelmente de valor, passando de 16 para 6,1 cm. No entanto,

no edifício característico definido, a parede de fachada de maior comprimento não está travada por qualquer frontal interior, potenciando a flexão da parede para fora do seu plano (modo local de vibração) e daí o valor ainda um pouco elevado do deslocamento horizontal para fora do plano da fachada.

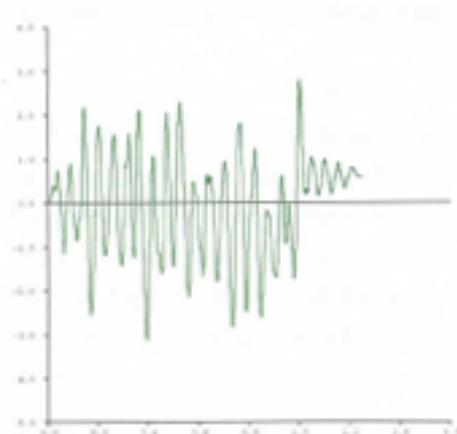


Fig. 19 Cálculos só com paredes e lajes. Deslocamentos horizontais no ponto médio do topo das paredes maiores (pontos B e D)
Desloc. max. = 32 mm

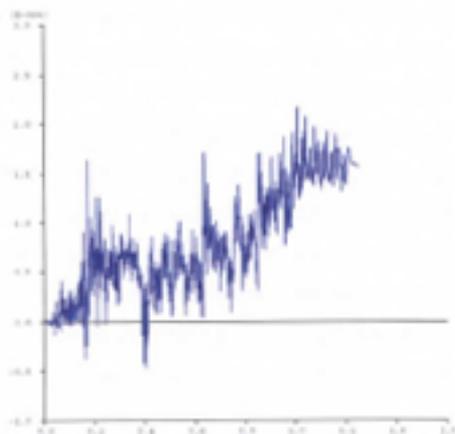


Fig. 20 Cálculos só com paredes e lajes. Convergência horizontal no ponto médio do topo das paredes maiores (pontos B e D)
Desloc. max. = 0,3 mm

A ruptura do edifício ideal (sem frontal interior e sem pavimentos) ocorre somente quando a espessura da parede de alvenaria é de apenas 0,35 m. Com esta espessura nas paredes exteriores de alvenaria, e para o modelo de edifício constituído por frontal interior e pavimentos, a ruptura no entanto já não ocorre. Este dado permite concluir que para este nível de espessura a estabilidade só é conseguida mediante a participação dos pavimentos e do frontal interior.

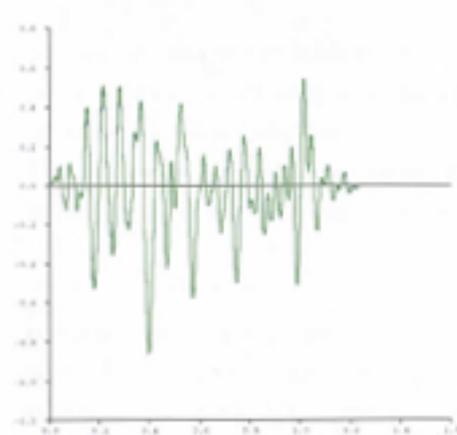


Fig. 21 Estruturas de madeira. Deslocamentos horizontais no ponto médio do topo das paredes maiores (pontos B e D)
Desloc. max. = 82 mm

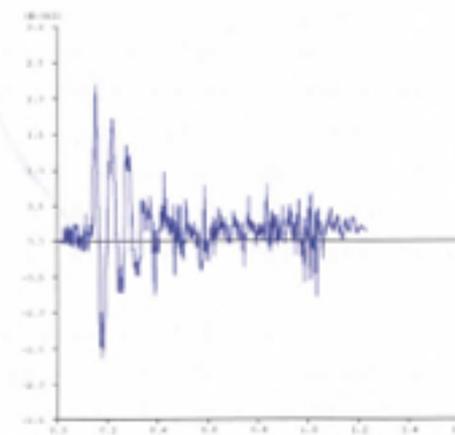


Fig. 22 Estruturas de madeira. Convergência horizontal no ponto médio do topo das paredes maiores (pontos B e D)
Desloc. max. = 2 mm

Nesta situação, importa considerar na análise o tipo de ligações existentes entre o frontal e as paredes, e os apoios mutuamente fornecidos entre si pelos pavimentos e pelas paredes de alvenaria. Mas este dado também permite constatar da relativa independência dos edifícios pombalinos face à presença dos frontais interiores, no que à estabilidade diz respeito; esta é essencialmente assegurada pela espessura considerável das paredes de alvenaria que os edifícios apresentam, na ordem dos 0,90 m, ou seja, um modo de resistência fornecida pelo peso próprio.

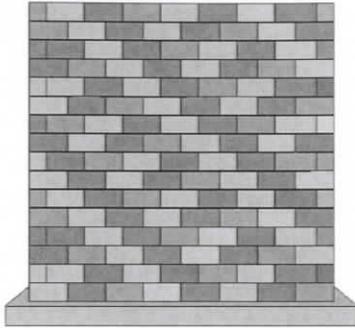


Fig. 23 Vista de frente. Modelo tridimensional

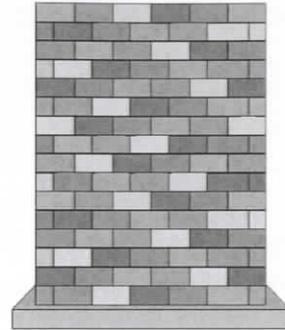


Fig. 24 Vista lateral

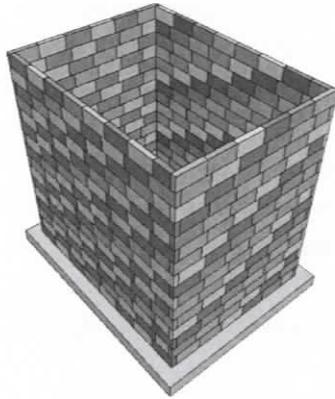


Fig. 25 Perspectiva, modelo de paredes com espessura de 0,35 m

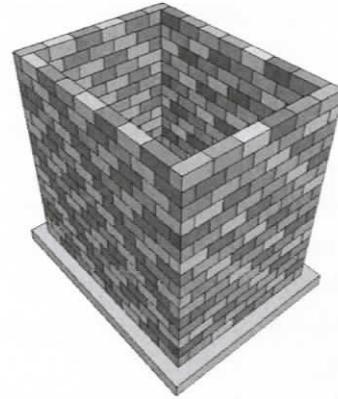


Fig. 26 Perspectiva, modelo de paredes com espessura de 0,90 m

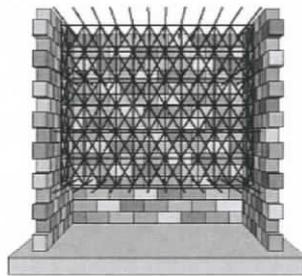


Fig. 27 Modelo de paredes com espessura 0,90 m

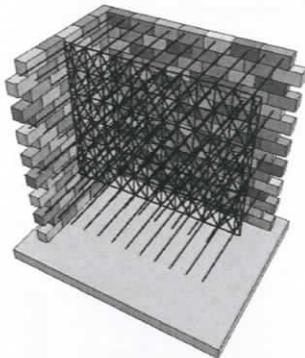


Fig. 28 Perspectiva, modelo de paredes com espessura de 0,90 m

4. Mecanismo de Ruptura Expectável

Para a definição do mecanismo de colapso do edifício tipo definido, tirando partido das potencialidades do programa e do método dos elementos discretos, a análise da resposta sob acção de um sismo foi efectuada em regime de comportamento não linear introduzido pelas juntas entre blocos e processa-se numa análise passo a passo, no domínio do tempo da acção sísmica. Esta é definida por um acelerograma aplicado nos blocos da base do edifício (fundação).

As fontes de não linearidade consideradas de momento foram a fendilhação ocorrente por ruptura das juntas horizontais entre os blocos constituintes da alvenaria. Numa fase posterior do estudo será considerada a não linearidade proveniente da ruptura das ligações dos elementos de madeira com as paredes exteriores de alvenaria.

Do cálculo realizado ressaltam quatro conclusões essenciais caracterizadoras do mecanismo de ruptura expectável para o edifício tipo definido:

- i) as rupturas ocorrentes são por tracção e ocorrem no último piso do edifício;
- ii) o mecanismo de ruptura expectável é o de flexão das paredes de fachada para fora do seu plano;
- iii) não se verifica ruptura por corte basal das paredes exteriores em alvenaria do edifício;
- e iv) a estrutura do edifício tipo suporta a acção sísmica regulamentar.

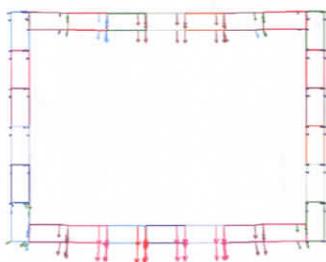


Fig. 29 Desloc. Max. na secção = 107mm.
Corte no topo do edifício - cálculo só com paredes
 $t=4$ segundos

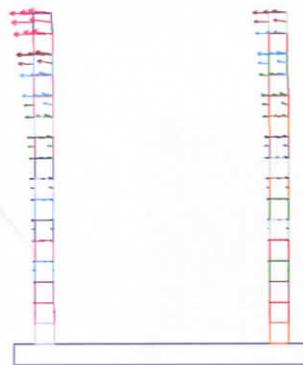


Fig. 30 Desloc. Max. na secção = 99mm.
Corte vertical pelo meio da parede maior - cálculo só com paredes
 $t=4$ segundos

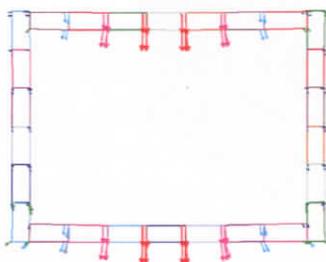


Fig. 31 Desloc. Max. na secção = 83mm.
Corte no topo do edifício - cálculo com paredes e estruturas de madeira
 $t=4$ segundos

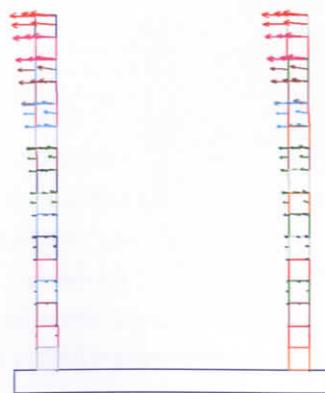


Fig. 32 Desloc. Max. na secção = 83mm.
Corte vertical pelo meio da parede maior - cálculo com paredes e estruturas de madeira
 $t=4$ segundos

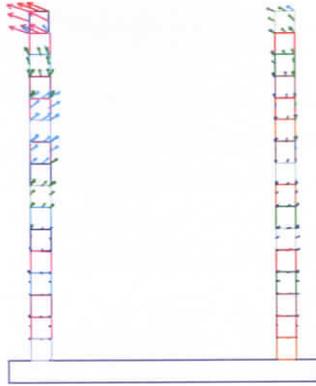


Fig. 33 Desloc. Max. na secção = 129mm.
Corte vertical pelo meio da parede maior - cálculo com paredes_t=8segundos

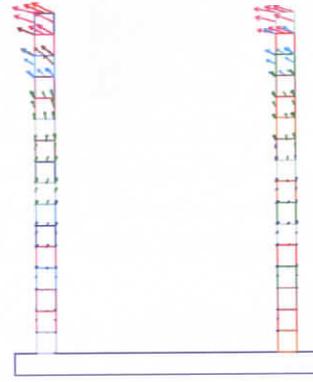


Fig. 34 Desloc. Max. na secção = 122mm.
Corte vertical pelo meio da parede maior - cálculo com paredes e estruturas de madeira_t=8segundos

A análise efectuada permitiu concluir que o mecanismo de colapso ocorrente no edifício tipo definido corresponde ao deslocamento das paredes exteriores para fora do seu plano, com a ruptura das juntas a processar-se somente no último piso. O colapso do edifício a ocorrer será por destacamento e rotação de blocos da fachada no topo das paredes de exteriores (efeito de "rocking"). De qualquer modo, de acordo com os resultados obtidos com o programa comercial UDEC, conforme referido, conclui-se que não sobrevém o colapso da edificação.

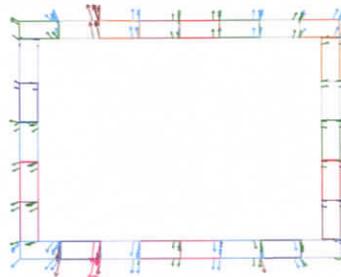


Fig. 35 Cálculo só com paredes - Cota 15m
(Desl. max.=32mm)

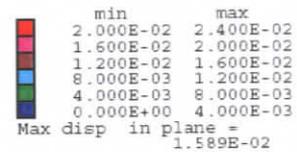
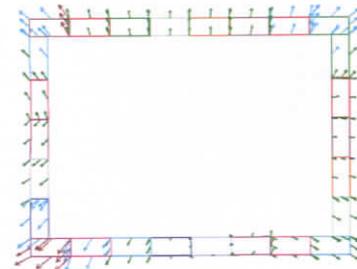


Fig. 36 Cálculo só com paredes - Cota 10m
(Desl. max.=16mm)

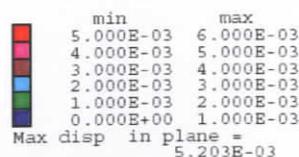
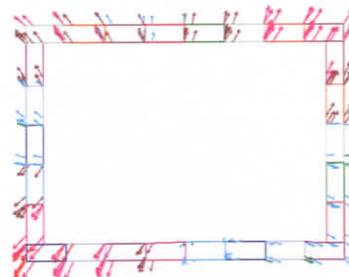


Fig. 37 Cálculo só com paredes - Cota 6m
(Desl. max.=5mm)

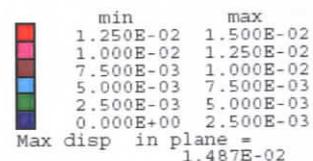
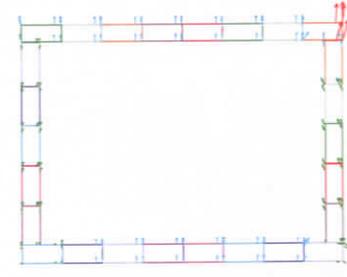


Fig. 38 Cálculo com paredes e lajes - Cota 15m
(Desl. max.=15mm)

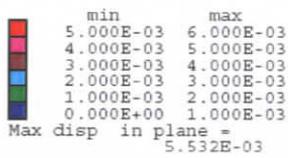
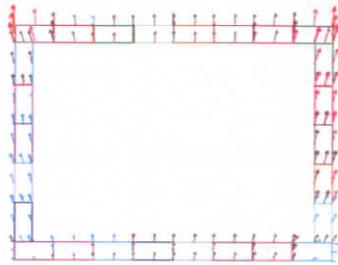


Fig. 39 Cálculo com paredes e lajes - Cota 10m (Desl. max.=6mm)

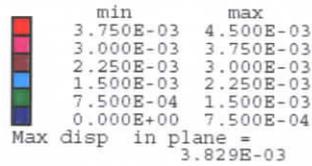
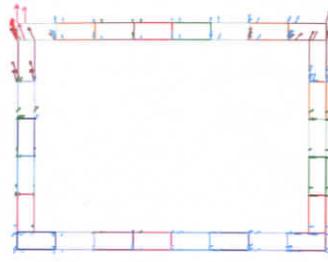


Fig. 40 Cálculo com paredes e lajes - Cota 6m (Desl. max.=4mm)

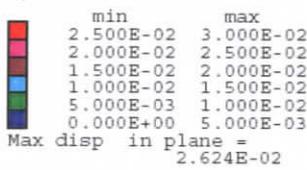
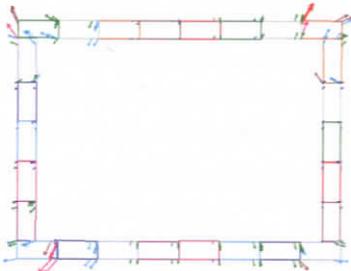


Fig. 41 Cálculo com paredes e estruturas de madeira - Cota 15m (Desl. max.=26mm)

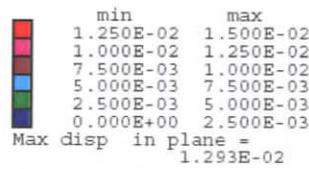
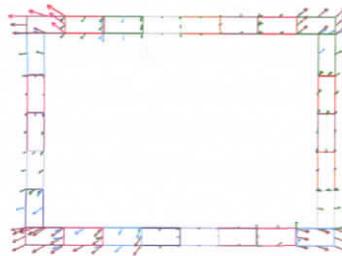


Fig. 42 Cálculo com paredes e estruturas de madeira - Cota 10m (Desl. max.=13mm)

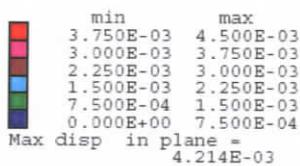
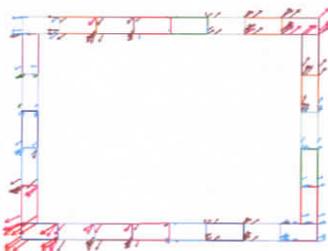


Fig. 43 Cálculo só com paredes e estruturas de madeira - Cota 6m (Desl. max.=4mm)

5. Principais Conclusões Alcançadas

Dos resultados obtidos concluímos que a resistência sísmica do sistema pombalino assenta essencialmente no efeito estabilizante disponibilizado pelo peso próprio das paredes de alvenaria, ou seja, a sua espessura. Recorrer à espessura é uma forma artesanal estrutural de pré-esforçar a parede, limitando o aparecimento de esforços de tracção e impedindo o corte basal da edificação.

Complementando o efeito estabilizante, a espessura da parede de alvenaria exterior, face à sua dimensão relativamente elevada, acima dos 0,80 m, funciona ainda como instrumento fornecedor de capacidade de deformação permanente à parede, pois permite que após a ruptura das juntas, os blocos continuem a deslocar-se, dissipando energia e redistribuindo o trabalho interno de equilíbrio, mas sem que atinjam a fase última de rotação e conseqüente desmoronamento (efeito de "rocking"), não sobrevivendo o colapso. É uma forma de disponibilizar ductilidade à parede, tirando partido das capacidades inelásticas que a espessura potencia.