

# AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO POMBALINO ATRAVÉS DE ANÁLISE DINÂMICA INCREMENTAL



Amândio Fonseca  
Estudante MEC-EG  
FCT NOVA  
Monte da Caparica  
a.fonseca@campus.fct.unl.pt



Corneliu Cismasiu  
Professor Associado  
CERIS e FCT NOVA  
Monte da Caparica  
cornel@fct.unl.pt



Ildi Cismasiu  
Professora Auxiliar  
CERIS e FCT NOVA  
Monte da Caparica  
ildi@fct.unl.pt

## SUMÁRIO

O presente trabalho fornece um exemplo de como a análise dinâmica incremental pode ser usada para avaliar a vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de alvenaria usando o programa comercial de elementos finitos SAP2000. O caso de estudo é um edifício Pombalino na Baixa de Lisboa, escolhido por estar sujeito, de acordo com o novo enquadramento regulamentar, à elaboração de um relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica. A vulnerabilidade sísmica do edifício em estudo é avaliada a nível de curvas de fragilidade, obtidas através de uma análise dinâmica incremental associada a uma abordagem probabilística que permitiu considerar as incertezas associadas à ação sísmica e aos valores dos parâmetros chave do modelo numérico.

**Palavras-chave:** Edifícios Pombalinos, Vulnerabilidade Sísmica, Paredes de Alvenaria, Análise Dinâmica Incremental, Curvas de Fragilidade.

## 1. INTRODUÇÃO

Eventos sísmicos ocorridos em zonas com edifícios antigos [1,2] revelaram que estes apresentaram danos excessivos com maior relevância nos casos em que os edifícios sofreram alterações estruturais. Muitos dos edifícios de alvenaria construídos em Lisboa, em particular a construção Pombalina, evidenciam um estado avançado de degradação provocado, ou pela falta de manutenção ao longo do tempo, ou por terem sofrido intervenções que alteraram as suas características sismo-resistentes originais para

acomodar novas funcionalidades. O caso de estudo escolhido para este trabalho é um edifício Pombalino da Baixa de Lisboa com estas características, sendo por isso sujeito, de acordo com o novo enquadramento regulamentar, à elaboração de um relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica.

A vulnerabilidade sísmica do edifício em estudo é avaliada a nível de curvas de fragilidade, obtidas através da análise dinâmica incremental (ADI) associada a uma abordagem probabilística que permitiu considerar as incertezas associadas à ação sísmica e aos valores dos parâmetros chave do modelo numérico. O modelo 3D de elementos finitos (EF) do edifício foi criado no programa SAP2000 usando o método de pórticos equivalentes, considerando tanto os mecanismos de colapso no plano das paredes quanto os fora do plano nas ligações pavimento-parede. As incertezas associadas às propriedades do material foram consideradas variando seus valores de acordo com uma assumida distribuição estatística, para produzir 120 modelos de EF distintos. Em paralelo, a variabilidade da ação sísmica foi considerada através de um conjunto de 20 acelerogramas compatíveis com o espectro de resposta regulamentar.

## **2. MODELAÇÃO NUMÉRICA**

### **2.1 Caso de Estudo**

O edifício Pombalino estudado neste trabalho, ver Figura 1, foi construído no final do século XVIII e situa-se na Baixa de Lisboa. O edifício sofreu ao longo do tempo um conjunto de alterações em relação a sua construção original, tendo sido alvo de várias intervenções de conservação e para acomodar novas exigências funcionais [3]. O presente estudo foca apenas a vertente estrutural e, uma vez que não foi possível recorrer a técnicas de inspeção in situ, a caracterização dos materiais é feita recorrendo a dados existentes na literatura.

A configuração arquitetónica do edifício é retangular em planta, com cerca de 16,2 m de fachada e 15,3 m de empena. Possui um piso térreo servindo para fins comerciais, um piso de sobreloja misto com espaços de habitação e arrecadação para a loja, quatro pisos usados para habitação e serviços e um sótão.

Este edifício é constituído por três tipos de paredes: paredes em alvenaria de pedra ordinária, paredes frontais (mistas) em alvenaria de pedra ordinária e elementos de madeira, e paredes de tabique em madeira.

Os pavimentos são de madeira, constituídos por soalho assente em vigas de madeira, afastadas entre si com cerca de 0,50 m e com tarugos dispostos perpendicularmente às vigas. O pavimento da sobreloja assenta diretamente sobre os arcos em alvenaria de pedra, paredes exterior e interior. Os restantes pavimentos assentam nas paredes frontais, nas paredes das fachadas e das empenas. No que se refere à cobertura, considera-se ser do tipo simples, sendo a sua estrutura apoiada nas paredes das fachadas, principal e posterior, respetivamente. A solução estrutural inicialmente prevista para este edifício, foi concebida de modo a transferir as cargas verticais dos pavimentos às vigas de madeira e destas às paredes estruturais de modo uniforme e sem grandes concentrações, que por sua vez encaminham as cargas até às fundações. Em alguns casos específicos, como por exemplo

no piso térreo deste edifício, a transferência de cargas até às fundações é efetuada por arcos em alvenaria de pedra de cantaria aparelhada.

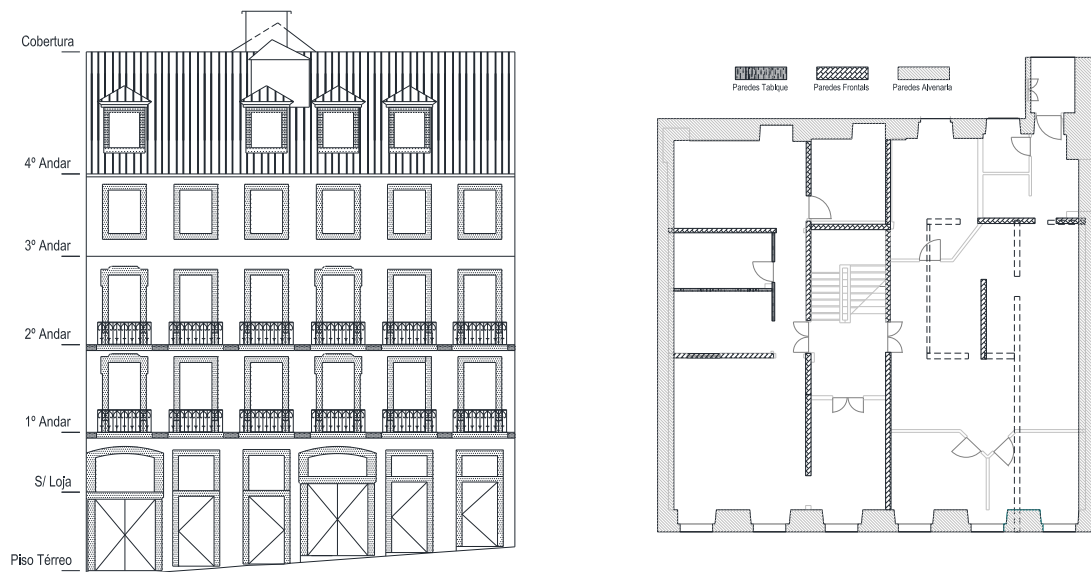
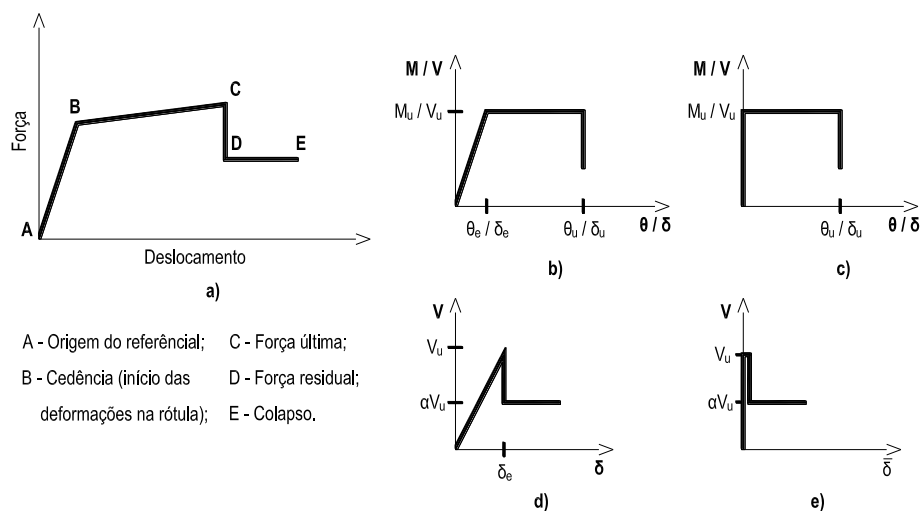


Figura 1. Caso de estudo: a) fachada principal e b) configuração do 1º andar

## 2.2 Modelação dos elementos estruturais

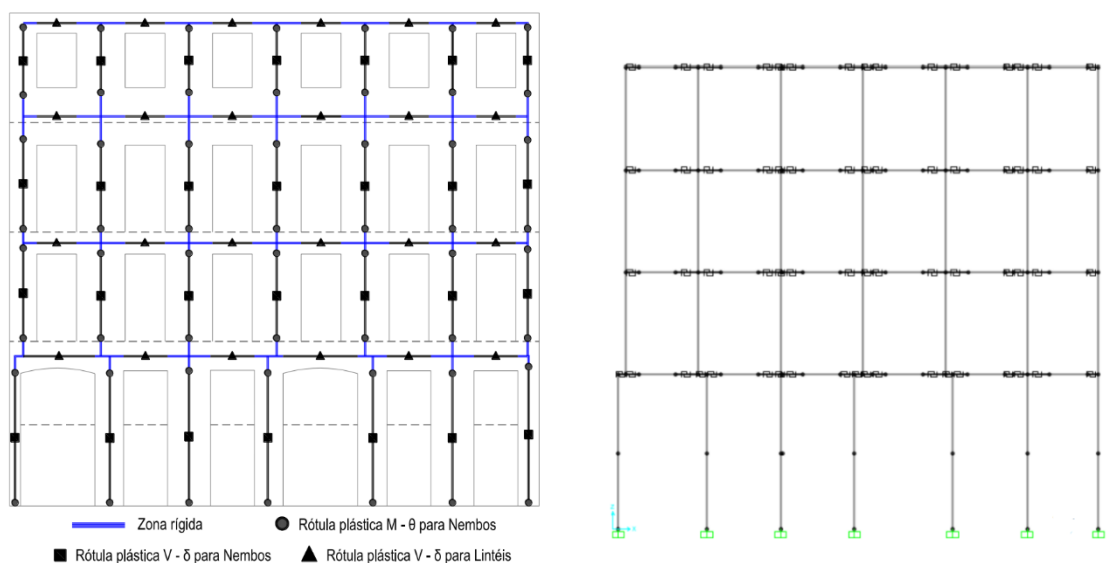
A modelação numérica foi realizada no programa SAP2000 utilizando o método dos pórticos equivalentes, que discretiza uma parede de alvenaria com aberturas num conjunto de macro-elementos – nembos (elementos verticais) e lintéis (elementos horizontais) – ligados a nós rígidos [4] com recurso a rótulas plásticas para representar o comportamento não linear que resulta das características geométricas da estrutura e/ou das propriedades mecânicas dos materiais.

Para modelar os mecanismos de colapso das paredes de alvenaria foram definidas rótulas plásticas de momento-rotação ( $M-\theta$ ) e força-deslocamento ( $V-\delta$ ) que limitam a força de cedência, a força última e a força residual. A força residual permite o aumento da deformação até se atingir o colapso da estrutura. A curva padrão que define o comportamento não linear no SAP2000 é ilustrada na Figura 2.a). No comportamento das rótulas plásticas traduzidas pelas curvas apresentadas na Figura 2 foram considerados os modos de rotura no plano da parede da alvenaria, flexão composta e deslizamento por corte, admitindo para as deformações últimas elásticas dos nembos,  $\theta_u$  igual a 0.8% da altura efetiva para a flexão e  $\delta_u$  igual a 0.4% da altura efetiva para o corte [5, 6].



**Figura 2. Rótulas plásticas: a) curva padrão SAP2000; b) e c) comportamento assumido para os nembros; d) e e) comportamento assumido para os lintéis**

No que diz respeito ao posicionamento das rótulas plásticas nos nembros e lintéis, apresenta-se na Figura 3 o pórtico equivalente da fachada principal, com a definição das zonas rígidas e deformáveis, e o posicionamento das rótulas plásticas. Nos nembros foram introduzidas quatro rótulas plásticas de momento-rotação no final das partes deformáveis e uma rótula de força-deslocamento a meia altura.



**Figura 3. Pórtico equivalente fachada principal no ambiente SAP2000: posicionamento das rótulas plásticas a) nembros e b) lintéis**

Nos lintéis foram inseridas apenas uma rótula de força-deslocamento a meio vão. É de referir que as zonas rígidas do pórtico equivalente (Figura 3) foram definidas através de elementos de ligação do tipo “rigid-link” e através de “offsets”, tanto para os lintéis como para os nembros.

### 2.2.1 Paredes frontais

A modelação das paredes frontais foi realizada segundo a metodologia apresentada em [6]. Os elementos de madeira foram modelados com elementos do tipo “frame” e a alvenaria de preenchimento considerada como massa adicional. Como título de exemplo, a Figura 4 apresenta o modelo de uma parede frontal.

### 2.2.2 Pavimentos

Os pavimentos são constituídos por vigas de madeira, tábuas de soalho e tarugos, estes últimos dispostos perpendicularmente às vigas e funcionando, no seu conjunto, como um sistema de travamento para as vigas. No modelo numérico foram modeladas apenas as vigas e os tarugos utilizando elementos do tipo “frame”, não considerando o pequeno aumento da rigidez do pavimento conferido pelas tábuas de soalho. As vigas apresentam uma secção retangular de  $8 \times 16 \text{ cm}^2$  e estão espaçadas entre si de 0,50 m. Os tarugos têm uma de secção  $8 \times 8 \text{ cm}^2$ , com espaçamento de 2,0 m. De forma a evitar modos locais de vibração, a massa dos elementos constituintes do pavimento foi aplicada diretamente nos elementos estruturais verticais, paredes frontais e paredes exteriores, respetivamente.

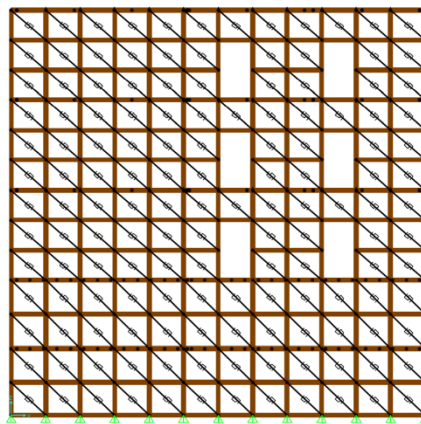
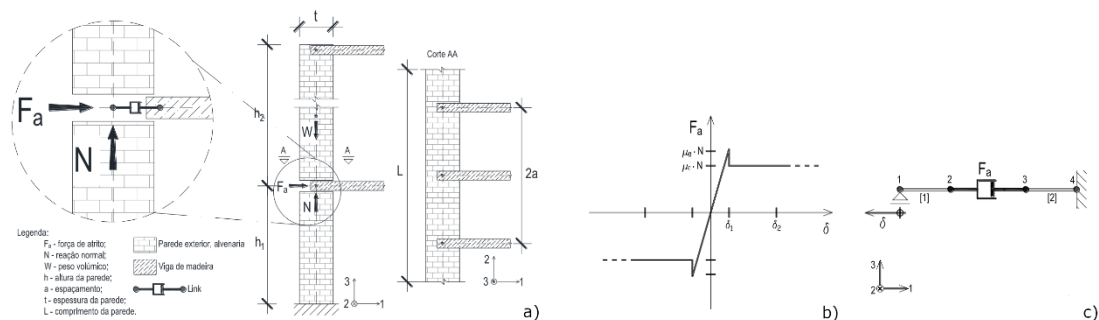


Figura 4. Exemplo de uma parede frontal definida no SAP2000

Para modelar as ligações das vigas de madeira às paredes de alvenaria exterior, foram utilizados elementos de ligação do tipo “link”, cuja lei constitutiva foi definida de modo que o mecanismo para fora do plano da parede funcionasse por atrito. A força de atrito entre alvenaria e madeira ( $F_a \leq \mu N$ ) foi calculada utilizando os coeficientes de atrito estático e cinemático, i.e.,  $\mu_e = 0,6$  e  $\mu_c = 0,5$  [8,9]. Apresenta-se na Figura 5 um pormenor desta ligação, o comportamento definido para o “link” e o respetivo modelo estrutural constituído por dois elementos do tipo “frame” interligados por um “link” definido entre dois nós (2 e 3).



**Figura 5. Ligação dos elementos de fachada: a) esquema de cálculo, b) lei constitutiva e c) modelo estrutural**

### 2.3 Atribuição das massas

A atribuição das massas dos elementos não estruturais na modelação numérica, foi efetuada assumindo como hipótese que as cargas se distribuem para as paredes estruturais, nomeadamente as paredes exteriores e frontais, de acordo com a respetiva área de influência.

### 2.4 Características mecânicas dos materiais

Aquando da elaboração do projeto de remodelação dos andares 4<sup>o</sup> e 5<sup>o</sup> e da cobertura do edifício, foi possível recolher informações sobre a geometria, as disposições construtivas e os materiais utilizados na construção original. No entanto, as propriedades mecânicas dos materiais ficaram desconhecidas, uma vez que não foram recolhidas amostras nem realizados ensaios para a sua caracterização. No modelo numérico, para as propriedades mecânicas em falta foram utilizados valores calibrados com ensaios experimentais publicados em literatura especializada [7,10,11]. Estes valores são apresentados no Quadro 1 (valores considerados determinísticos) e Quadro 2 (valores considerados com tendo uma distribuição probabilística).

**Quadro 1. Propriedades mecânicas dos materiais**

| Parâmetro                                   | Unidades | Valor |
|---|----------|-------|
| Coesão alvenaria                            | kPa      | 88    |
| Módulo de distorção alvenaria               | MPa      | 4     |
| Coefficiente de Poisson alvenaria e madeira | -        | 0,2   |
| Resistência à compressão madeira            | MPa      | 18    |

## 2.5 Modelo 3D

O modelo numérico do edifício é constituído, essencialmente, por dois tipos de elementos finitos: “frames” (4802) e “links” (1390). Na Figura 6, apresenta-se uma vista 3D do edifício (exterior e interior), uma parede frontal e o pavimento de madeira do 1º andar.

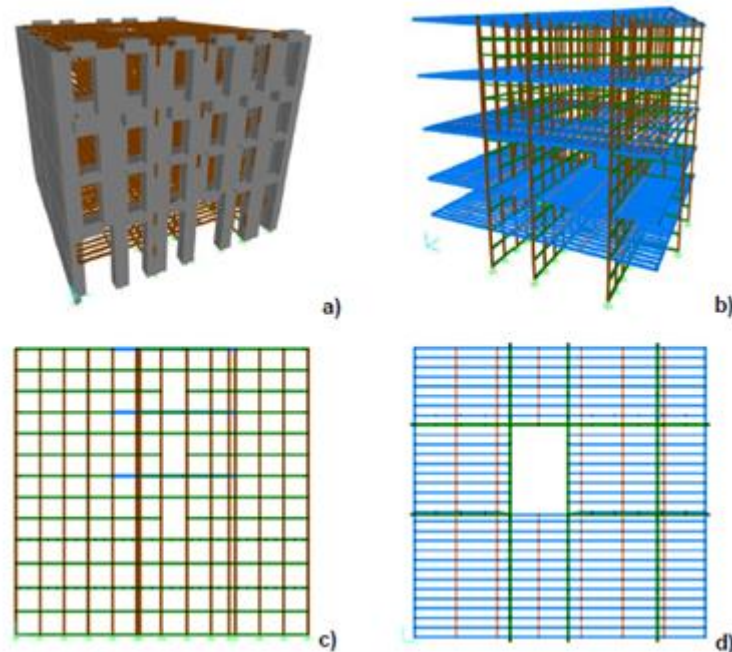


Figura 6. Modelação numérica: a) vista exterior; b) vista interior; c) parede frontal; d) pavimento de madeira 1º andar

A validação do modelo 3D foi feita com base numa análise modal, tendo comparados as estimativas numéricas para as frequências dos dois primeiros modos de vibração (3,38 e 3,98 Hz – translações em direção transversal e longitudinal, respetivamente) com os resultados experimentais estatísticos para estruturas semelhantes, publicados em [12].

## 3. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA

A vulnerabilidade sísmica do edifício em estudo foi avaliada a nível de curvas de fragilidade, obtidas através da análise dinâmica incremental e de uma abordagem probabilística que permitiu considerar as incertezas associadas à ação sísmica e aos valores dos parâmetros chave do modelo numérico.

### 3.1 Definição da ação sísmica

A aleatoriedade da ação sísmica foi levada em consideração, selecionando dez acelerogramas reais e distintos da base de dados da Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) [13], que foram escalados para respeitar o espectro de resposta regulamentar do tipo 1 e 2, zona sísmica 1.3 e 2.3, tipo de terreno C, classe de importância II e amortecimento de 5%, definido no EC8 [14], para uma aceleração máxima de 1g. Esta ação sísmica foi de seguida utilizada na realização de análises dinâmicas incrementais (IDA) no programa de cálculo automático SAP2000. A Figura 7 mostra o espectro de resposta



elástico dos dez acelerogramas, já escalados para respeitar o espectro de resposta regulamentar.

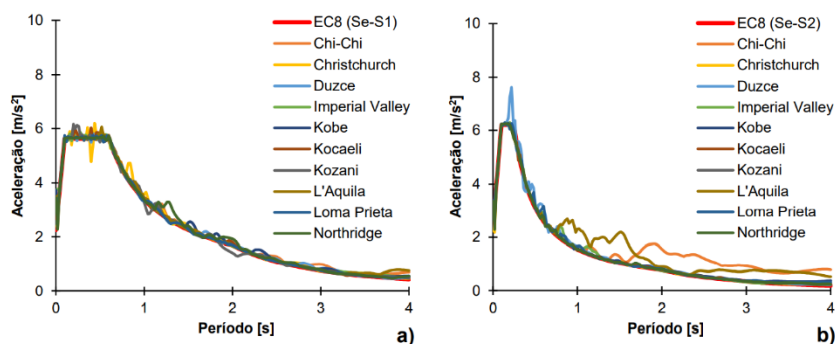


Figura 7. Espectro de resposta elástico dos acelerogramas considerados: a) tipo 1; b) tipo 2

### 3.2 Variabilidade probabilística de parâmetros chave

A incerteza das propriedades dos materiais e da modelação numérica foi tida em consideração com base em parâmetros chave cujos valores são assumidos como tendo uma distribuição probabilística [15] de acordo com o estipulado no JCSS Probabilistic Model Code [16]. Os parâmetros escolhidos, assim como a sua caracterização probabilística, são apresentados no Quadro 2.

Foram consideradas 120 amostras aleatórias para cada parâmetro, o que originam resultados consistentes em termos estatísticos, sendo que o erro relativo do desvio padrão face ao aumento de número de amostras fica inferior a 10%.

Quadro 2. Distribuição probabilística dos parâmetros considerados

| Parâmetro   | Distribuição | Unidades          | Média | Desvio padrão |
|---|--------------|-------------------|-------|---------------|
| Peso volúmico madeira                             | Normal       | kN/m <sup>3</sup> | 5,69  | 0,7           |
| Módulo de elasticidade madeira                    | Lognormal    | GPa               | 8,5   | 1,04          |
| Peso volúmico alvenaria                           | Normal       | kN/m <sup>3</sup> | 22    | 1,1           |
| Módulo de elasticidade alvenaria                  | Lognormal    | GPa               | 2     | 0,75          |
| Resistência à compressão da alvenaria             | Lognormal    | MPa               | 2,5   | 0,85          |
| Coefficiente de atrito estático madeira-alvenaria | Lognormal    | -                 | 0,6   | 0,11          |
| Coefficiente de atrito cinético madeira-alvenaria | Lognormal    | -                 | 0,5   | 0,1           |

Subsequentemente, foram desenvolvidos 120 modelos numéricos do edifício de acordo com a variação dos parâmetros gerados. Estes modelos foram associados aleatoriamente aos vinte acelerogramas considerados (ver Figura 7), para a realização das análises dinâmicas incrementais de forma a construir as curvas de fragilidade e avaliar a vulnerabilidade



sísmica do edifício em estudo. Para se avaliar o desempenho sísmico de forma apropriada foi adotada a metodologia proposta por Vamvatsikos e Cornell [17], que consiste na avaliação dos danos causados à estrutura, aplicando regras preconizadas nas normas de dimensionamento sísmico para identificar os diferentes estados limites de dano.

### 3.3 Procedimento e aplicação da Análise Dinâmica Incremental (ADI)

Para construir as curvas de fragilidade do edifício, as análises dinâmicas não lineares dos pares (associados aleatoriamente) "modelo EF do edifício" e "acelerograma" foram conduzidas incrementando a aceleração do solo a partir do 0,2g (valor da resposta elástica), até 1g (valor que garante o colapso do modelo numérico do edifício em mais de 50% dos casos) [15]. A incrementação da aceleração foi feita em 5 passos, sendo o passo de incremento de 0,2g. Assim sendo, ao todo foram efetuadas 600 análises dinâmicas não lineares. Em paralelo a estas análises, foi necessário definir os estados limite de dano.

#### 3.3.1 Estados de dano

A avaliação do dano estrutural foi analisada com base em dois cenários possíveis: um baseado no tradicional deslocamento relativo entre os pisos - que estima os danos no plano das paredes, e outro, que analisa o comportamento das ligações dos pisos às paredes exteriores com base no deslocamento relativo destes elementos estruturais – e que estima os danos fora do plano. Para cada um desses cenários foram definidos quatro estados limites de danos, conforme descrito no Quadro 3. A definição dos limites para os estados de dano foi efetuada de acordo com o disposto em [18] para o deslocamento relativo entre os pisos. No caso das ligações dos pisos às paredes exteriores, foram seguidas as recomendações descritas em [19], considerando o comprimento de entrega do piso (vigamento de madeira) às paredes exteriores de pelo menos 20 cm, o que corresponde a um quarto da espessura da parede exterior.

**Quadro 3. Definição dos estados limite de dano**

| Estado de dano | Deslocamento relativo entre os pisos                           |             | Deslocamento relativo entre as paredes exteriores e os pisos |             |
|----------------|--|-------------|--|-------------|
|                | Descrição  | Limites (%) | Descrição  | Limites (m) |
| DS1            | Sem danos  | 0,1         | Sem danos  | 0,02        |
| DS2            | Danos estruturais mínimos e/ou danos não estruturais moderados | 0,3         | Danos moderados  | 0,03        |
| DS3            | Danos estruturais severos e/ou danos não estruturais extensos  | 0,5         | Danos severos  | 0,06        |
| DS4            | Colapso  | > 0,5       | Danos extensos ou colapso                                    | > 0,15      |

### 3.4 Curvas de fragilidade

As curvas de fragilidade, que relacionam a intensidade sísmica e a probabilidade de a estrutura em estudo igualar ou exceder um determinado nível de dano, foram obtidas com

recurso a função de distribuição lognormal cumulativa  $\Phi$  definida em [15] pela expressão (1), onde  $DS_i$  representa o estado de dano  $i$ ,  $d$  é o deslocamento obtido da análise dinâmica, e  $\beta_{DS_i}$  o desvio padrão do logaritmo natural da variável  $DS_i$ .

$$P[DS_i/d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{DS_i}} \ln \left( \frac{d}{DS_i} \right) \right] \quad (1)$$

As curvas de fragilidade apresentadas a seguir resultaram do processamento do conjunto de 600 análises dinâmicas incrementais realizadas no programa de cálculo automático SAP2000. Os resultados das análises ADI são expressos em função da aceleração de pico à superfície do terreno, e representam o comportamento global do edifício em estudo. As curvas de fragilidade do edifício ilustradas na Figura 8, foram concebidas combinando a informação relacionada com o estado de dano ao nível dos deslocamentos entre pisos e o estado de dano das ligações dos pisos às paredes de alvenaria exterior, para as direções longitudinal e transversal em simultâneo.

Para o estado de dano global da estrutura, contabilizou-se o estado de dano mais gravoso, fosse ele para o deslocamento entre os pisos ou para as ligações dos pisos às paredes de alvenaria exterior.

Para se avaliar a provável ocorrência de danos no edifício num cenário sísmico regulamentar (EC8), considerou-se uma aceleração de projeto de 0,24g (valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno de tipo A vezes o coeficiente do solo), referente à zona sísmica de implementação do edifício. Salienta-se que o nível de aceleração considerado é representativo tanto para a ação sísmica tipo 1 como para a ação sísmica tipo 2. Analisando a linha encarnada tracejada na Figura 8, conclui-se que para este nível de aceleração, o edifício vai ficar danificado (a probabilidade de sofrer danos é de 98%), com uma probabilidade significativa (29%) de ocorrências de danos severos. Face às análises e considerações efetuadas o edifício evidencia uma probabilidade de sofrer danos extensos ou de colapsar na ordem de 4%.

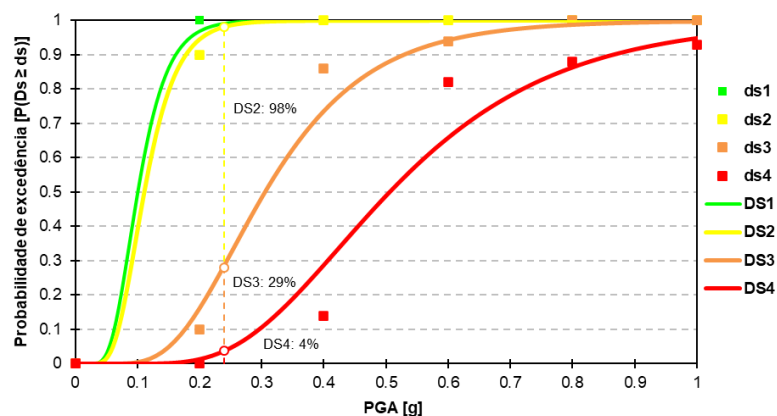


Figura 8. Curvas de fragilidade do edifício

Uma análise mais refinada dos resultados das análises não lineares, que considera também o cenário de dano, permite identificar o mecanismo responsável pela probabilidade de

ocorrência dos danos estruturais, o que é muito útil para o estudo das eventuais soluções de reforço do edifício. Apresenta-se no Quadro 4 a identificação e classificação do dano estrutural para os dois cenários considerados.

**Quadro 4. Identificação e classificação do dano estrutural**

| PGA (g)     | Deslocamento relativo entre os pisos |           |           |          | Deslocamento relativo entre as paredes exteriores e os pisos |          |          |          |
|-------------|--------------------------------------|-----------|-----------|----------|--|----------|----------|----------|
|             | DS1 (%)                              | DS2 (%)   | DS3 (%)   | DS4 (%)  | DS1 (%)  | DS2 (%)  | DS3 (%)  | DS4 (%)  |
| 0,2         | 100                                  | 90        | 10        | 0        | 99   | 1        | 1        | 0        |
| <b>0,24</b> | <b>100</b>                           | <b>98</b> | <b>29</b> | <b>4</b> | <b>100</b>   | <b>1</b> | <b>1</b> | <b>0</b> |
| 0,4         | 100                                  | 100       | 86        | 14       | 100  | 27       | 1        | 0        |
| 0,6         | 100                                  | 100       | 94        | 82       | 100  | 84       | 3        | 0        |
| 0,8         | 100                                  | 100       | 100       | 88       | 100  | 93       | 20       | 0        |
| 1,0         | 100                                  | 100       | 100       | 93       | 100  | 96       | 75       | 0        |

Por exemplo, analisando os gráficos da Figura 8 e os resultados apresentados no Quadro 4, é possível salientar que para a aceleração de projeto, há ocorrência de danos extensos ou colapso em 4% dos casos (ver Figura 8) é provocada, exclusivamente, pelo excessivo deslocamento relativo entre os pisos (no Quadro 4 o estado de dano DS4 é zero para as ligações). Consequentemente, uma eventual solução de reforço deste edifício deverá priorizar a redução do excessivo deslocamento relativo entre os pisos. Para o nível de aceleração considerado, a ligação entre as paredes de fachada e os pisos é considerada satisfatória, sendo provável a ocorrência de apenas danos moderados, que não comprometerão a estabilidade global da estrutura.

#### **4. CONCLUSÕES**

O objetivo principal do presente estudo centrou-se na avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício Pombalino localizado na Baixa de Lisboa. Para alcançar este objetivo foi utilizado o programa de cálculo SAP2000 para efetuar uma modelação numérica 3D do edifício recorrendo ao método dos pórticos equivalentes, e para a realização de análises dinâmicas incrementais não lineares. As incertezas na definição das propriedades dos materiais e a variabilidade da ação sísmica, foram consideradas através de uma abordagem probabilística que resultou num conjunto de 120 modelos numéricos não lineares. A subsequente definição dos estados limite de dano teve em conta tanto o deslocamento relativo entre os pisos para a definição de danos no plano das paredes, como a ligação das paredes de fachada aos pisos para a definição de danos fora de plano. Em seguida a ADI, que consistiu em 600 análises não lineares realizadas em pares aleatórios de "modelo EF" - "acelerograma", permitiu a construção das curvas de fragilidade que evidenciam que, para

uma aceleração de projeto de 0,24g, existe uma probabilidade baixa de ocorrência de colapso (4%) e uma probabilidade substancial (29%) de ocorrência de danos severos.

A análise global aos resultados obtidos, permite concluir que o edifício estudado apresenta uma moderada vulnerabilidade aos sismos com acelerações próximas da aceleração de projeto, sendo aconselhável uma intervenção<sup>1</sup> que analisa diversas soluções de reforço estrutural, de forma a satisfazer as exigências normativas em termos de deslocamentos relativos entre os pisos.

Apesar de demorado, este tipo de análise é relativamente simples e comprovado que fornece uma valiosa ferramenta na avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios, permitindo ao analista identificar os danos esperados em diferentes componentes estruturais em função da aceleração de projeto.

## AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho agradecem ao Professor Válter Lúcio e a Empresa VERSOR Lda. a disponibilização do relatório da inspeção à estrutura do edifício, elaborado em outubro de 2005.

## REFERÊNCIAS

- [1] Saretta, Y.; Sbrogiò, L.; Valluzzi, M. R. – “Seismic response of masonry buildings in historical centres struck by the 2016 Central Italy earthquake. Calibration of a vulnerability model for strengthened conditions”, em *Construction and Building Materials*, vol. 299, 2021.
- [2] Bilgin, H.; Shkodrani, N.; Hysenliu, M.; Ozmen, H. B.; Isik, E.; Harirchian, E. – “Damage and performance evaluation of masonry buildings constructed in 1970s during the 2019 Albania earthquakes”, em *Engineering Failure Analysis*, vol. 131, 2022.
- [3] VERSOR Lda. – *Edifício de habitação, comércio e serviços na rua da Misericórdia nº 63 a 73 em Lisboa. Relatório da inspeção à estrutura do edifício*. Outubro de 2005, 14 p.
- [4] Magenes, G.; Bolognini, D.; Braggio, C. – *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, 2000.
- [5] Pasticier, L.; Amadio, C.; Fragiaco, M. – “Non-linear Seismic Analysis and Vulnerability Evaluation of a Masonry Building by Means of The SAP2000 V.10 Code”, em *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 37, 2008, p. 467-485.
- [6] Simões, A.; e Bento, R. – *Avaliação Sísmica e Reforço de Edifícios Antigos de Alvenaria*, FunDEC-IST, 2013.
- [7] Meireles, H. – *Seismic Vulnerability of Pombalino Buildings*, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 2012.
- [8] The Engineering ToolBox. – *Friction and Friction Coefficients*. Disponível em: [https://www.engineeringtoolbox.com/friction-coefficients-d\\_778.html](https://www.engineeringtoolbox.com/friction-coefficients-d_778.html), acesso em 22 de maio de 2020.

---

<sup>1</sup> Salienta-se que o caso de estudo é um exemplo académico baseado num relatório de inspeção de 2005. Entretanto, o edifício já foi objeto a uma intervenção de reforço.

- [9] Doudoumis, I. N. – “Analytical Modelling of Traditional Composite Timber-Masonry Walls”, em *Advanced Materials Research*, vol. 133-134, 2010, p. 441-446.
- [10] Santos, P. – *Ensaio de Paredes Pombalinas*, Nota Técnica N°15/97, NCE/DE, LNEC Lisboa, 1997.
- [11] Fonseca, A. T. F. – *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício Pombalino através de análise dinâmica incremental*, Dissertação de Mestrado, NOVA FCT, 2021.
- [12] Oliveira, C. S. – “Actualização das Bases-de-dados Sobre Frequências Próprias de Estruturas de Edifícios, Pontes, Viadutos e Passagens de Peões a Partir de Medições Expeditas In-situ”, em *6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, 2004.
- [13] PEER – *Pacific Earthquake Engineering Research Center Ground Motion Database*, University of California, Berkeley. Disponível em: <https://ngawest2.berkeley.edu>, acesso em 15 de julho de 2020.
- [14] NP EN 1998-1:2010 – *Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [15] Cismasiu, C.; Santos, F.; Perdigão, R.; Bernardo, V.; Candeias, P.; Carvalho, A.; Guerreiro, L. – “Seismic Vulnerability Assessment of a RC Pedestrian Crossing”, em *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 24, 2018, p. 727-744.
- [16] JCSS – *Probabilistic Model Joint: Committee on Structural Safety*. Disponível em: <https://www.jcss-lc.org/jcss-probabilistic-model-code>, 2001.
- [17] Vamvatsikos, D.; Cornell, C. A. – “Incremental Dynamic Analysis” em *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 31, 2002, p. 491-514.
- [18] Calvi, G. M. – “A Displacement - Based Approach for Vulnerability Evaluation of Classes of Buildings”, em *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 3, 1999, p. 411- 438.
- [19] Vargas, Y. F.; Barbat, A. H.; Pujades, L. G.; Hurtado, J. E. – “Probabilistic Seismic Risk Evaluation of Reinforced Concrete Buildings” em *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, vol. 167, 2014, p. 327–336.