

# Análise sísmica de edifícios Pombalinos afetados por assentamentos do terreno

Seismic assessment of Pombalino buildings affected by ground settlements

Rita Couto  
Rita Bento  
Rui Carrilho Gomes

## Resumo

A construção de estruturas subterrâneas no centro histórico da cidade de Lisboa afetou o regime hidrogeológico da zona, gerando assentamentos do terreno à superfície. Estes assentamentos induziram danos nas edificações existentes, maioritariamente edifícios Pombalinos. Este estudo procura avaliar a capacidade e desempenho sísmico deste tipo de edifício quando afetados por movimentos do terreno de fundação, tendo em conta o comportamento das paredes de alvenaria no seu plano. A partir da monitorização de movimentos do solo na Baixa de Lisboa ao longo de sete anos, obtiveram-se dois perfis e duas taxas de assentamentos. Estes perfis de assentamento foram impostos ao edifício em estudo, modelado numericamente através do *software* Tremuri, de forma a identificar o seu impacto na capacidade resistente sísmica da estrutura e no seu comportamento sísmico. Através da elaboração de análises estáticas não lineares, observou-se que os danos provocados por assentamentos reduzem o desempenho sísmico destes edifícios. O nível de dano na estrutura foi avaliado a um nível local, através do deslocamento relativo normalizado (*drift*), e a um nível global, através da curva de capacidade resistente.

## Abstract

The construction of underground structures on Lisbon's city center affected the hydrogeologic flow, generating ground settlements. These settlements induced damages in the surrounding buildings, mainly Pombalino buildings. The goal of this paper is to assess the seismic capacity and performance of this typology of buildings when subjected to settlements. Based on the settlement measures of Lisbon's downtown over seven years, two settlements' profiles and two settlements' rate were identified. These settlements' profiles were applied to a building, numerically modelled through Tremuri software, in order to identify their impact on the structure's seismic capacity and behaviour. The performance of non-linear static analyses has shown that the damaged induced by settlements can reduce the global seismic performance of the building significantly. The structure's level of damage was investigated at a local level, through the parameter *drift*, and at global level, through the *pushover* curve.

**Palavras-chave:** Edifícios Pombalinos / Assentamentos / Drift / Análises estáticas não lineares / Análise sísmica

**Keywords:** Pombalino buildings / Settlements / Drift / Nonlinear static analyses / Seismic performance

## Rita Couto

Bolseira de Investigação  
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa  
Lisboa, Portugal  
rita.g.couto@tecnico.ulisboa.pt

## Rita Bento

Professora Associada com Agregação  
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa  
Lisboa, Portugal  
rita.bento@tecnico.ulisboa.pt

## Rui Carrilho Gomes

Professor Auxiliar  
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa  
Lisboa, Portugal  
rui.carrilho.gomes@tecnico.ulisboa.pt

## Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

## Legal notice

*The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.*

COUTO, R. [et al.] – Análise sísmica de edifícios Pombalinos afetados por assentamentos do terreno. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 14. ISSN 2183-8488. (novembro 2020) 85-96.

## 1 Introdução

Globalmente, as avaliações pós-sismos demonstraram que edifícios antigos apresentam danos superiores ao esperado [1,2]. É necessário compreender de que forma os danos prévios que um edifício apresente interferem na sua capacidade e desempenho sísmico, e de que modo estes devem ser considerados na verificação da sua segurança.

O caso de estudo apresentado situa-se no centro histórico de Lisboa, região de sismicidade moderada, onde foi registado um sismo de grande magnitude em 1755 que obrigou à reconstrução do edificado. A grande inovação nesta reconstrução foi a introdução de um sistema de reforço sísmico, designado como gaiola pombalina, sistema característico de edifícios Pombalinos. Estes edifícios, que foram construídos após o sismo de 1755, constituem a maioria dos edifícios encontrados no centro de Lisboa [3].

Nas últimas décadas a baixa da cidade foi alvo de intensa construção de infraestruturas, como caves, parques de estacionamento subterrâneos e túneis para a rede de metro, que contribuem para o movimento do solo e que geram danos nos edifícios, quer por rebaixamento do nível freático, quer por perda de confinamento do terreno gerado por escavação.

Nesta análise é considerado um edifício Pombalino cuja configuração estrutural não sofreu modificações ao longo do tempo [4], com edifícios adjacentes e sujeito a diferentes configurações de assentamento. A modelação do edifício é realizada através do *software* 3Muri [5] e a avaliação do seu comportamento não linear a partir da versão científica Tremuri [6]. Este estudo permite comparar a capacidade resistente sísmica e o nível de danos entre a situação inicial do edifício sem assentamento e sujeito a quatro configurações distintas de assentamento, provenientes de uma análise realizada a medições reais do movimento do solo da Baixa Pombalina. O estudo desenvolvido apenas considera o comportamento das paredes no seu plano.

Os resultados demonstram que a consideração de danos prévios nos edifícios sujeitos a sismos é bastante importante uma vez que têm um impacto significativo no comportamento sísmico dos mesmos.

## 2 Caracterização do movimento vertical do terreno da Baixa Pombalina

No intervalo de 7 anos (entre 2004 e 2010), o movimento vertical do solo na Baixa Pombalina foi monitorizado através da instalação de piezómetros, marcas de superfície e régua de nivelamento [7]. A partir deste estudo foi preparado um mapa de isolinhas de deformação acumulada correspondente ao período em estudo para esta zona de Lisboa (Figura 1 a) onde se detetaram duas zonas com padrões de assentamento singulares (correspondentes à marca M53 e M41). Estas zonas correspondem a parques de estacionamento subterrâneos (PE1 – Parque da Praça dos Restauradores e PE3 – Parque da Praça da Figueira). Para cada uma destas zonas, dois tipos de assentamento foram identificados e normalizados pelo valor máximo (14 mm de assentamento e 161,58 m de distância para a curva PE1-A1 e 106,57 m de distância para a curva PE1-A2 e 11 mm de assentamento e 172 m para a curva PE3-A1 e 210 m para a curva

PE3-A2), tendo-se identificado dois tipos de perfil: curvos e lineares (Figura 1 b).

Simultaneamente, com base na análise aos valores recolhidos pelas marcas de superfície e pelas réguas de nivelamento [8] foram identificados dois comportamentos referentes à taxa de assentamento da Baixa Pombalina: um com comportamento estável em que a média de assentamento é quase nula e um comportamento com tendência crescente, com uma média crescente de assentamento [9]. A partir do último tipo de comportamento, obteve-se uma taxa de assentamento que permitiu interpolar o valor de deslocamento para um dado ano.

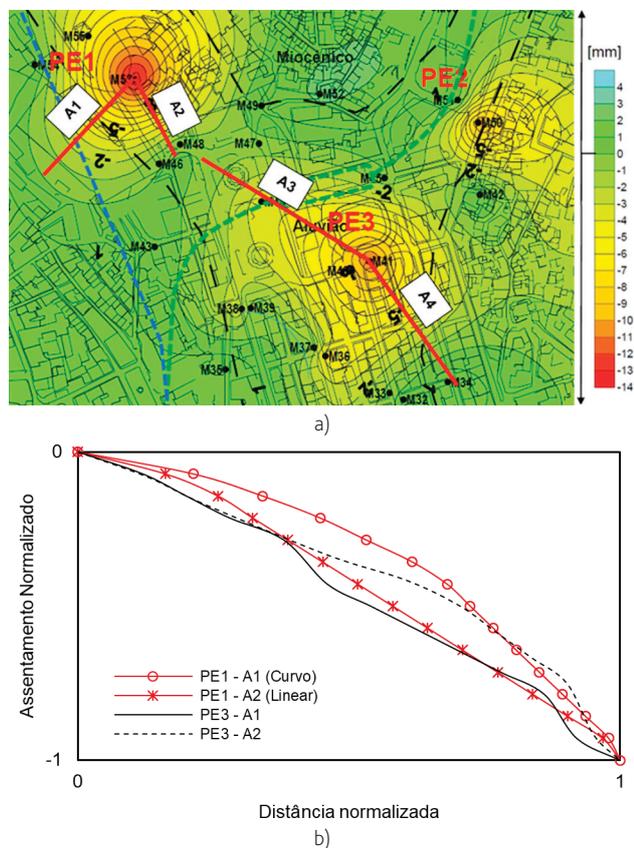


Figura 1 a) Mapa de isolinhas de assentamento e b) Perfis de assentamento normalizado

### 3 Caso de estudo: Modelo estrutural

O modelo considerado como caso de estudo é um edifício de alvenaria, representativo dos edifícios Pombalinos, constituído por 4 pisos, com uma altura total de 15 m e uma área de implantação de  $17,3 \times 11 \text{ m}^2$ . No piso térreo, as fachadas principal e de tardoz são constituídas por blocos retangulares de alvenaria de pedra e as paredes interiores são constituídas por alvenaria de tijolo (Figura 2 a). Nos pisos superiores, as fachadas principal e de tardoz são constituídas por alvenaria de pedra com argamassa de cal aérea e as paredes interiores são paredes de frontal (Figura 2 b). O

pavimento dos pisos superiores é composto por tábuas de soalho assentes em vigas de madeira apoiadas nas fachadas principais.

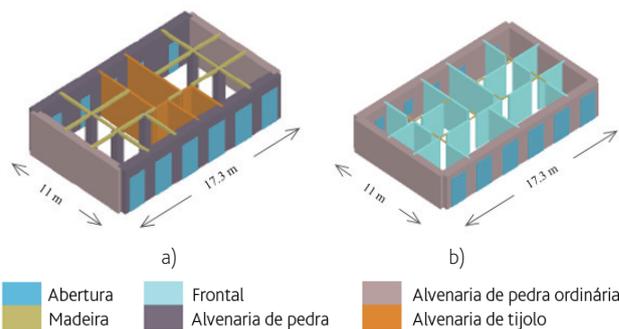


Figura 2 Modelo numérico do edifício obtido no 3Muri: a) piso térreo e b) pisos superiores

As propriedades mecânicas destes materiais apresentam-se no Quadro 1. Os valores das propriedades da alvenaria de pedra aparelhada são valores médios provenientes da regulamentação italiana [10], enquanto que os valores das propriedades da alvenaria de pedra ordinária e de tijolo foram retirados do estudo realizado por Simões *et al.* [11]. De acordo com o EC8 (CEN, 2004), o módulo de elasticidade e o módulo de distorção da alvenaria de pedra aparelhada foram reduzidos em 50% de modo a ter em conta o efeito da fendilhação. Uma vez que os valores das restantes alvenarias foram retirados de ensaios laboratoriais, esta redução não foi necessária. Esta redução é necessária, apesar de se estar a realizar análises não lineares, porque as relações constitutivas definidas no 3Muri/Tremuri para os nembros e lintéis (macro-elementos), consideram comportamento elástico não linear até o elemento estrutural entrar efetivamente em regime não linear. Para as paredes de frontal foi desenvolvido um macro-elemento que foi implementado no Tremuri [6] de forma a representar o comportamento não linear do conjunto dos materiais existentes nas paredes frontais (madeira e alvenaria). As propriedades deste material foram retiradas do estudo realizado por Meireles [6].

Esta estrutura foi modelada com edifícios adjacentes por ser a situação mais representativa na Baixa de Lisboa. No entanto, apenas a resposta do edifício em estudo (localizado no meio dos outros dois edifícios) é analisada.

Quadro 1 Propriedades mecânicas dos materiais

	Alvenaria de pedra aparelhada	Alvenaria de pedra ordinária	Alvenaria de tijolo maciço	Parede de frontal
Módulo de Elasticidade $E$ [GPa]	2,8*	0,5	0,855	1,5
Módulo de Distorção $G$ [GPa]	0,88*	0,167	0,285	0,5
Tensão de Tração $f_t$ [MPa]	0,105	0,039	0,115	0,114
Tensão de Compressão $f_c$ [MPa]	7,0	0,84	1,07	7,15
Peso Volúmico $w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	22	18,35	18	5,6

\* Os valores apresentados foram reduzidos a 50% para ter em conta a fendilhação.

### 3.1 Modelo numérico

A modelação deste edifício foi realizada no programa 3Muri [5] e as análises estáticas não lineares foram realizadas na versão científica do programa, Tremuri [6]. A modelação neste programa é realizada através do método do pórtico equivalente (*equivalent frame method*), que discretiza uma parede de alvenaria com aberturas num conjunto de macro-elementos – nembos (elementos verticais) e lintéis (elementos horizontais) – ligados por nós rígidos [6,12]. A Figura 3 representa a distribuição destes macro-elementos (nembos a vermelho, lintéis a verde e nós rígidos a azul) na fachada principal, de tardoz e nas paredes de empena no modelo analisado.

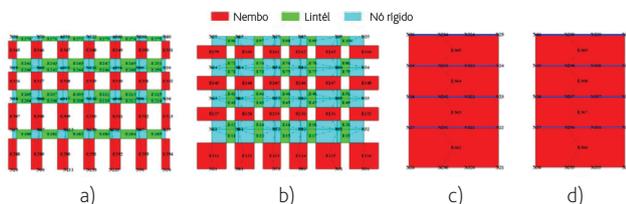


Figura 3 Representação dos macro-elementos na: a) fachada principal, b) fachada de tardoz e c), d) empenas

### 3.2 Configurações de Assentamento

Duas configurações de assentamento foram impostas ao modelo em estudo: longitudinal (L), em que o assentamento ocorre ao longo das fachadas do edifício (Figura 4 a), e transversal (T), em que o assentamento ocorre paralelamente às paredes de empena (Figura 4 b).

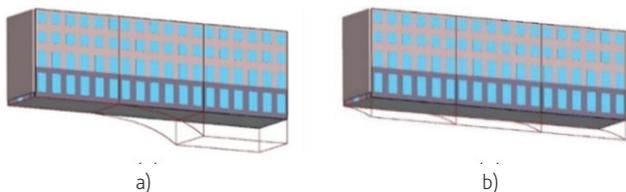


Figura 4 Representação das configurações de assentamento impostas ao modelo: a) Longitudinal e b) Transversal

De acordo com a Figura 1 b), e de forma a observar a diferença no comportamento de uma estrutura quando sujeita a uma configuração de assentamento com um perfil linear e com um perfil curvo selecionaram-se os perfis PE1-A1 (curvo) e PE1-A2A2 (linear) para prosseguir o estudo. Estes perfis foram escolhidos por se apresentarem como o limite superior e inferior, respetivamente, dos perfis de assentamento. Os dois perfis de assentamento representados na Figura 4 foram considerados em ambas as configurações, tendo-se obtido quatro configurações de assentamento:

- i) L\_curvo – configuração longitudinal com perfil curvo;
- ii) L\_linear – configuração longitudinal com perfil linear;
- iii) T\_curvo – configuração transversal com perfil curvo;
- iv) T\_linear – configuração transversal com perfil linear.

De modo a comparar o nível de dano provocado pelas diferentes

configurações de assentamento, utilizou-se o mesmo valor de distorção angular, parâmetro definido através do assentamento diferencial entre dois pontos, dividido pela distância entre eles. A partir da análise realizada à taxa de assentamento, determinou-se que a distorção angular do assentamento imposto no modelo seria igual  $1/1235$  ( $= 14/17300$ ) em 2010, último ano correspondente à análise do movimento da Baixa Pombalina. Admitiu-se que o edifício está situado em cima da bacia de assentamento. Conforme representado na Figura 4 a) e b), a forma da curva normalizada foi imposta à base do edifício em análise, quer na direção transversal quer na direção longitudinal. Estas curvas foram escaladas, em que o valor máximo adotado foi relacionado com a evolução do assentamento na marca M53.

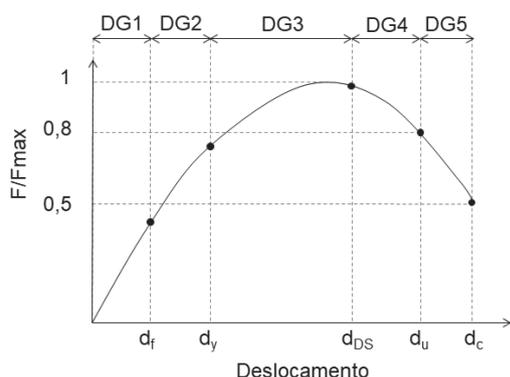
A distorção angular na direção longitudinal, corresponde à razão entre o assentamento máximo imposto à fundação do edifício e o comprimento do edifício na direção longitudinal. Após a imposição deste valor ao modelo verificou-se que o nível de dano do edifício era bastante ligeiro. Este valor de distorção angular encontra-se de acordo com o indicado no Eurocódigo7 [13] para o estado limite de serviço. Desta forma, avaliou-se a evolução do assentamento da marca M53 interpolando os valores registados e aplicou-se uma distorção angular igual a  $1/507$  ( $= 34/17300$ ), proveniente do valor médio de assentamento da marca M53 para o ano de 2020. Todas as análises realizadas neste estudo consideram uma distorção angular igual a  $1/507$ .

### 3.3 Metodologia de avaliação de danos

Três métodos são analisados para avaliar o nível de dano em edifícios Pombalinos sujeitos previamente a assentamento e posteriormente a um sismo: LTSM (*Limiting Tensile Strain Method*), abordagem global e abordagem local.

O método LTSM é bastante utilizado na previsão de danos em edifícios devido a assentamentos causados por escavações adjacentes ([14,15]). Este método modela simplificada a estrutura do edifício como uma viga elástica isotrópica retangular de comprimento L e altura H, e assume que os deslocamentos horizontais e verticais do solo nas fundações da estrutura são totalmente transferidos para o edifício, independentemente da interação solo-estrutura. Apresenta seis níveis de dano ( $D_i$ ) com a finalidade de estabelecer uma relação entre o nível de dano e a facilidade de reparação do edifício (relacionado com o tipo de fendas e consequentemente com o nível de extensão de tração). Os níveis de danos 0 a 2 correspondem a danos arquitetónicos, os níveis de danos 3 e 4 a danos funcionais e o nível de dano 5 a danos estruturais. A divisão entre o nível de dano 2 e 3 é extremamente importante pois traduz o aumento de dificuldade em reparar a estrutura [16]. No entanto, o programa 3Muri/Tremuri não permite determinar a abertura de fendas e extensões em elementos estruturais de forma direta e fiável. Uma vez que a modelação através de macro-elementos caracteriza o comportamento global da estrutura através de curvas de capacidade e o comportamento local através da deformação nos elementos estruturais, é proposto pelos autores uma avaliação de dano global e local, com equivalência ao método LTSM.

Desta forma, a avaliação do nível de dano na estrutura, o seu desempenho sísmico e a verificação da segurança são realizados a dois níveis distintos: global e local. A nível global, a definição dos diferentes níveis de dano é realizada recorrendo à curva força ( $F$  normalizada à força máxima  $F_{max}$ ) versus deslocamento resistente da estrutura, obtida através de uma análise estática não linear, e que permite caracterizar a resposta sísmica da estrutura. Cinco limites de deslocamento ( $d$ ) foram definidos nesta curva (Figura 5) de modo a estabelecer diferentes níveis de dano global (DGi) que se relacionem com o método LTSM. No Quadro 2 estão identificados os cinco níveis de dano global com os respetivos limites de deslocamento e relação com o método LTSM. Os níveis de dano sugeridos nas classificações propostas (global e local) baseiam-se no nível de dano esperado para cada um dos níveis da classificação LTSM.



**Figura 5** Representação dos níveis de deslocamento na curva de capacidade resistente

**Quadro 2** Relação proposta para o nível de danos globais (DGi) e respetivos valores de deslocamento

DGi	$d_i$	Definição	Limites	LTSM
DG1	$d_f$	Drift para o início da fendilhação	$0,5 d_y$	D0, D1
DG2	$d_y$	Drift na cedência	Definido através da bilinearização da curva de capacidade	D2, D3, D4
DG3	$d_{DS}$	Drift para o EL de danos severos	$3/4 d_u$	D5
DG4	$d_u$	Drift para o EL de colapso iminente	Definido através do ponto onde $F_{max}$ diminui 20%	D5
DG5	$d_c$	Drift para o colapso	Definido através do ponto onde $F_{max}$ diminui 50%	D5

A nível local, a definição dos diferentes níveis de dano tem em conta os danos ocorridos nos diferentes elementos estruturais (paredes, nembos e lintéis) e é realizada através do parâmetro *drift* ( $\delta$ ) destes elementos, que corresponde ao deslocamento relativo normalizado entre extremidades de elementos estruturais. Para a análise deste

parâmetro foram definidos cinco níveis de dano. Os valores utilizados para definir os valores limites de cada nível de dano provêm dos valores recomendados pela Parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3) [17] e por dois estudos realizados [12,18]. No Quadro 3 estão identificados os cinco níveis de dano local, com os respetivos limites de drift, e a relação com o método LTSM.

O edifício em estudo é uma estrutura existente de alvenaria com fins residenciais e, de acordo com o EC8-3, a sua verificação de segurança estrutural deve ser realizada para o estado limite de danos severos (DS). Dois critérios foram implementados neste estudo de forma a definir o deslocamento último da estrutura ( $d_u$ ). O Critério 1 é baseado na abordagem global e corresponde ao método proposto no EC8-3. Neste critério o deslocamento último é obtido diretamente através da curva *pushover* da estrutura e corresponde ao deslocamento onde a força basal diminui 20%. O deslocamento para o estado limite de danos severos pode ser obtido multiplicando por  $3/4$  o valor do deslocamento último. O Critério 2 é baseado na abordagem local e assume que o deslocamento último da estrutura corresponde ao momento em que o primeiro elemento estrutural vertical atinge o valor de *drift* último ( $\delta_u$ ) [19,20]. Para o estado limite de danos severos, a segurança dos elementos estruturais é verificada quando o *drift* não ultrapassa o valor limite ( $\delta_{DS}$ ).

**Quadro 3** Relação proposta para o nível de danos locais (DPi) e respetivos valores de drift

DPi	$\delta_i$	Definição	Limites	LTSM
DP1	$\delta_{cr}$	Drift para o início da fendilhação	5,5%	D0, D1
DP2	$\delta_y$	Drift na cedência	Corte: $1,4 \cdot \delta_u$ Flexão: $1/6,5 \cdot \delta_u$	D2, D3, D4
DP3	$\delta_{DS}$	Drift para o EL de danos severos	$3/4 \cdot \delta_u$	D5
DP4	$\delta_u$	Drift para o EL de colapso iminente	Corte: 0,6% Flexão: 1,15%	D5
DP5	$\delta_u$	Drift para o colapso	$1,15 \cdot \delta_u$	D5

## 4 Discussão dos resultados

### 4.1 Avaliação de danos devido ao assentamento

Como definido anteriormente, quatro configurações de assentamento foram impostas à estrutura. De forma a analisar a influência de cada configuração, realizou-se uma análise local aos elementos estruturais do edifício. Esta avaliação foi realizada através da observação da evolução do *drift* dos elementos estruturais ao longo da imposição do assentamento para a configuração longitudinal (Figura 6) e transversal (Figura 7).

Para a configuração longitudinal observou-se que os lintéis da fachada principal e de tardoz são mais danificados para a configuração L\_curvo do que para a configuração L\_linear (ultrapassando mesmo o valor do drift para o EL de danos severos,  $\delta_{SD}$ ). Esta situação ocorre devido ao maior assentamento diferencial entre elementos

adjacentes provocado pelo perfil linear. Em contrapartida, o dano observado nos nembos, para ambos os perfis, é bastante semelhante. Para a configuração transversal, as paredes de empena apresentam-se mais danificadas, em coerência com a configuração transversal, mas atingem aproximadamente o mesmo valor de *drift* máximo para ambos os perfis. No entanto, observou-se que o nembro do piso térreo apresenta um comportamento distinto dos restantes nembos e apresenta danos prematuramente na configuração T\_linear. Apesar dos elementos estruturais apresentarem danos, verificou-se que nenhuma das configurações de assentamento provocou o colapso da estrutura, uma vez que nenhum elemento vertical ultrapassou o drift para o estado limite de danos severos. Os resultados completos podem ser encontrados em [9]. Em conclusão, apenas as configurações L\_curvo e T\_linear serão consideradas de seguida, uma vez que demonstraram ser as mais condicionantes.

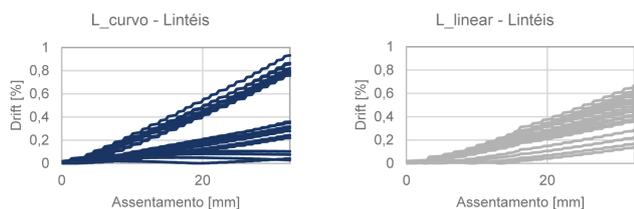


Figura 6 Evolução do drift dos lintéis da fachada de tardoz para os dois perfis de assentamento longitudinal

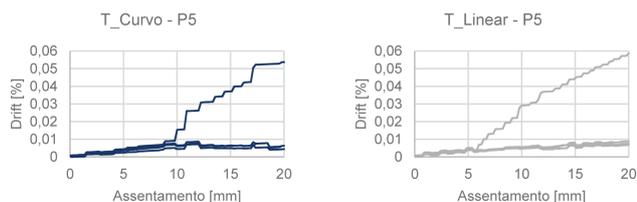


Figura 7 Evolução do drift dos nembos da empena mais condicionante para os dois perfis de assentamento transversal

## 4.2 Avaliação da capacidade resistente sísmica do edifício

De forma a avaliar a capacidade resistente sísmica da estrutura e a influência dos assentamentos na estrutura, análises estáticas não lineares foram realizadas e curvas pushover foram obtidas para o edifício sem assentamento e para as configurações de assentamento mais condicionantes determinadas previamente (L\_curvo e T\_linear).

Dois tipos de carregamento lateral foram aplicados à estrutura: uniforme (forças proporcionais à massa do edifício) e triangular (forças proporcionais ao produto entre a massa de cada nó e a respetiva distância na vertical até à base do edifício). Este último é considerado como uma alternativa a uma distribuição estritamente proporcional ao primeiro modo de vibração na direção em análise, conforme recomendado na Parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8-1) [21] devido à baixa massa de participação modal envolvida nos primeiros modos de vibração do edifício. Isso é uma consequência do comportamento flexível dos pisos de madeira, que não conseguem

acoplar o comportamento dinâmico de diferentes paredes. Como consequência, apenas algumas paredes estariam envolvidas na análise de pushover, enquanto que com a distribuição de carga pseudo-triangular todas as massas são consideradas na resposta do edifício [22]. No total, oito análises pushover foram realizadas, tendo-se obtido oito curvas *pushover* para cada situação estudada (situação inicial, L\_curvo e T\_linear). No Quadro 4 estão resumidas as simulações efetuadas onde X e Y correspondem à direção paralela às fachadas e paralela às empenas, respetivamente, (+) e (-) correspondem, respetivamente, ao sentido positivo e negativo para cada uma das direções, e U e T correspondem ao carregamento lateral uniforme e pseudo-triangular respetivamente.

As curvas obtidas para a direção X e Y estão apresentadas na Figura 8 e Figura 9, respetivamente. As curvas na direção X apresentam maior rigidez inicial (definida como o rácio entre o ponto onde a força de corte é 70% da força de corte máxima e o deslocamento correspondente). Esta situação é justificada pela presença de edifícios adjacentes nesta direção, que aumentam a sua rigidez e proporcionam uma melhor distribuição do comportamento não linear. Nesta direção as curvas de capacidade são caracterizadas por um aumento brusco da força de corte, atingido rapidamente a força de corte máxima, seguida de uma diminuição progressiva da força de corte que evidencia a capacidade de redistribuição de esforços da estrutura. Em contraste, na direção Y observa-se uma diminuição brusca na força de corte após atingido o valor máximo, o que sugere um comportamento frágil associado a um colapso abrupto das empenas.

Quadro 4 Simulações realizadas para as análises

Uniforme		Pseudo-triangular	
X	Y	X	Y
X,U,+	X,U,-	Y,U,+	Y,U,-
X,T,+	X,T,-	Y,T,+	Y,T,-

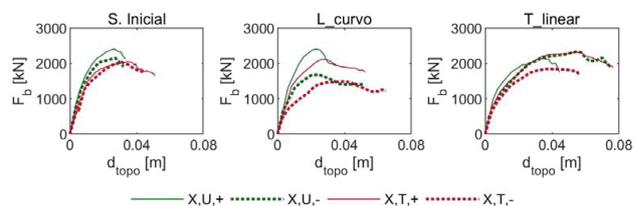


Figura 8 Curvas pushover na direção X para todos os casos considerados

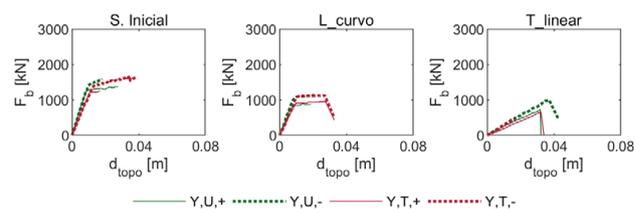
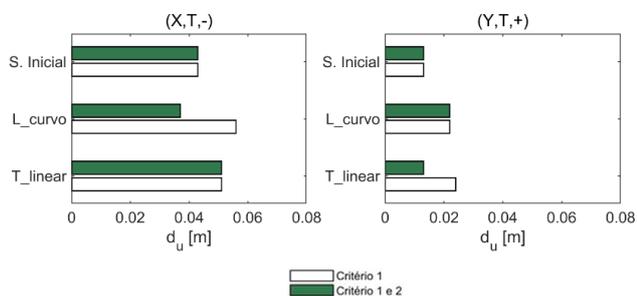


Figura 9 Curvas pushover na direção Y para todos os casos considerados

Analisando as diferentes situações estudadas observa-se que, para a direção X, as curvas correspondentes à situação inicial da estrutura atingem, na maior parte dos casos, valores máximos de força basal e rigidez na fase inicial mais elevados que as restantes situações. Em oposição, também apresentam valores inferiores de deslocamento último (obtido segundo o critério 1) devido à súbita redução da força basal máxima. Para as análises correspondentes ao edifício sujeito às configurações de assentamento, os valores de força basal máxima são inferiores e apresentam uma redução desta força mais subtil, resultando em valores mais elevados de deslocamento último ( $d_u$ ) (obtido de acordo com o critério 1). Para a direção Y, e à semelhança da direção X, as curvas correspondentes à situação inicial apresentam maior capacidade resistente e rigidez na fase inicial, mas deslocamentos últimos inferiores ( $d_u$ ) (obtido de acordo com o critério 1). Em ambas as direções, a influência das configurações de assentamento é notória. Na direção X, a configuração L\_curvo apresenta uma diminuição significativa na capacidade resistente da estrutura, uma vez que as paredes resistentes nesta direção (fachada principal e de tardoz) estão sujeitas a um assentamento diferencial. Na direção Y, a configuração mais condicionante é a T\_linear, uma vez que as paredes de empena estão sujeitas a um assentamento diferencial nesta direção.

Por fim, verificou-se que as análises realizadas no sentido negativo da direção X com a distribuição de forças laterais pseudo-triangular (X,T,-) e realizadas no sentido positivo da direção Y com a mesma distribuição de forças laterais (Y,T,+) são as mais condicionantes para as situações em estudo. Desta forma, os resultados posteriores apenas serão demonstrados para estas análises.

Umavez selecionadas as análises mais condicionantes determinaram-se os deslocamentos correspondentes a cada nível de dano global. Inicialmente, determinou-se o deslocamento último de acordo com o Critério 1 e 2 proposto. Para as direções mais condicionante de cada configuração de assentamento, direção X para L\_curvo e direção Y para T\_linear, aplicou-se o Critério 2 para definir o valor do deslocamento último, uma vez que um elemento vertical atingiu o *drift* último ( $\delta_u$ ) antes de ser atingido o deslocamento correspondente a uma diminuição de 20% da força máxima. Para as restantes situações, o Critério 1 foi adotado. A Figura 10 apresenta a comparação entre o valor do deslocamento último obtido com o Critério 1 e considerando ambos os critérios.



**Figura 10** Comparação entre o deslocamento último obtido de acordo com o Critério 1 e 2

De seguida determinaram-se os restantes deslocamentos correspondentes ao limite de cada nível de dano global para as

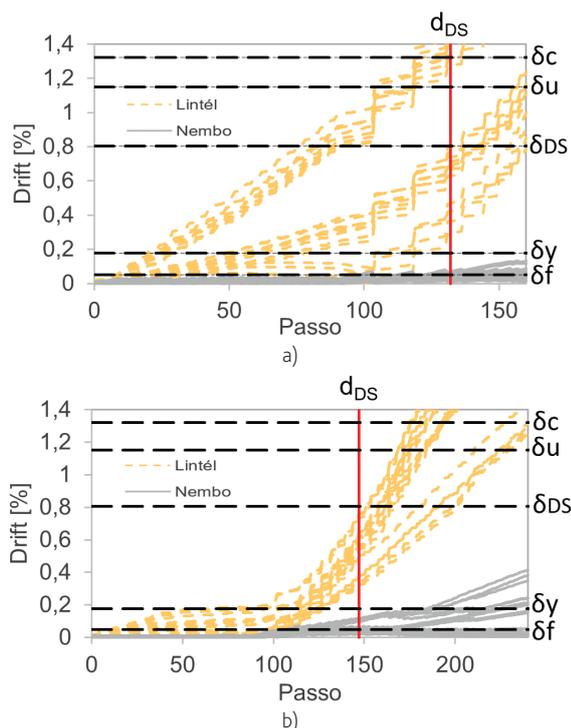
três situações em estudo (Quadro 5). Analisando este quadro, observa-se novamente que a configuração L\_curvo e T\_linear são, respetivamente, mais condicionantes para a direção X e Y, uma vez que atingem o estado limite de danos severos, e consequentemente o nível de dano global DG4, para um valor de deslocamento ( $d_{SD}$ ) inferior às restantes situações e, consequentemente, para valores inferiores de força de corte basal. Para as situações onde não se verificou uma redução de 50% da força de corte basal máxima, o valor correspondente ao nível DG5 ( $d_c$ ) não é apresentado. Para a direção Y e para a configuração T\_linear não são apresentados os valores de deslocamento correspondentes ao nível DG1 ( $d_{cr}$ ) e DG2 ( $d_y$ ) uma vez que o colapso da estrutura ocorre na fase elástica global. Por fim observou-se a evolução do drift dos elementos constituintes da fachada de tardoz (Figura 11) e das paredes de empena (Figura 12) para as configurações mais condicionantes: L\_curvo e T\_linear. O programa TREMURI realiza as análises sequencialmente passo a passo. O eixo horizontal destas figuras corresponde aos passos realizados pelo *software* durante a análise. A imposição das cargas graviticas decorre no passo 1, a imposição de assentamento decorre de seguida até ao passo 90 e por último decorre a análise pushover até ao último passo, que varia entre as várias análises realizadas.

**Quadro 5** Deslocamentos [m] correspondentes ao limite de cada nível de dano global para as três situações em estudo

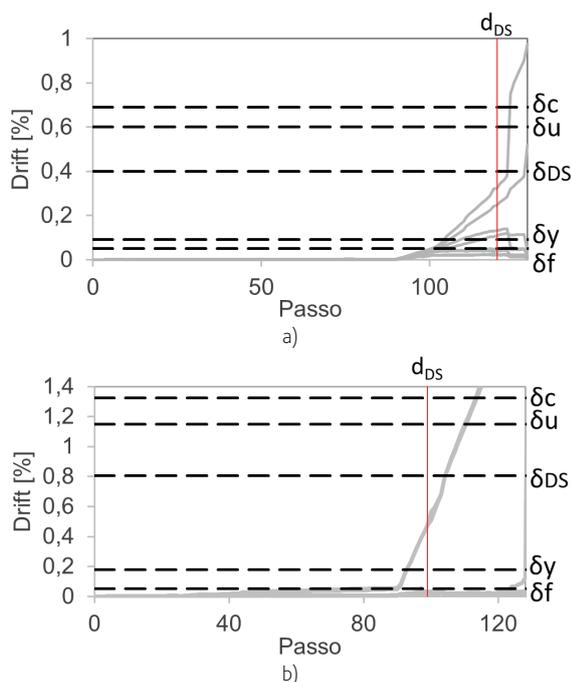
	X,T,-			Y,T,+		
	Situação inicial	L_curvo	T_linear	Situação inicial	L_curvo	T_linear
$d_{cr}$	0,007	0,010	0,010	0,005	0,004	-
$d_y$	0,015	0,020	0,019	0,011	0,009	-
$d_{SD}$	0,038	0,028	0,045	0,013	0,022	0,010
$d_u$	0,051	0,037	0,060	0,017	0,029	0,013
$d_c$	-	-	-	-	0,032	0,033

Comparando o dano ocorrido em ambas as configurações de assentamento no final da imposição de assentamento (passo 90), os nembos da fachada de tardoz da configuração L\_curvo e T\_linear apresentam um nível de dano bastante ligeiro (DL1). No entanto, os nembos das paredes de empena da configuração T\_linear, apresentam um nível de dano superior (DL2), evidenciado o impacto deste assentamento nestas paredes. Em contraste, para a configuração L\_curvo, danos severos (DL4) são observados nos lintéis da fachada de tardoz, ao passo que para a configuração T\_linear apenas danos ligeiros (DL2), são observados para estes elementos, evidenciando a influencia da configuração L\_curvo nas fachadas.

Conclui-se assim que a configuração L\_curvo é a mais condicionante para a estrutura uma vez que até ao último nível de dano global (DG5) apresenta maiores danos locais que as restantes configurações, para o mesmo nível de dano global



**Figura 11** Evolução do *drift* dos elementos da fachada de tardoz sujeitos a uma distribuição de forças laterais (X,T,-) para a) configuração L\_curvo e b) configuração T\_linear



**Figura 12** Evolução do drift dos elementos das empenas sujeitos a uma distribuição de forças laterais (Y,T,+) para a) configuração L\_curvo e b) configuração T\_linear

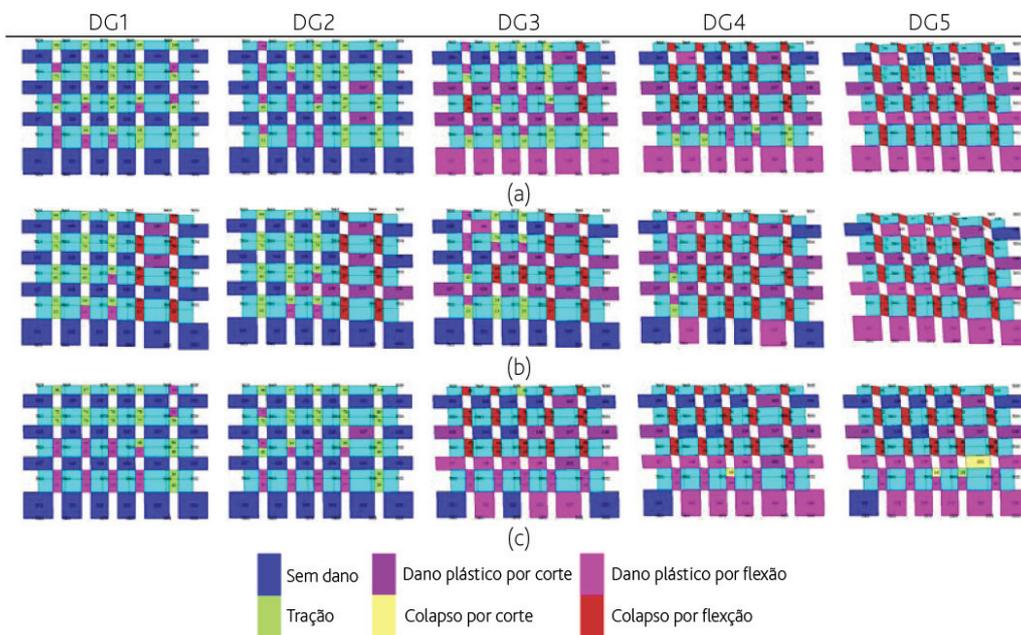
As Figura 13 e 14 apresentam o padrão de danos observado para o limite de cada nível, para cada uma das situações analisadas e para (a) fachada de tardoz quando sujeita a uma distribuição de força lateral (X,T,-) e (b) empenas quando sujeitas a uma distribuição de força lateral (Y,T,+).

Na direção X, a fachada de tardoz encontra-se mais danificada que a fachada principal, uma vez que apresenta menos e menores aberturas, tornando-se mais rígida e resistente e sujeita a maiores forças de inércia na ocorrência de um sismo. Nesta direção, e para a situação inicial e configuração L\_curvo, o colapso da estrutura ocorre devido ao colapso por flexão dos lintéis. A configuração L\_curvo apresenta maior dano para todos os limites dos níveis de dano global, o que evidencia a influência do assentamento diferencial nas fachadas. Em contraste, a estrutura sujeita à configuração T\_linear apresenta maior resistência na direção X em comparação com os restantes casos. Para a configuração L\_curvo, o início do dano nos lintéis das fachadas ocorre na zona do edifício com maior valor de assentamento diferencial, enquanto que para a configuração T\_linear este verifica-se nos pisos superiores.

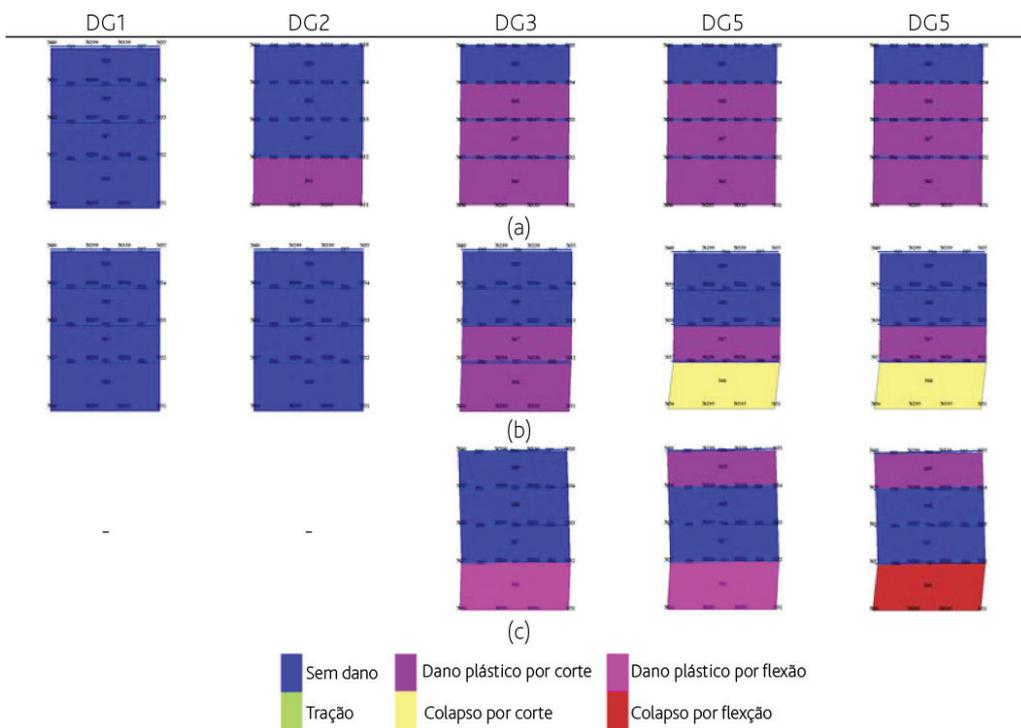
Na direção Y, o colapso da estrutura ocorre devido a um mecanismo de *soft storey* no piso térreo das paredes de empena, independentemente da existência de assentamentos no edifício. Para o edifício sem assentamento e com a configuração L\_curvo, os danos nas paredes de empena são principalmente devido a mecanismos de corte, uma vez que os pisos de madeira descarregam nas fachadas, reduzindo a compressão nas paredes de empena e, portanto, diminuindo sua resistência ao corte [23]. Para as configurações de assentamento (L\_curvo e T\_linear), os nembo apresentam valores elevados de *drift*.

### 4.3 Avaliação do desempenho sísmico do edifício

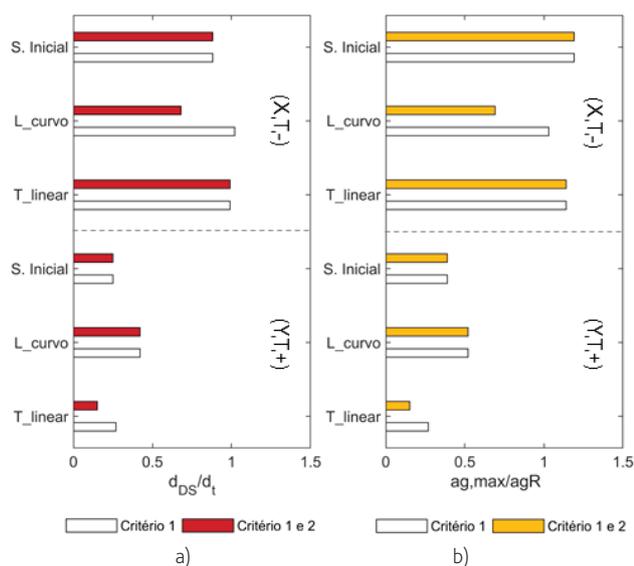
A avaliação sísmica do edifício foi realizada através do método N2. Este método, proposto no EC8-1, permite obter o deslocamento objetivo da estrutura através da interseção da curva de capacidade de um grau de liberdade da estrutura com o espectro de resposta da ação sísmica no formato aceleração-deslocamento. O rácio entre o deslocamento último e o deslocamento objetivo da estrutura permite avaliar se a segurança da estrutura é verificada. Se o valor do deslocamento último for superior ao valor do deslocamento objetivo, a estrutura verifica a segurança. Uma vez que se pretende verificar a segurança para o estado limite de danos severos, o deslocamento correspondente a este estado limite ( $d_{DS}$ ) foi utilizado ao invés do deslocamento último ( $d_u$ ). O deslocamento objetivo foi obtido para o sismo tipo 1, uma vez que é mais condicionante para a estrutura que o sismo tipo 2. A Figura 15 a) apresenta a razão entre o deslocamento para o estado limite de dano significativo ( $d_{DS}$ ), e o deslocamento objetivo (dt). A Figura 15 b) apresenta a razão entre a aceleração máxima admissível no solo ( $a_{g,max}$ ) e a aceleração de referência no solo ( $a_{gR}$ ). Para a ação sísmica 1.3, este último parâmetro é igual a 1,5 m/s<sup>2</sup>. No entanto, de acordo com o EC8-3, e uma vez que o edifício em estudo é uma estrutura existente, a ação sísmica deve ser verificada para um período de retorno inferior ao de uma estrutura nova. Desta forma, este valor deve ser multiplicado por 0,75 obtendo-se  $a_{gR} = 1,125$  m/s<sup>2</sup>. Para este método, verifica-se a segurança da estrutura quando o rácio  $a_{g,max}/a_{gR}$  é superior a 1.



**Figura 13** Padrão de danos da fachada de tardoz para uma distribuição de forças laterais (X,T,-) e para a) situação inicial, b) L\_curvo e c) T\_linear



**Figura 14** Padrão de danos das paredes de empenta para uma distribuição de forças laterais (Y,T,+) e para a) situação inicial, b) L\_curvo e (c) T\_linear



**Figura 15** Avaliação do desempenho sísmico através de dois critérios: a) Rácio  $d_{DS}/d_t$  e b) Rácio  $a_{g,max}/a_{gR}$

Apesar das conclusões obtidas pela avaliação da capacidade resistente sísmica e dos níveis de dano da estrutura terem mostrado que a imposição de assentamento na estrutura conduz a uma diminuição da rigidez e da capacidade resistente máxima e provoca maiores danos na estrutura, a Figura 15 a) fornece conclusões contrárias. De acordo com o rácio  $d_{DS}/d_t$  e utilizando apenas o Critério 1, verifica-se que a estrutura sem assentamento está mais longe de verificar a segurança. Apenas se forem considerados ambos os critérios, obtêm-se resultados adequados onde as configurações de assentamento mais condicionantes para cada direção (direção X para L\_curvo e direção Y para T\_linear) apresentam a pior capacidade sísmica. Em contrapartida, os resultados do rácio  $a_{g,max}/a_{gR}$  apresentados na Figura 15 b) são coerentes com os resultados obtidos pela avaliação da capacidade resistente sísmica, uma vez que este método têm em conta outros parâmetros, como a força de cedência ( $F_c$ ), que é inferior para os casos mais condicionantes. Analisando ambos os métodos é possível concluir que a estrutura não verifica a segurança para o estado limite de danos severos, com ênfase na direção Y, onde se verificam os rácios mais baixos.

**Quadro 6** Valores de aceleração máxima de solo [ $m/s^2$ ]

Situação	X	Y
Situação inicial	1,61	0,53
L_curvo	0,77	–
T_linear	–	0,10

Para complementar o método das acelerações determinaram-se os valores de aceleração máxima (PGA) que provocam o colapso da estrutura para o estado limite de danos severos. Os resultados

presentes no Quadro 6 correspondem às configurações de assentamento mais condicionantes: configuração L\_curvo com uma distribuição de forças laterais (X,T,-) e T\_linear com uma distribuição de forças laterais (Y,T,+). De acordo com estes valores, a aceleração do solo necessária para atingir o colapso da estrutura é aproximadamente metade para a configuração L\_curvo e quase 1/5 para a configuração T\_linear, quando comparada ao edifício sem assentamentos.

Por fim, o nível de dano global é definido para as três situações estudadas (Quadro 7), onde o nível de dano final indicado é o mais elevado dos níveis atingidos em cada direção. Este nível de dano corresponde ao intervalo de valores em que se insere o deslocamento objetivo ( $d_t$ ) para cada uma das situações.

**Quadro 7** Classificação de dano global

Direção	Situação inicial		L_curvo		T_linear	
	X	Y	X	Y	X	Y
Desl. último $d_{DS}$ [m]	0,038	0,013	0,028	0,022	0,045	0,010
Desl. objetivo $d_t$ [m]	0,044	0,051	0,048	0,053	0,045	0,090
Limites	$d_{SD}$ e $d_u$	$> d_c$	$> d_c$	$> d_c$	$d_{SD}$ e $d_u$	$> d_c$
DGi	GD4	GD5	GD5	GD5	GD4	GD5
DGi final	GD5		GD5		GD5	
LTSM	D5		D5		D5	

## 5 Conclusões

Através da monitorização do movimento vertical do terreno na Baixa Pombalina durante um período de 7 anos, foi possível extrapolar um valor de assentamento para o ano de 2020 equivalente a uma distorção angular de 1/500, que posteriormente foi aplicado à estrutura. A mesma monitorização, permitiu construir um mapa de isolinhas de deformação acumulada da Baixa Pombalina a partir do qual foram identificados dois perfis tipo de assentamento: curvo e linear.

Assim, estudou-se o comportamento de um edifício Pombalino representativo dos edifícios existentes, tendo em conta o efeito dos edifícios adjacentes e sujeito a diferentes configurações de assentamento diferencial. Começou-se por analisar o efeito de diferentes tipos de configuração de assentamentos (longitudinais e transversais) e de diferentes tipos de perfis (lineares e curvos), tendo-se observado que nenhuma das configurações de assentamento provoca o colapso da estrutura. Verificou-se que o perfil curvo é mais condicionante para a configuração longitudinal, enquanto que o perfil linear é mais condicionante para a configuração transversal.

Neste estudo foram consideradas duas metodologias a fim de realizar uma avaliação de danos ao edifício sujeito a assentamentos. A primeira metodologia (LTSM, *Limiting Tensile Strain Method*) relaciona o nível de danos do edifício com a abertura de fendas e

com a extensão dos elementos, apresentando seis níveis de dano distintos. A segunda metodologia, correspondente a uma proposta definida no âmbito deste estudo, pretende complementar esta lacuna, realizando a avaliação do nível de danos na estrutura e do seu desempenho sísmico a dois níveis distintos. Numa primeira abordagem, a nível global, foram estabelecidos cinco limites (DG1 a DG5) limitados por diferentes valores de deslocamento de topo do edifício. Numa segunda abordagem, avaliaram-se os danos ao nível dos elementos estruturais. Para tal recorreu-se ao parâmetro *drift* que foi dividido em cinco limites. A partir dos resultados obtidos através da aplicação destas duas abordagens, procedeu-se à correspondência dos danos com a tabela LTSM.

Através de análises estáticas não lineares, obtiveram-se as curvas de capacidade para a situação inicial e para o edifício sujeito às configurações de assentamento mais condicionantes. As análises realizadas segundo a direção das fachadas (direção X) atingiram maiores valores de rigidez e de resistência em relação às análises realizadas segundo a direção das paredes de empena (direção Y) que apresentaram um comportamento frágil, confirmada pelo rápido declínio de força de corte basal após ser atingida a força de corte basal máxima. A estrutura sujeita a assentamento apresentou uma ligeira diminuição da sua capacidade resistente quando comparada com a sua situação inicial. Este resultado destaca a importância de se considerar os possíveis danos prévios da estrutura antes de ser realizada uma análise sísmica.

A partir da avaliação de danos resultante da imposição de assentamentos e da análise *pushover*, observou-se que a imposição do assentamento na estrutura produz mais danos nos elementos estruturais quando comparada com a situação sem assentamento. A configuração L\_curvo apresenta-se como a configuração de assentamento mais condicionante, uma vez que até ao último nível de dano global (DG<sub>i</sub>) apresenta maiores danos locais (DL<sub>i</sub>) nos elementos estruturais que as restantes situações.

Através do método N2, avaliou-se o desempenho sísmico do edifício e avaliou-se a segurança para o estado limite de danos severos para as três situações estudadas, a partir do rácio entre o deslocamento último e o deslocamento objetivo da estrutura. A identificação do deslocamento último da estrutura foi definida, como proposto neste estudo, como o valor mais baixo obtido com origem em dois critérios. No Critério 1 o deslocamento último coincide com o definido da análise global da estrutura, a partir da sua curva de capacidade; no Critério 2 o deslocamento último é determinado pelo deslocamento em que o primeiro elemento vertical crítico atinge o *drift* limite (análise local). A consideração de apenas o Critério 1 levou a resultados incorretos, onde o desempenho sísmico da estrutura aumentou com a imposição de assentamentos, quando comparado com a situação sem assentamentos. Considerando ambos os critérios, verificou-se que as configurações L\_curvo e T\_linear apresentam o pior desempenho sísmico para as análises realizadas na direção X e Y respetivamente, demonstrando a influência dos assentamentos diferenciais no desempenho sísmico do edifício. Estes resultados demonstram também que somente a utilização do Critério 1 para a determinação do deslocamento último da estrutura não é fiável em edifícios com pisos de madeira flexíveis como os edifícios Pombalinos.

A verificação de segurança também foi avaliada através da determinação da aceleração máxima de solo que leva o edifício ao colapso. Concluiu-se que a intensidade da ação sísmica necessária para atingir o colapso da estrutura é aproximadamente metade para a configuração L\_curvo e quase 1/5 para configuração T\_linear, quando comparada ao edifício sem assentamentos diferenciais.

É importante enfatizar que durante a ocorrência de um sismo, a amplitude dos assentamentos avaliada na Baixa Pombalina pode ser agravada devido às condições das fundações dos edifícios, o que pode diminuir ainda mais a capacidade e desempenho sísmico destes edifícios. É ainda importante referir que o programa 3Muri/Tremuri não permite considerar a interação real solo-estrutura, fenómeno muito difícil de modelar adequadamente, sendo uma limitação do programa e das análises desenvolvidas.

## Referências

- [1] Bento, R. (2019) – An Interdisciplinary Approach to the Seismic Assessment of Built Cultural Heritage: Case Studies in Lisbon and Outskirts. *Structural Analysis of Historical Constructions*. 18. doi: [https://doi.org/10.1007/978-3-319-99441-3\\_1](https://doi.org/10.1007/978-3-319-99441-3_1).
- [2] Parisi, F.; Augenti, N. (2013) – Earthquake damages to cultural heritage constructions and simplified assessment of artwork. *Engineering Failure Analysis*. 34 735–760. doi: 10.1016/j.engfailanal.2013.01.005.
- [3] Lopes, M.; Meireles, H.; Cattari, S.; Bento, R.; Lagomarsino, S. 2014 – Structural Rehabilitation of Old Buildings. doi: 10.1007/978-3-642-39686-1.
- [4] Meireles, H. – Seismic Vulnerability of Pombalino Buildings, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, 2012.
- [5] 3Muri (2008) – Seismic analyser of 3D masonry buildings (5.5.208), S.T.A DATA.
- [6] Lagomarsino, S.; Penna, A.; Galasco, A.; Cattari, S. (2013) – TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*. 56 1787-1799. doi: 10.1016/j.engstruct.2013.08.002.
- [7] CÊGÊ 2010 – Monitorização Topográfica de Assentamentos na Baixa Pombalina de Lisboa.
- [8] Cruz, J. – Avaliação de danos em edifícios Pombalinos associados a movimentos do terreno Análise de um edifício Pombalino integrado num quarteirão da baixa lisboeta Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, 2017.
- [9] Couto, R.; Bento, R.; Carrilho Gomes, R. (2020) – Seismic performance and fragility curves of historical residential buildings in Lisbon downtown affected by settlements. *Bulletin of Earthquake Engineering*. doi: <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00906-z>.
- [10] MIT (2009) – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14/01/2008. Ministero Delle Infrastrutture e Dei Trasporti (MIT). Roma.
- [11] Simões, A.G.; Appleton, J.G.; Bento, R.; Caldas, J. V.; Lourenço, P.B.; Lagomarsino, S. (2017) – Architectural and Structural Characteristics of Masonry Buildings between the 19th and 20th Centuries in Lisbon, Portugal. *International Journal of Architectural Heritage*. 11 (4): 457-474. doi: 10.1080/15583058.2016.1246624.

- [12] Ponte, M.; Milosevic, J.; Bento, R. (2019) – Parametrical study of rubble stone masonry panels through numerical modelling of the in-plane behaviour. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 17 (3): 1553-1574. doi: 10.1007/s10518-018-0511-9.
- [13] CEN (2010) – NP EN 1997-1: Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico Parte 1-1: Regras gerais. Instituto Português Da Qualidade. European Committee for Standardization. 179.
- [14] Boscardin, B.M.D.; Cording, E.J. (1989) – Building responseto excavation-induced settlement. 115 (1): 1-21.
- [15] Giardina, G.; Hendriks, M.A.N.; Rots, J.G. (2015) – Sensitivity study on tunnelling induced damage to a masonry façade. *Engineering Structures*. 89 111-129. doi: 10.1016/j.engstruct.2015.01.042.
- [16] Burland, J.B.; Wroth, C.P. (1974) – Settlement of buildings and associated damage. *Settlement of Structures, Proceedings of the Conference of the British Geotechnical Society*. (April): 611-764.
- [17] CEN (2017) – NP EN 1998-3: Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência ao sismo. Parte 3: Avaliação e Reabilitação de edifícios. Instituto Português Da Qualidade. European Committee for Standardization. [www.iso.org/iso/foreword.html](http://www.iso.org/iso/foreword.html).
- [18] Vanin, F.; Zaganelli, D.; Penna, A.; Beyer, K. (2017) – Estimates for the stiffness, strength and drift capacity of stone masonry walls based on 123 quasi-static cyclic tests reported in the literature. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 15 (12): 5435-5479. doi: 10.1007/s10518-017-0188-5.
- [19] Lagomarsino, S.; Cattari, S. (2015) – PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 13 (1): 13-47. doi: 10.1007/s10518-014-9674-1.
- [20] 2017 – Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. doi: 10.1061/9780784414859.
- [21] CEN (2009) – NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade. European Committee for Standardization. 1-226. doi: NP EN 1998-1.
- [22] Simões, A.; Bento, R.; Cattari, S.; Lagomarsino, S. (2014) – Seismic Assessment of “Gaioleiro” buildings in Lisbon. 9th International Masonry Conference.
- [23] Fagundes, C.; Bento, R.; Cattari, S. (2017) – On the seismic response of buildings in aggregate: Analysis of a typical masonry building from Azores. *Structures*. 10 184-196. doi: 10.1016/j.istruc.2016.09.010.