

Análise e mitigação do risco sísmico do troço sul do claustro da Sé de Lisboa

Seismic risk analysis and mitigation of the south section of the Lisbon Cathedral cloister

Filipe Luís Ribeiro
Alfredo Campos Costa
Aníbal Guimarães da Costa

Resumo

Este artigo apresenta a avaliação do risco sísmico do troço sul do claustro da Sé Patriarcal de Lisboa, com base na análise da resposta desagregada, utilizando análises *pushover* com modelos de elementos finitos refinados que incluem juntas não-lineares entre elementos de alvenaria de pedra. Estas análises correspondem à avaliação das configurações deformadas consideradas relevantes para os mecanismos de colapso local da estrutura. São determinados os períodos de retorno da ação sísmica que provocam a ativação de vários estados limites em três fases distintas da empreitada iniciada em 2018 e que está agora a ser concluída. Os períodos de retorno, e correspondentes probabilidades de excedência dos estados limites, são comparados com valores de referência dos regulamentos modernos. Na sequência desta análise, foi concebida uma intervenção de reforço para mitigar o risco nos elementos mais vulneráveis.

Abstract

This paper presents the seismic risk assessment of the southern section of the cloister of Lisbon's Patriarchal Cathedral, based on the analysis of the disaggregated response, using *pushover* analyses with refined finite element models that include non-linear joints between stone masonry elements. This analysis corresponds to the evaluation of the deformed configurations considered relevant for local collapse mechanisms of the structure. The return periods of the seismic action that induce the activation of various limit states are determined in three different phases of the project, started in 2018 and being now completed, as well as the corresponding probabilities of exceedance of these limit states and compared with reference values from modern regulations. A strengthening intervention was then designed to mitigate the risk in the most vulnerable elements.

Palavras-chave: Sé de Lisboa / Património histórico / Arco de alvenaria / Risco sísmico / Reforço estrutural / Modelação numérica

Keywords: Lisbon cathedral / Historical heritage / Masonry arch / Seismic risk / Structural reinforcement / Numerical modeling

Filipe Luís Ribeiro

Investigador Auxiliar
LNEC
Lisboa, Portugal
flribeiro@lnec.pt

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
LNEC
Lisboa, Portugal

Aníbal Guimarães da Costa

Professor Catedrático
RISCO – Universidade de Aveiro
Aveiro, Portugal

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.

RIBEIRO, F. [et al.] – Análise e mitigação do risco sísmico do troço sul do claustro da Sé de Lisboa. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 24. ISSN 2183-8488. (março 2024) 5-16.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n24-001>

1 Introdução

Em 2012, foi assinado um protocolo entre o Cabido da Sé, a Câmara Municipal de Lisboa e a Direção Geral do Património Cultural – DGPC para o desenvolvimento de um projeto de Recuperação e Valorização da Sé Patriarcal de Lisboa, construída há mais de 800 anos, tendo o projeto de arquitetura, do Arq.º Adalberto Dias, e de estabilidade da Gepectrofa, sido apresentados em 2014. O projeto visou a instalação de um núcleo arqueológico e a recuperação dos claustros inferior e superior desta catedral, do espaço museológico e da cripta arqueológica, com ruínas romanas e islâmicas, anteriores à construção deste claustro, cujas escavações arqueológicas se iniciaram no início da década de 90 do século XX.

As obras arrancaram em março de 2018, tendo sido interrompidas em setembro de 2020, para que o projeto de arquitetura fosse adaptado, no sentido de preservar as ruínas arqueológicas mais recentemente identificadas (em 2019) e permitir a sua fruição pública. Esta alteração implicou uma interrupção da empreitada que se veio a estender para lá do previsto. Na altura da interrupção, as estruturas portantes projetadas, em particular as de contenção lateral, estavam apenas parcialmente executadas (Figura 1), facto que gerou preocupações sobre a vulnerabilidade sísmica deste troço sul do claustro (Figura 2), tendo a DGPC pedido um parecer ao LNEC.

Este artigo apresenta os estudos [1,2], desenvolvidos pelo LNEC, na sequência do pedido da DGPC, relativos à análise da estabilidade estrutural do troço sul do claustro, que requereu a definição probabilística da perigosidade sísmica específica para o local e a análise não-linear da segurança sísmica com o método do espectro de capacidade (*Capacity Spectrum Method* - CSM) [3]. A análise desenvolvida pretende estimar o nível de segurança para determinados estados limite da resposta estrutural, através da comparação dos períodos de retorno (ou das correspondentes probabilidades anuais de excedência) da ação sísmica que conduzem à excedência desses estados limite com valores de referência provenientes da regulamentação. As conclusões do estudo inicial [1] indicam que a estrutura do troço sul do claustro (Figura 2), nomeadamente o arco de extremidade e o muro sul, apresentavam uma vulnerabilidade sísmica excessiva na situação de interrupção da empreitada, recomendando-se a retoma dos trabalhos e a conclusão das obras.

Em março de 2023, o LNEC produziu um novo relatório [2] tendo em vista a reavaliação da segurança perante uma solução de reforço do arco de extremidade apresentada pelo projetista, uma vez que no estudo anterior se tinha detetado que os níveis de desempenho deste elemento eram inferiores aos valores de referência considerados, em particular para o estado limite de colapso iminente.

A introdução do reforço local do arco de extremidade previsto pelo projetista revelou-se benéfico para a segurança deste elemento, conduzindo a períodos de retorno da excedência dos estados limite muito superiores aos do caso sem reforço e acima, ou próximos, dos valores de referência adotados, os quais correspondem a limites bastantes exigentes, tal como se discute na secção 2.4.

Neste artigo é apresentada a metodologia subjacente ao desenvolvimento dos estudos do LNEC [1,2], os principais resultados relativos à análise da segurança nas situações de interrupção da

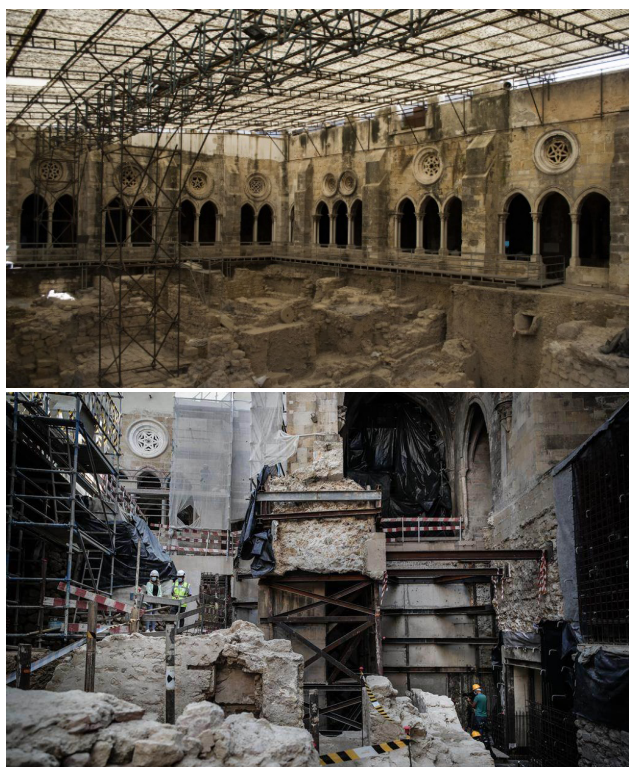


Figura 1 Fotografias da situação de interrupção da empreitada: escavações no claustro (em cima), contenção provisória do arco de extremidade (em baixo) (Fonte: Gepectrofa)

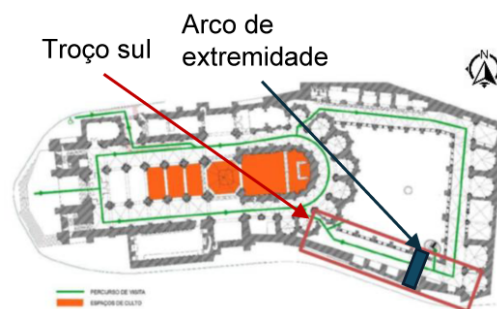


Figura 2 Troço sul do claustro da Sé de Lisboa (a vermelho na planta em baixo) e do arco de extremidade (a azul) (Adaptado do projeto de execução da Gepectrofa)

empreitada e de conclusão das obras, assim como a análise do reforço adicional [2], acima referido, preconizado pelo projetista para mitigar o risco, nomeadamente nas zonas identificadas em [1].

2 Metodologia

2.1 Métodos de análise da segurança

A metodologia aplicada neste estudo baseia-se: (1) no comportamento não-linear da estrutura, caracterizado através da curva de capacidade da estrutura, e na definição dos estados limite da resposta (secção 2.3); (2) determinação dos pontos de desempenho, através da utilização do CSM, para um conjunto de espectros de resposta da ação sísmica, definidos especificamente para a Sé de Lisboa (secção 2.5), permitindo assim a definição de uma curva de causalidade (Figura 3); (3) determinação dos períodos de retorno, e correspondentes probabilidades anuais de excedência, referentes às intensidades da ação sísmica que conduzem à excedência dos estados limite definidos em (1). Os períodos de retorno calculados, associados à ocorrência de estados limite de fendilhação e de colapso iminente do muro sul e do arco extremo do claustro, são comparados com valores de referência baseados na regulamentação, nomeadamente na NP EN1998-3:2017 [4], e sustentados pela literatura especializada, permitindo a avaliação do nível de segurança da estrutura. Além disso, a comparação

dos períodos de retorno associados às situações de interrupção da empreitada e de conclusão da obra, permite avaliar o nível de segurança em ambas as situações.

Salienta-se que a comparação entre os períodos de retorno dos estados limite da resposta da estrutura e períodos de retorno referência/objetivo, associados à probabilidade de ocorrência da ação sísmica definida para o local, apenas é válida assumindo o comportamento da estrutura como determinístico. Não sendo consideradas incertezas nesta metodologia, os períodos de retorno referência/objetivo considerados são, assim, estimativas conservativas (i.e., do lado da segurança) das referidas probabilidades de excedência dos estados limite.

A curva de capacidade é calculada neste estudo através de análises *pushover*, com distribuição lateral de forças proporcional ao 1º modo de vibração, tal como descrito na secção seguinte. Tal abordagem é indicada quando a resposta dinâmica é condicionada por modo(s) claramente identificado(s) ou, alternativamente, quando se pretende avaliar um mecanismo de colapso (global ou local) correlacionado com um (ou mais) modo(s) de vibração.

Os pontos de desempenho representam a intersecção da curva de capacidade com o espectro de resposta referente à ação sísmica, para o mesmo nível de energia dissipada, isto é, para o mesmo nível de amortecimento. Como tal, é necessário um processo iterativo para determinar o ponto em que a curva de capacidade e o espectro

de resposta se intersejam nestas condições. Neste estudo utiliza-se a abordagem do FEMA-440 [3], considerando-se um amortecimento inicial de 5%. Na ausência de avaliação *in situ* deste parâmetro, assume-se este valor com base na literatura [5], que indica este valor como conservativo, tendo em conta o amortecimento viscoso e histerético em paredes de alvenaria.

Os pontos de desempenho são assim calculados para vários níveis de intensidade sísmica, i.e., vários espectros de resposta correspondentes a sismos com diferentes probabilidades de ocorrência (períodos de retorno), sendo aqui considerados 23 níveis de intensidade. Com a representação dos pares (deslocamento; período de retorno) que definem os pontos de desempenho, obtemos a designada curva de causalidade, que se apresenta na Figura 3. Foi ajustada uma função potencial aos 23 pares de pontos referidos para facilitar o cálculo do período de retorno da ação sísmica associado a qualquer deslocamento, nomeadamente os deslocamentos dos estados limite da resposta dos elementos estruturais em análise, que conduzem aos períodos de retorno dos estados limite, designados de T_{EL} .

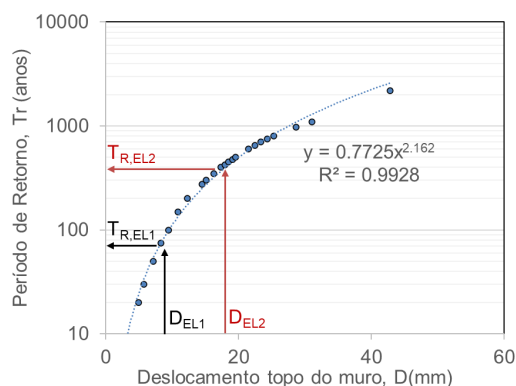


Figura 3 Curva de causalidade sísmica e representação do procedimento de cálculo dos períodos de retorno associados aos estados limite da resposta do muro sul

2.2 Comportamento dinâmico da estrutura

Esta análise tem como objetivo a avaliação da segurança estrutural do troço sul do claustro da Sé de Lisboa em duas situações, definindo dois casos de análise:

- Caso 1 – situação aquando da interrupção da empreitada;
- Caso 2 – situação após a conclusão da empreitada.

O comportamento dinâmico global do troço sul do claustro foi analisado, utilizando o modelo de elementos finitos desenvolvido em SAP2000 (v.21.2.0) [6], disponibilizado pela Gepectrofa no início do estudo. Na Figura 4 mostram-se os deslocamentos relativos à base do troço sul do claustro, associados ao primeiro modo de vibração da estrutura, para a situação de interrupção da empreitada (caso 1) e após a finalização da obra (caso 2). Nesta figura, os deslocamentos para fora do plano encontram-se representados numa escala crescente de vermelho a azul. As frequências de vibração destes modos são de 4.31 Hz e 5.50 Hz para o caso 1 e caso 2, respetivamente. Além do primeiro modo de vibração, existem

outros modos de vibração cuja vulnerabilidade foi analisada. Porém, devido à baixa participação relativa destes modos na resposta sísmica global, os mesmos consideram-se não condicionantes na verificação da segurança sísmica.

Na análise, baseada no primeiro modo de vibração, consideram-se dois mecanismos, correspondentes ao colapso para o interior ou para o exterior ("sentido rua") do claustro. A situação condicionante para o colapso do muro, dada a geometria em "T" da secção transversal dos nembos, corresponde ao colapso para fora do claustro, conforme é usual neste tipo de mecanismos. Relativamente ao arco, a situação condicionante verificou-se estar também associada à deformação do muro para fora do claustro, correspondendo assim à abertura do mesmo.

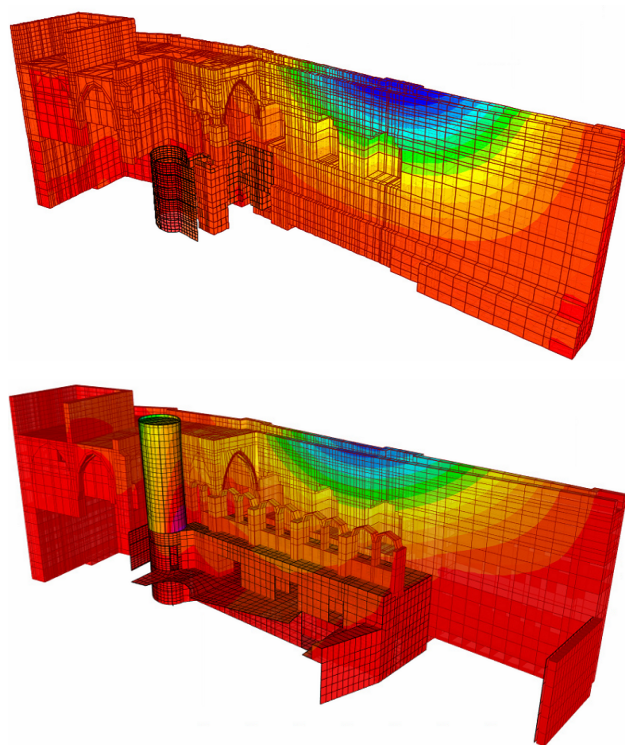


Figura 4 Deformada do troço sul do claustro para a situação de interrupção da empreitada (caso 1) (em cima) e após a finalização da obra (caso 2) (em baixo), para o primeiro modo de vibração. A escala de cores representa deformações crescentes de vermelho a azul

2.3 Definição de estados limite da resposta sísmica

A resposta da estrutura do claustro é estimada, em função da ocorrência de sismos de diferentes intensidades, para a verificação da excedência de dois estados limite (fendilhação e colapso iminente) para o muro sul do claustro (para fora do seu plano) e do arco extremo do claustro (no seu próprio plano).

Relativamente ao muro sul, definem-se os seguintes estados limite:

- **Estado limite 1 (EL1)** – corresponde ao início da fendilhação no muro (estado limite de fendilhação) que se traduz numa perda de rigidez global da estrutura. A ocorrência deste estado limite obriga à realização de uma inspeção estrutural para avaliação da segurança e eventual necessidade de reforço.
- **Estado limite 2 (EL2)** – define-se pela abertura de uma fenda, ao longo da espessura total do muro, que conduz ao início da sua instabilização (estado limite de colapso iminente).

A variável de controlo é o *drift* do topo do muro (deslocamento relativo entre o topo do muro e a secção de rotação do elemento, dividido pela diferença de cota). Os deslocamentos associados aos estados limite do caso 2 são aproximadamente iguais ao dobro dos deslocamentos associados ao caso 1. Tal relação é devida ao facto de, após conclusão da obra (caso 2), a secção crítica passar a estar aproximadamente a meia altura do muro, contrariamente ao que acontecia no caso 1, em que a secção crítica se situa na base. Na secção 3.2 este fenómeno é detalhado, sendo ilustrado na Figura 5.

Relativamente ao arco de extremidade, os estados limite correspondem à:

- **Estado limite 1 (EL1)** – formação da primeira rótula no arco; está associada à abertura de uma fenda de flexão em toda a altura (0.25m) de uma das juntas de une as pedras do arco de extremidade.
- **Estado limite 2 (EL2)** – formação de um mecanismo; está associado ao aparecimento de três fendas de flexão, idênticas à descrita anteriormente, ao longo das juntas do arco.

No que concerne à análise do arco de extremidade, a variável de controlo é a abertura total de fendas, calculada como a soma de todas as fendas, ao longo do comprimento e da espessura do arco. Como se descreve na secção 3.3, para cálculo dos períodos de retorno da ação sísmica associados à ativação destes estados limite, é necessário proceder à transformação desta variável de controlo no *drift* do topo do muro.

Em conclusão, a avaliação da segurança de cada elemento crítico (muro sul/arco de extremidade) será feita tendo em consideração dois estados limite (EL1/EL2) e duas situações relativas ao estado da obra prevista (caso 1/caso 2).

2.4 Níveis de desempenho objetivo da resposta sísmica

Considera-se que a Sé de Lisboa, no seu todo, é um edifício com um grau de importância superior à de um edifício corrente. Não obstante, tendo em conta o caso em análise, relativo ao troço sul do claustro, considera-se que sendo esta uma subestrutura exterior à própria Sé, poderá ser demasiado exigente condicionar a sua verificação de segurança por *Objetivos de Desempenho Essencial* (semelhante a uma estrutura crítica, como um quartel de bombeiros ou uma escola), tal como definido no VISION 2000 [7]. Desta forma, entendeu-se que a estrutura do troço sul do claustro da Sé de Lisboa se insere na classe de estruturas que deve satisfazer os critérios de aceitabilidade definidos por *Objetivos Básicos*, igualmente definidos no VISION 2000, associados a estruturas correntes. Neste contexto, os estados limite da resposta, definidos

na secção 2.3, estão associados aos seguintes períodos de retorno referência/objetivo ($T_{EL,obj}$):

- **Estado limite 1** – corresponde a um estado limite de fendilhação, considerando-se que até este ponto não haverá necessidade de inspeção estrutural e, consequentemente, é garantida a operacionalidade. Como tal, está associado a um período de retorno de 72 anos, o que corresponde a uma probabilidade anual de excedência de 1,4%.
- **Estado limite 2** – corresponde a uma situação de colapso iminente, caracterizada por fenómenos de instabilização mecânica da estrutura, com uma margem mínima para a ocorrência do colapso. Como tal, está associado a um período de retorno de 975 anos, o que corresponde a uma probabilidade anual de excedência de 0,1%.

Estes valores estão alinhados com os critérios apresentados no Anexo Nacional da NP EN1998-3:2017, onde se especificam períodos de retorno de 73 e 975 anos para os estados limite de limitação de dano (DL) e de colapso iminente (NC) para estruturas correntes, respetivamente. Ainda assim, salienta-se que a consideração de valores de referência para monumentos históricos deve ser encarada de um ponto de vista indicativo e devidamente ajustada às características específicas, à utilização e tipo de intervenção em análise. Com efeito, a NP EN1998-3:2017 estabelece a possibilidade de considerar abordagens ajustadas caso-a-caso, quando se analisam construções históricas. Nesse sentido, salienta-se o documento "Linee guida – Testo della Direttiva e relativi allegati" [8], do Ministério da Cultura Italiano, onde se refere:

"O termo beneficiação deve ser entendido como a execução de obras capazes de fazer com que o edifício atinja um maior grau de segurança face às condições atuais, ainda que com um nível de proteção sísmica não necessariamente igual ao previsto pelos regulamentos de construção."

A regulamentação italiana (*Linee Guida*) sobre conservação do património cultural e avaliação do risco sísmico apresenta e discute conceitos importantes como sejam o tempo de vida útil e os estados limite a adotar. O conhecimento exposto no documento resulta do trabalho técnico e científico desenvolvido nesta área nas últimas décadas, tendo-se registado importantes desenvolvimentos recentes, como é o caso dos princípios de avaliação propostos no âmbito do projeto PERPETUATE [9], os quais o LNEC tem vindo a adotar nos estudos desenvolvidos na última década.

2.5 Definição da ação sísmica

A formulação regulamentar da NP EN1998-3:2017 [4], baseada em fatores multiplicativos que permitem obter ações sísmicas associadas a taxas anuais de ocorrência distintas, não capta características fundamentais dos movimentos intensos do solo e para o qual o nível da ação para probabilidades de excedência baixos (períodos de retorno elevados) está sujeita a níveis de incerteza epistémica muito elevados. Assim sendo, torna-se necessário, para um problema com este nível de especificidade, recorrer à análise probabilística da perigosidade sísmica (*probabilistic seismic hazard analysis*), que consiste no cálculo da probabilidade de determinado parâmetro, que mede a intensidade de um sismo, exceder, num dado

local, um determinado nível, num intervalo de tempo especificado.

Enquadrado nesta metodologia, para a definição da ação sísmica no substrato rochoso do local em estudo utilizaram-se as zonas de geração sísmica do modelo do Estudo do Risco Sísmico e Tsunamis do Algarve [10]. Para as leis de atenuação, tendo em conta os dois mecanismos de geração existentes no território continental (sismos de magnitude moderada e pequena distância focal – sismos próximos – e sismos de maior magnitude e maior distância focal – sismos afastados), foram consideradas duas atenuações diferentes. As leis de Ambraseys *et al.* [11] são utilizadas para caracterizar o processo de atenuação da energia sísmica associado a sismos próximos. Para sismos afastados, são utilizadas leis de atenuação em aceleração espectral obtidas utilizando modelos de propagação e rutura em falha finita [12,13], calibrados com sismos obtidos na rede acelerográfica nacional. Estas leis foram as utilizadas para o estudo do zonamento sísmico no território nacional, para o Anexo Nacional do Eurocódigo 8 [14].

Neste estudo, a perigosidade sísmica é avaliada em termos de espectros de resposta em aceleração, para uma percentagem do amortecimento crítico de 5% e para várias probabilidades de excedência. A ação sísmica no local tem em consideração a influência das condições geológicas, sendo as características específicas do solo determinadas com base nas sondagens geotécnicas realizadas no âmbito da elaboração do projeto de execução da empreitada [15]. A campanha de ensaios incluiu a realização de três sondagens, duas deles ao longo do muro sul do claustro. Com base nesses ensaios, foi construída uma coluna de solo característica do local, cujos parâmetros principais (variáveis ao longo da coluna) são a velocidade de propagação das ondas sísmicas, a densidade e o índice de plasticidade. Os dois últimos são derivados diretamente das sondagens realizadas. Em relação à velocidade de propagação das ondas sísmicas V_s , é relacionada com o número corrigido de pancadas do ensaio SPT, N60, e com a tensão efetiva no solo, σ'_v , através da expressão, que consta da nova versão do Eurocódigo 8 – Parte 5 [16]:

$$V_s = 35 \times N60^{0,23} \times (\sigma'_v)^{0,25} \quad (1)$$

Com base na coluna de solo construída para o local, a ação sísmica no substrato rochoso é propagada até à superfície com recurso a análise estocástica não-linear [13], tendo como efeito a amplificação das acelerações, agravando a ação sísmica a considerar na análise da estrutura.

Analizando os espectros de resposta dos dois tipos de sismo, próximo e afastado, verificou-se que o sismo próximo gera maiores acelerações à superfície, pelo que, os resultados deste estudo são apenas apresentados para esse tipo de sismo.

3 Modelação numérica

3.1 Considerações gerais

A análise do comportamento da estrutura até à rutura, pode seguir uma de duas abordagens: (i) modelos de meio contínuo equivalente, definindo um material homogéneo que simule o comportamento do sistema de blocos e juntas; (ii) modelos de meio descontínuo, em

que as juntas, e as suas características mecânicas, são explicitamente representadas. Tendo-se adotado a segunda via, um aspeto essencial é introduzir um número suficiente de juntas que permitam reproduzir com o modelo numérico os principais modos de deformação da estrutura e os mecanismos de colapso possíveis, em particular os suscitados pela separação e pelo deslizamento ao longo das juntas, que são característicos destas estruturas. Para tal, com base no modelo global linear utilizado para avaliação do comportamento dinâmico do troço sul do claustro (secção 2.2), desenvolveram-se dois modelos para análise detalhada do comportamento não-linear do muro sul e do arco de extremidade do claustro.

Nos modelos desenvolvidos, descritos nas secções seguintes, os blocos de alvenaria, modelados com elementos finitos volumétricos, são considerados com as propriedades elásticas médias, estimadas com base nas indicações recolhidas dos ensaios de caracterização dos materiais realizados no âmbito do projeto da empreitada. Assim, o módulo de elasticidade da alvenaria é de 3,5 GPa, o peso volúmico de 18 kN/m³ e a tensão máxima de compressão é de 3,0 MPa. Por outro lado, as juntas com comportamento não-linear são introduzidas nas zonas em que é expectável a formação de fendas de tração, reduzindo assim o custo computacional do modelo. Estas zonas são selecionadas com base na análise de tensões obtidas na análise modal (linear) da estrutura. Estas juntas são caracterizadas por um comportamento frágil, com resistência igual à da alvenaria quando sujeitas a tensões de compressão e com resistência residual quando sujeitas a tensões de tração.

São realizadas análises *pushover*, permitindo assim a determinação das curvas de capacidade, que caracterizam a resposta não-linear da estrutura quando excitada por um padrão de forças proporcional ao modo de vibração considerado, neste caso o primeiro.

3.2 Análise do muro sul

Para análise do comportamento não-linear do muro sul, foram desenvolvidos modelos para análise dos caso 1 e 2, que correspondem ao troço crítico do muro, incluindo a totalidade de um dos nembos e metade da largura dos nichos adjacentes. Os modelos incluem as seguintes componentes:

- Nas secções críticas são adicionadas molas, acima referidas, com resistência residual à tração, para simular a junta que une as fiadas de alvenaria e permitindo simular a abertura das fendas nessas secções.
- No topo do muro são adicionadas molas elasto-plásticas para simular a rigidez transversal do muro (efeito de continuidade).
- Nas zonas de ligação à nova estrutura de betão armado a construir, em particular ao nível das lajes, são adicionadas molas elásticas para simular a rigidez conferida por essa estrutura (apenas no modelo do caso 2).

Na Figura 5 apresentam-se os modelos simplificados associados ao caso 1 e ao caso 2. Estes modelos têm frequências de vibração de 4,37 Hz e 5,45 Hz, respetivamente. Frequências semelhantes às obtidas para os modelos completos de cada caso (secção 2.2), que são de 4,31 Hz e 5,50 Hz, respetivamente.

A secção crítica corresponde, no caso 1, à secção da base do muro.

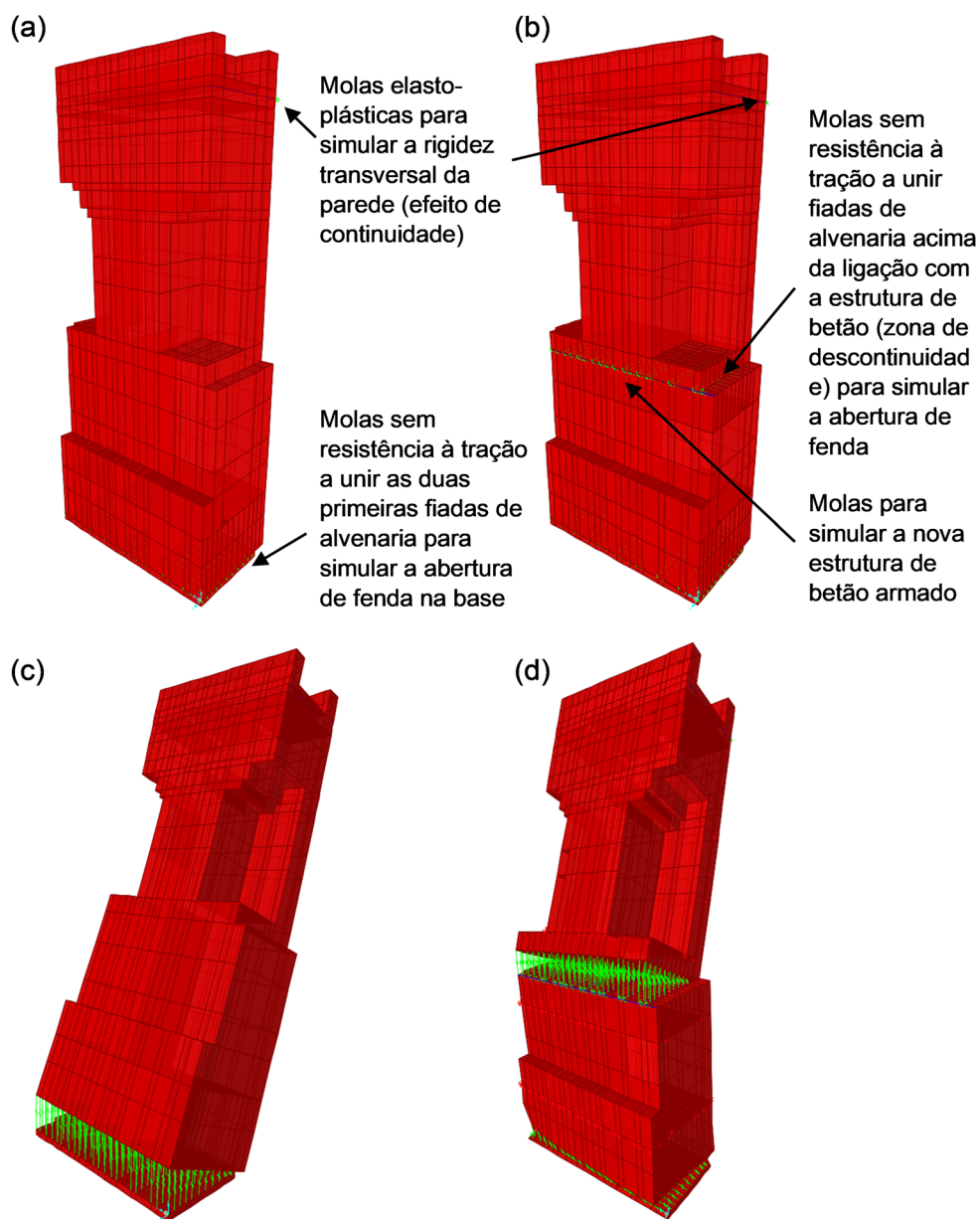


Figura 5 Modelo simplificado do muro sul: a) caso 1; b) caso 2; c) deformada no caso 1; d) deformada no caso 2

Por outro lado, no caso 2, a secção crítica é a secção imediatamente acima da estrutura de betão armado a construir. A posição das secções críticas é comprovada pela análise das tensões elásticas, que pode ser consultada em [1].

A rigidez das molas elasto-plásticas que simulam o efeito de continuidade do muro foi calibrada para que a frequência de vibração do modelo simplificado do caso 1 igualasse a frequência do modo corresponde do modelo completo. O limite elástico das molas é atingido no instante em que a secção crítica do muro se encontra completamente fendilhada. Assim, depois da fenda na secção crítica

atingir a espessura total do muro, considera-se que as molas que simulam o efeito de continuidade entram no patamar plástico para representar a perda de resistência das restantes secções do muro.

É de salientar que a consideração destas molas com comportamento elástico até à fendilhação total da secção crítica sobrestima a capacidade resistente do muro. Com efeito, o verdadeiro mecanismo de colapso de uma parede de alvenaria para fora do seu plano é, habitualmente, um trapézio, cuja base maior se encontra no topo do muro [1], que só seria possível de simular numericamente com a introdução generalizada de não-linearidades ao longo do muro.

Por outro lado, a rigidez das molas que simulam a nova estrutura de betão armado foi calibrada tendo em conta um modelo específico dessa estrutura, que permite determinar a rigidez isolada desta.

Na Figura 6 apresentam-se as curvas de capacidade, que relacionam a variável de controlo (*drift* do topo do muro) com o nível de intensidade sísmica (definida pela aceleração espectral do primeiro modo de vibração), do muro sul no caso 1 e caso 2. Na figura são indicados os estados limite, definidos na secção 2.3, para ambos os casos. Verificou-se que, para estes valores de *drift*, não é expectável que ocorra esmagamento da alvenaria, sendo as tensões de compressão inferiores a 2,0 MPa, valor que se considera aceitável face à resistência à compressão da alvenaria do muro. Assim, é expectável que o colapso do muro ocorra por derrube devido a deformação excessiva.

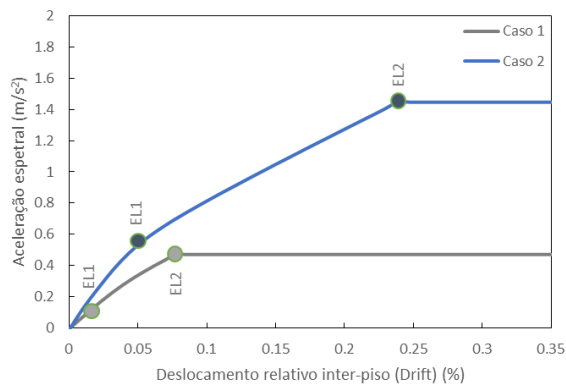


Figura 6 Curvas de capacidade do muro sul, obtidas com os modelos simplificados representados na Figura 5, no caso 1 e caso 2

3.3 Análise do arco de extremidade

Para análise do comportamento não-linear do arco de extremidade, foram desenvolvidos outros dois modelos, para análise do caso 1 e do caso 2, que se baseiam na introdução de molas elásticas, com

resistência à tração residual, nas juntas do arco de extremidade do claustro, no modelo global do troço sul do claustro (secção 2.2). Cada pedra do arco foi simulada com cinco elementos finitos volumétricos, com iguais dimensões, justapostos em altura. Desta forma, a altura total da junta (0,25 m) é dividida em troços de 0,05 m, sendo esta a discretização para controlo da fendilhação nessa zona. A Figura 7 mostra o modelo referente ao caso 2, assim como uma imagem referente ao pós-processamento dos resultados, executado em MATLAB v.2013b [17], que permite a visualização gráfica das fendas (a vermelho) no arco de extremidade para cada passo da análise *pushover*.

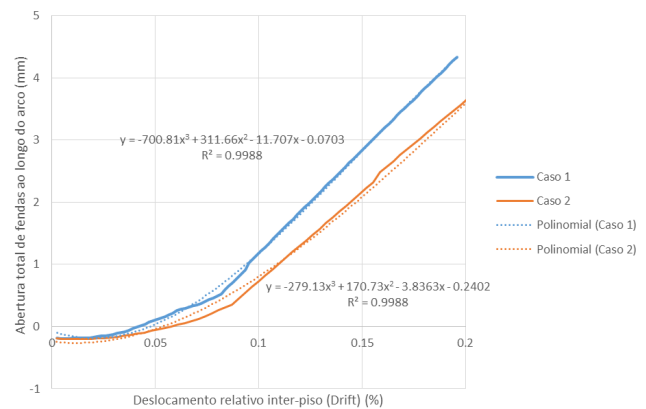


Figura 8 Relação entre o deslocamento relativo inter-piso e a abertura de fendas ao longo do arco para o caso 1 e o caso 2

Sendo o comportamento global da estrutura controlado pelo comportamento não-linear do muro, as curvas de capacidade da Figura 6 são válidas para representar o comportamento global para o caso do muro e para o caso do arco de extremidade. Com efeito, o colapso do arco de extremidade corresponde a um mecanismo local, associado ao mesmo modo global em que ocorre o colapso do muro. Não obstante, para a avaliação do arco de extremidade é necessário proceder à transformação de variáveis, relacionando a

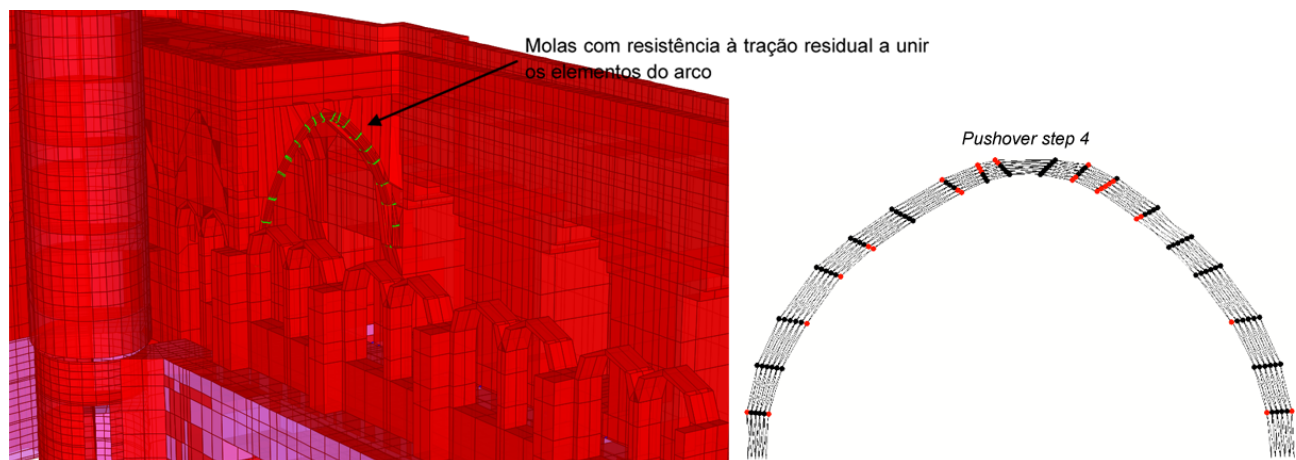


Figura 7 Modelo de análise do arco de extremidade (esq.); representação gráfica das fendas (a vermelho) na análise *pushover* (dir.)

abertura total de fendas com o *drift* no topo do muro, utilizando os ajustes polinomiais que se apresentam na Figura 8, de forma a escrever a curva de capacidade no formato abertura de fendas ao longo do arco vs. aceleração espectral. No Quadro 1 indicam-se os valores do *drift* para os estados limite de resposta do arco de extremidade, definidos na secção 2.3.

Quadro 1 Valores dos *drifts* no topo do muro para os estados limite do arco de extremidade

Caso	EL1 (Fendilhação)	EL2 (Colapso iminente)
Caso 1 (situação de interrupção da empreitada)	0,04 %	0,06 %
Caso 2 (obra completa)	0,08 %	0,0 %

4 Avaliação global da segurança

Os valores dos *drifts* associados aos estados limite da resposta do muro sul e do arco de extremidade permitem a determinação dos seus períodos de retorno, e correspondentes probabilidades anuais de excedência, de acordo com a metodologia descrita em 2.1. Os períodos de retorno assim calculados são comparados com valores de referência ($T_{EL,obj}$), indicados na secção 2.4. No Quadro 2 são apresentados os períodos de retorno e probabilidades anuais de excedência dos estados limite da resposta da estrutura, para o caso de interrupção da empreitada (caso 1) e para o caso de conclusão da obra (caso 2).

Na situação de interrupção da empreitada e para o estado limite de colapso iminente, a segurança é condicionada pela formação do mecanismo de deformação excessiva e rutura por flexão do arco extremo do claustro. Este efeito é agravado pela falta de apoio lateral do pilar interior de suporte do arco, que na situação de interrupção da empreitada é particularmente relevante. A probabilidade anual de excedência é de 1,6%, valor este que se considerou elevado no contexto de verificação do desempenho sísmico. O estado limite de colapso do muro sul tem uma probabilidade anual de excedência de 1,1%, valor que se considerou também muito elevado.

A conclusão das obras previstas no projeto de estruturas conduz a um aumento da segurança sísmica, reduzindo significativamente a probabilidade de excedência dos dois estados limite considerados (fendilhação e colapso iminente), em cerca de 44% e 34% para o caso do arco de extremidade do claustro e em cerca de 81% e 91% para o caso do muro. Os níveis de desempenho que se estima virem a ser atingidos no caso de conclusão das obras, no que concerne ao muro, são satisfatórios face aos valores de referência considerados. No que respeita ao arco, embora o aumento da segurança estimado seja significativo, os valores em questão são ainda baixos face aos valores de referência, em particular para o estado limite de colapso iminente.

Ainda que o colapso do arco de extremidade claustro corresponda a um colapso local, tendo em conta a vulnerabilidade específica deste elemento e do possível colapso progressivo das abóbadas adjacentes do claustro, foi recomendada a análise de uma possível solução de reforço adicional deste elemento. No estudo inicial do LNEC [1] foram estudadas duas soluções de reforço adicional dos arcos do troço sul do claustro, com a colocação de tirantes metálicos a unir a base dos mesmos. Essas soluções mostraram-se eficazes no sentido de reduzir o risco. Com base nessas hipotéticas soluções de

Quadro 2 Períodos de retorno e probabilidades anuais de excedência dos estados limite da resposta da estrutura

Estado limite	Elemento crítico	Caso	Período de retorno (anos)	Probabilidade anual de excedência ($\times 10^{-2}$)	Redução da probabilidade com a obra completa (%)
EL1 – Fendilhação	Arco	Caso 1	28	3,6	44
		Caso 2	50	2,0	
	Muro	Caso 1	13	7,7	81
		Caso 2	68	1,5	
EL2 – Colapso iminente	Arco	Caso 1	62	1,6	34
		Caso 2	94	1,1	
	Muro	Caso 1	91	1,1	91
		Caso 2	1014	0,1	

- Notas:
- Caso 1 - situação de interrupção da empreitada; Caso 2 – Obra completa.
 - A dimensão das barras horizontais é proporcional ao período de retorno de referência/objetivo de cada limite, o qual se representa a traço interrompido.

reforço, o projetista veio a desenvolver um projeto de reforço, cuja contribuição para mitigação do risco é analisada na secção seguinte.

5 Reforço dos arcos e do muro sul do claustro

5.1 Descrição da solução de reforço

A eficácia do reforço preconizado pelo projetista na redução da vulnerabilidade sísmica é aferida através da comparação dos períodos de retorno da ação sísmica que conduzem à excedência dos dois estados limite (fendilhação e colapso iminente) do arco, nas situações de execução do reforço e sem a execução do mesmo [2]. Esta última situação (não execução do reforço – na situação de conclusão da empreitada) corresponde ao caso 2, cujos resultados foram analisados na secção 4.

O reforço local preconizado pelo projetista (Figura 9) assenta em: (i) execução de reboco armado para revestir a face interior do muro sul e a face visível da parede de extremidade do claustro à base de cal hidráulica (NHL 3,5), com malha de fibra de vidro VIPLAS 275 e conectores em malha de 50 × 50 (cm); (ii) colocação de chapa metálica em L no intradorso do arco, com secção transversal com dimensões 300 × 300 × 10 (mm) e comprimento igual ao comprimento interior do arco, a revestir as pedras do mesmo, e fixa à estrutura através de pernos com diâmetro de 12 mm e comprimento de 200 mm; e (iii) colocação de tirante metálico, constituído por barra roscada Dywidag de 40 mm de diâmetro, ancorada no exterior do muro sul e no interior do claustro.

Após a conclusão do estudo, a solução de atirantamento dos arcos foi alterada, com colocação de cantoneiras metálicas (Figura 9b), evitando assim a fixação das barras roscadas na estrutura de alvenaria do muro sul.

5.2 Modelação numérica

Foi desenvolvido um modelo de elementos finitos não-linear, específico para a análise do comportamento do arco de extremidade reforçado no seu plano. À semelhança do anterior modelo (secção 3.3), as juntas entre os elementos da alvenaria de pedra (modelados com elementos sólidos) são simuladas através de elementos de junta não-lineares. Além destes, foram também introduzidos elementos de junta não-lineares em todo o plano do arco (e não apenas nas juntas das pedras do arco).

O reforço com reboco armado (aplicado numa das faces das paredes) é modelado com elementos de placa unidos através de elementos de junta não-lineares (Figura 10) com propriedades adotadas na sequência de trabalhos de investigação desenvolvidos no LNEC [18]. Considerou-se, para o reboco armado, um módulo de elasticidade de 15,5 GPa, uma tensão resistente à tração de 0,45 MPa, uma tensão resistente à compressão de 2,1 MPa e uma tensão resistente ao corte de 0,30 MPa. Os elementos que simulam o reboco são ligados à base (pedra) através de *links* rígidos (identificados como *Rigid* na Figura 10), simulando assim uma ligação com aderência perfeita. Na Figura 10 inclui-se um pormenor da modelação do reboco armado através de elementos de placa (a roxo) sobre

os elementos de alvenaria de pedra (a vermelho), devidamente compatibilizados através de 12 elementos de junta em cada vértice dos elementos anteriores. As restantes propriedades e detalhes de modelação podem ser consultados em [2]. Verificou-se que o reforço introduz uma maior rigidez, traduzida pelo aumento da frequência de vibração do arco (4,99 Hz sem reforço e 5,94 Hz com reforço), e uma maior resistência, evidente nas alterações registadas nas curvas de capacidade, obtidas através de análises *pushover* do arco.

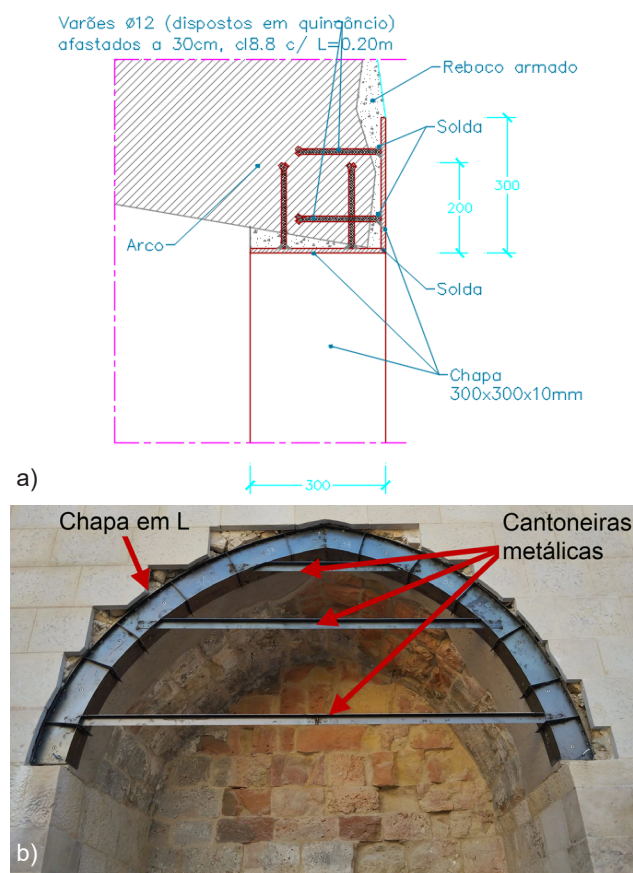


Figura 9 a) Chapa em L nas pedras do arco de extremidade (Fonte: Gepectrofa); b) Reforço local adicional dos arcos do troço sul do claustro (Fonte: Pretensa Lda.)

5.3 Resultados

Esta técnica de reforço permitiu controlar melhor a abertura de fendas, reduzindo a deformação interna do arco que se mostra na Figura 10, para o caso com reforço, comparativamente à situação sem reforço (onde o deslocamento era cerca de 25% superior), conduzindo assim a ganhos em resistência e rigidez associados a uma maior exploração da capacidade resistente da alvenaria.

No que concerne aos períodos de retorno da ação sísmica, observam-se aumentos significativos, tal como se indica no Quadro 3, de 50 para 268 anos e de 94 para 918 anos para os estados limite 1 e 2, respetivamente. Estes aumentos representam um acréscimo

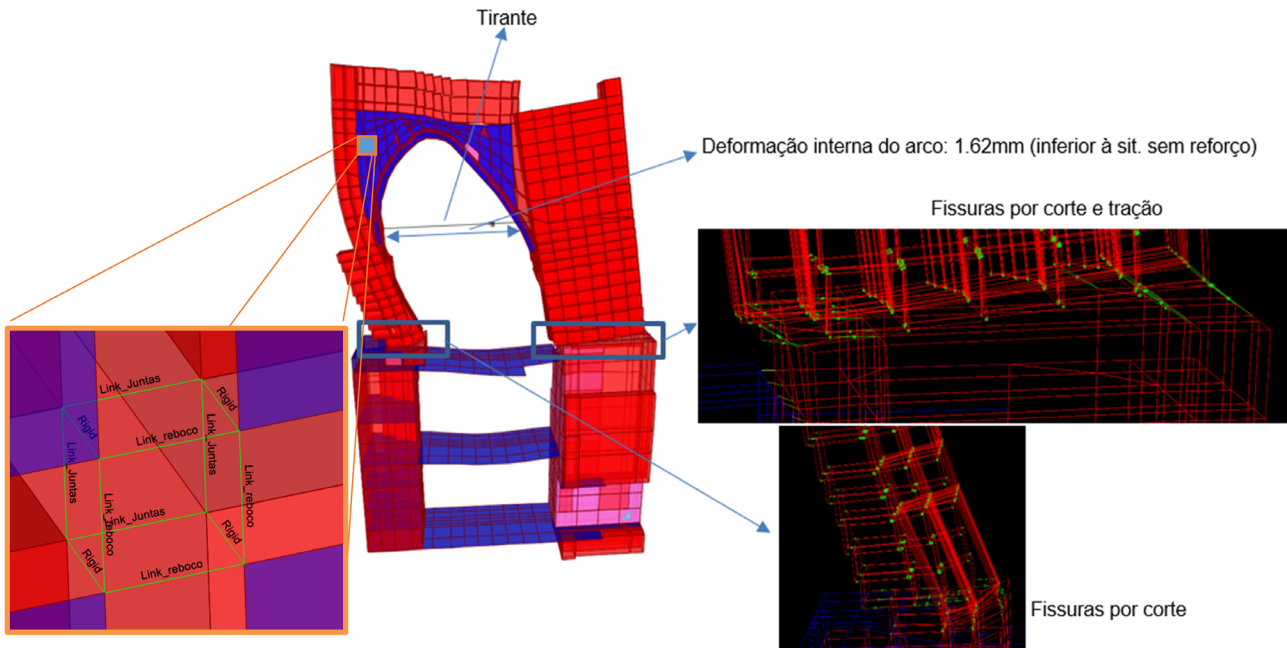


Figura 10 Configuração deformada do modelo do arco (fator de ampliação: 300), com o reforço implementado, no sentido para o interior do claustro e para um deslocamento do topo de cerca de 7,3 mm

de segurança muito significativo relativamente ao caso 2 (conclusão da obra), no qual não tinha sido considerado este reforço local do arco. Além disso, a segurança que se obtém é muito superior àquela que se obteve para o caso 1 (situação de interrupção da empreitada), cujos períodos de retorno eram de 28 e 62 anos para os estados limite 1 e 2, respetivamente.

Quadro 3 Períodos de retorno associados aos estados limite do arco de extremidade após conclusão da empreitada (caso 2), com e sem execução do reforço local do arco de extremidade

Situação	Estado limite	
	EL1 - Fendilhação	EL2 – Colapso iminente
Caso 2 – sem reforço	50 anos	94 anos
Caso 2 – com reforço	268 anos	918 anos
Valor de referência (NP EN 1998-3)	72 anos	975 anos

6 Conclusões

Apresenta-se o estudo relativo à estabilidade estrutural do troço sul do claustro da Sé Patriarcal de Lisboa, na situação ocorrida de interrupção da empreitada e após a finalização das obras, face

à ocorrência de sismos de diferentes intensidades, associada a diferentes períodos de retorno.

Estimou-se a resposta da estrutura do claustro para a verificação da excedência de dois estados limite (fendilhação e colapso iminente), tendo-se concluído que a conclusão das obras previstas no projeto de estruturas introduz uma importante contenção lateral dos arcos e do muro sul do claustro. Este facto conduz a um aumento de segurança sísmica, reduzindo o risco de excedência dos dois estados limite referidos, em cerca de 44% e 34%, para o caso do arco, e em cerca de 81% e 91%, para o caso do muro. Os níveis de desempenho que se estima virem a ser atingidos no caso de conclusão das obras, no que concerne ao muro, são satisfatórios face aos valores de referência considerados. No caso do arco de extremidade o nível de segurança estimado é diminuto face ao nível de desempenho objetivo considerados. Nesse sentido, foi desenvolvida uma solução de reforço desse elemento, estendendo-se também ao restante muro sul.

A introdução do reforço local do arco de extremidade proposto pelo projetista tem um efeito benéfico para a segurança do arco de extremidade, conduzindo a períodos de retorno da excedência dos estados limite muito superiores aos do caso sem reforço e acima, ou próximos, dos valores objetivo adotados, o que é de assinalar tendo em conta o tipo de estrutura em questão, a sua vulnerabilidade atual e as condicionantes estéticas e arquitetónicas da intervenção a executar.

A apreciação global dos resultados apresentados neste estudo, relativos à segurança sísmica do troço sul do claustro da Sé de Lisboa,

permite afirmar que a empreitada executada, concomitantemente ao reforço local proposto para o arco de extremidade, conduzirá à mitigação do risco de fendilhação e colapso desta estrutura. Salienta-se, ainda, o significativo aumento da segurança sísmica relativamente à situação em que se encontrava anteriormente ao início da empreitada.

Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio da Património Cultural, I.P. (na altura da realização deste estudo, Direção Geral do Património Cultural – DGPC). Os autores agradecem à Dra. Alexandra Carvalho e à Dra. Anabela Martins, do LNEC, pela elaboração do estudo de perigosidade que deu origem aos espectros de resposta utilizados na análise. Os autores agradecem aos dois revisores, cujos comentários e sugestões ajudaram a clarificar vários aspetos e a melhorar a qualidade do artigo.

Referências

- [1] LNEC (2022) – Análise da Vulnerabilidade Sísmica do Troço Sul do Claustro da Sé Patriarcal de Lisboa. LNEC - Proc. 0305/1201/22975. Relatório 124/2022 – DE/NESDE.
- [2] LNEC (2023) – Análise da Vulnerabilidade Sísmica do Troço Sul do Claustro da Sé Patriarcal de Lisboa - Avaliação da eficácia de um reforço local do arco de extremidade. LNEC - Proc. 0305/1201/22975. Relatório 111/2023 – DE/NESDE.
- [3] FEMA (2005) – FEMA-440 – Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, EUA
- [4] IPQ (2017) – NP EN1998-3:2017: Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.
- [5] Elmenshawi, A.; Sorour, M.; Mufti, A.; Jaeger, L.; Shrive, N. (2010) – Damping mechanisms and damping ratios in vibrating unreinforced stone masonry. *Engineering Structures*, 32(10), 3269-3278.
- [6] SAP2000 (2019) – Structural Analysis Program v.21.2.0. Computers and Structures, Inc.
- [7] SEAOC (1995) – Vision 2000 – Part 1. Performance based seismic engineering of buildings. California Office of Emergency Services. Final report. Structural Engineers Association of California – Vision 2000 Committee.
- [8] Ministero per i Beni e le Attività Culturali – MBAC (2010) – Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni. CIRC. 02/12/2010, N. 26.
- [9] Lagomarsino, S.; Cattari, S. (2015) – PERPETUATE: guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 13-47.
- [10] Carrilho, F.; Pena, J.A.; Nunes, J.C. (2010) – ERSTA—Estudo de Risco Sísmico e de Tsunami No Algarve; Capítulo 2. Autoridade Nacional de Proteção Civil. Lisboa, Portugal.
- [11] Ambraseys, N.N.; Simpson, K.A.; Bommer, J.J. (1996) – Prediction of horizontal response spectra in Europe. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25, pp. 371-400.
- [12] Carvalho, A.; Zonno, G.; Franceschina, G.; Serra, J.B.; Costa, A.C. (2008) – Earthquake shaking scenarios for the metropolitan area of Lisbon. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 28, 347-364.
- [13] Carvalho, A. (2007) – Modelação Estocástica da Acção Sísmica em Portugal Continental. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- [14] IPQ (2010) – NP EN1998-1:2010: Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.
- [15] Geocontrolo (2016) – Sé de Lisboa – Estudo geológico-geotécnico. Proc. 39815. Memória Descritiva e Justificativa e Anexos.
- [16] CEN (2024) – prEN1998-5:2024: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. ISO/CEN European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [17] MATLAB (2013) – Matrix Laboratory, v.2013b. The MathWorks, Inc.
- [18] Marques, A.; Veiga, R.; Candeias, P.; Ferreira, J. (2020) – Revestimentos armados como solução de reabilitação sísmica de paredes de alvenaria de edifícios antigos. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, 13, pp. 25-36.